

Gutachten zur

Ermittlung der Hochwasserstände mit einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ und $T = 10.000$ Jahren für den Standort des Logistikzentrums Konrad (LoK) am ehemaligen Kernkraftwerk Würgassen (KWW) nach KTA 2207

Auftraggeber: BGZ Ges. für Zwischenlagerung mbH
Charlottenstr. 4
10969 Berlin

Az. des Auftraggebers: 4500096472

Auftrag vom: 06.11.2020

aufgestellt von: Univ. Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen
Öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für
die Fachgebiete: Wasserbau und Technische Hydraulik
der Industrie- und Handelskammer Siegen

unter Mitarbeit von: Dr.-Ing. Sebastian Niehüser

Siegen, den 12.07.2021

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen

c/o

Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu)

Lehrstuhl Hydromechanik, Binnen- und Küstenwasserbau

Paul-Bonatz-Str. 9-11

57076 Siegen

Telefon: +49-271-740-2172

Telefax: +49-271-740-2722

Mobil: +49-171-2081701

E-Mail: juergen.jensen@uni-siegen.de

Home: <http://www.uni-siegen.de/fb10/fwu/wb/>

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	III
Abbildungsverzeichnis	V
Tabellenverzeichnis	VII
Abkürzungen und Symbole	IX
Abstract	XI
1 Aufgabenstellung und Hintergrund	1
2 Einleitung	2
3 Verwendete Unterlagen	5
4 Untersuchungsgebiet und Datengrundlage	6
4.1 Untersuchungsgebiet	6
4.2 Datengrundlage und -prüfung	6
4.3 Plausibilitätsprüfung der Abflusszeitreihen	8
4.4 Wasserwirtschaftliche Grundlagen	10
4.5 Hochwasserschutz im Einzugsgebiet	12
4.5.1 Werra	13
4.5.2 Fulda	14
4.5.3 Diemel	15
4.6 Zusammenfassung der Hochwasserschutzmaßnahmen	16
5 Hochwasserereignisse in der Oberweser	17
5.1 Hochwasser in Folge strukturellen Versagens am Beispiel der Edertalsperre	17
5.2 Extreme Hochwasserereignisse am Pegel Karlshafen	19
6 Ermittlung der Bemessungsabflüsse am Pegel Karlshafen mit Hilfe extremwertstatistischer Analysen	23
6.1 Allgemeine Bemerkungen	23
6.2 Methodik	23
6.3 Stichprobenbildung	24
6.4 Verteilungsfunktionen	25
6.5 Parameterschätzung	25
6.6 Extremwertstatistische Analysen für den Pegel Karlshafen	26

6.6.1	Detrending	26
6.6.2	Stichprobenbildung	29
6.6.3	Plotting Positionen	31
6.7	Ergebnisse der extremwertstatistischen Analysen für die Zeitreihe 1940 bis 2020	32
6.7.1	Ergebnisse GEV (Ansatz 1)	32
6.7.2	Ergebnisse GPD (Ansatz 2)	33
6.8	Ergebnisse der extremwertstatistischen Analysen für die Zeitreihe 1950 bis 2020	34
6.9	Jahresmaximalwerte auf Basis von Monatsmaxima	38
6.10	Ergebnisse nach Kleeberg und Schumann (2001) (Ansatz 3)	39
6.11	Vergleich und Bewertung der Ergebnisse der extremwertstatistischen Analysen	40
7	Hochwasser in Folge Lastfall BHQ2 aus der Edertalsperre	44
8	Ermittlung der Bemessungswasserstände für den Pegel Karlshafen und Übertragung auf den Standort LoK	45
8.1	Vorbemerkung	45
8.2	Wasserstands-Abfluss-Beziehung für den Pegel Karlshafen	45
8.3	Bemessungswasserstände für den Pegel Karlshafen	48
8.4	Bemessungswasserstände für den Standort LoK	48
9	Zusammenfassung	51
10	Literatur	54

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 4.1:	Luftbildaufnahme des Untersuchungsbereichs der Weser mit geplanten Standort LoK (Google Earth 2018).	6
Abbildung 4.2:	Standorte der verwendeten Pegel.	7
Abbildung 4.3:	Lineare Regression und Korrelationskoeffizient r der Tagesmittelwerte der Pegelstationen Wahmbeck und Hann. Münden für den Zeitraum 1940 bis 2018.	9
Abbildung 4.4:	Flussgebietseinheiten der Weser und deren Haupt- und Nebenflüsse (überarbeitete Darstellung aus FGG Weser (2015)).	12
Abbildung 4.5:	Hochwasserschutzanlagen bzw. Stauanlagen im Untersuchungsgebiet, bearbeitet nach FGG Weser (2015).	16
Abbildung 5.1:	Instationärer Abfluss. Veränderung der Ganglinie in Fließrichtung; unten Mitte: Schlüsselkurve (Patt und Jüpner, 2020).	17
Abbildung 5.2:	Ganglinien der Pegelstationen Letzter Heller (Werra), Guntershausen (Fulda), Hann. Münden, Wahmbeck, Karlshafen und Bodenwerder (Weser) während der Hochwasserkatastrophe 1943.	18
Abbildung 5.3:	Maximaler Scheitelabfluss ab Edertalsperre an verschiedenen unterhalb gelegenen Pegelstandorten (entsprechend der Flusstationierung).	19
Abbildung 5.4:	Ganglinien der Pegelstationen Letzter Heller (Werra), Guntershausen (Fulda), Hann. Münden und Karlshafen (beide Weser) während des Weserhochwassers aus dem Jahr 1946.	21
Abbildung 5.5:	Ganglinien der Pegelstationen Letzter Heller (Werra), Guntershausen (Fulda), Hann. Münden und Karlshafen (beide Weser) während des Weserhochwassers aus dem Jahr 1943.	22
Abbildung 6.1:	Trendbereinigte Abflusszeitreihe des Pegels Karlshafen zwischen 1940 und 2020.	27
Abbildung 6.2:	Beobachtete Wasserstandszeitreihe des Pegels Karlshafen zwischen 1940 und 2020 (bezogen auf den jeweils gültigen PNP).	27
Abbildung 6.3:	Wasserstände (Tagesmittelwerte) am Pegel Karlshafen bezogen auf PNP zwischen 1880 und 2020.	28
Abbildung 6.4:	Wasserstände (Tagesmittelwerte) am Pegel Karlshafen bezogen auf NHN zwischen 1880 und 2020.	28
Abbildung 6.5:	Zeitreihe der jährlichen Maximalwerte (AMAX) am Pegel Karlshafen zwischen 1940 und 2020 (schwarze Punkte) und Darstellung des linearen Trends (rote Linie).	29
Abbildung 6.6:	MLRP (oben links), SSP (oben rechts), $10^{-4}/a$ Ereignis bei verschiedenen Schwellenwerten (unten links) und der modifizierte Streuungsparameter unter Berücksichtigung verschiedener Schwellenwerte (unten rechts). Die geforderten Kriterien (konstanter bzw. linearer Verlauf der Funktionen) sind zwischen dem grau gestrichelten bis grau durchgezogenem Bereich gekennzeichnet.	30
Abbildung 6.7:	POT-Zeitreihe am Pegel Karlshafen zwischen 1940 und 2020 (schwarze Punkte) und Darstellung des linearen Trends (rote Linie).	31

Abbildung 6.8:	Grafische Darstellung der extremwertstatistischen Analyse von 1940 bis 2020 auf Basis der Verteilungsfunktion der GEV unter Verwendung der LM (schwarz gestrichelt), der MM (schwarz gepunktet) und der MLM (schwarz durchgezogen) als Parameterschätzverfahren. Die PLP sind als rote Kreise dargestellt.	32
Abbildung 6.9:	Grafische Darstellung der extremwertstatistischen Analyse von 1940 bis 2020 auf Basis der Verteilungsfunktion der GPD unter Verwendung der MLM als Parameterschätzverfahren. Die Verteilungsfunktion ist als schwarze Linie und die PLP sind als rote Kreise dargestellt.	33
Abbildung 6.10:	Trendbereinigte Abflusszeitreihe des Pegels Karlshafen zwischen 1950 und 2020.	34
Abbildung 6.11:	Zeitreihe der jährlichen Maximalwerte (AMAX) am Pegel Karlshafen zwischen 1950 und 2020 (schwarze Punkte) und Darstellung des linearen Trends (rote Linie).	34
Abbildung 6.12:	MLRP (oben links), SSP (oben rechts), $10^4/a$ Ereignis bei verschiedenen Schwellenwerten (unten links) und der modifizierte Streuungsparameter unter Berücksichtigung verschiedener Schwellenwerte (unten rechts). Die geforderten Kriterien (konstanter bzw. linearer Verlauf der Funktionen) sind zwischen dem grau gestrichelten bis grau durchgezogenem Bereich gekennzeichnet.	35
Abbildung 6.13:	POT-Zeitreihe am Pegel Karlshafen zwischen 1950 und 2020 (schwarze Punkte) und Darstellung des linearen Trends (rote Linie).	36
Abbildung 6.14:	Grafische Darstellung der extremwertstatistischen Analyse von 1950 bis 2020 auf Basis der Verteilungsfunktion der GEV unter Verwendung der LM (schwarz gestrichelt), der MM (schwarz gepunktet) und der MLM (schwarz durchgezogen) als Parameterschätzverfahren. Die PLP sind als rote Kreise dargestellt.	37
Abbildung 6.15:	Grafische Darstellung der extremwertstatistischen Analyse von 1950 bis 2020 auf Basis der Verteilungsfunktion der GPD unter Verwendung der MLM als Parameterschätzverfahren. Die Verteilungsfunktion ist als schwarze Linie und die PLP sind als rote Kreise dargestellt.	38
Abbildung 8.1:	Wasserstands-Abfluss-Beziehungen am Pegel Karlshafen in verschiedenen Zeitabschnitten zwischen 1940 und 2020.	46
Abbildung 8.2:	Vergleich der Beobachtungswerte mit den Anpassungsfunktionen am Pegel Karlshafen.	47
Abbildung 8.3:	Schlüsselkurve für den Pegel Karlshafen für den aktuellen Zeitraum 2009 bis 2020.	47
Abbildung 8.4:	Wasserstände für die Pegel Karlshafen und Höxter (Auszug der Pegelbezugslinie) nach StAfUA OWL (2005) Schlüsselkurve für den Pegel Karlshafen für den aktuellen Zeitraum 2009 bis 2020.	50

Tabellenverzeichnis

Tabelle 4.1:	Gewässer und Einzugsgebiete der verwendeten Pegelstationen, Daten nach DGJ.	8
Tabelle 4.2:	Korrelationskoeffizient r zwischen den Zeitreihen verschiedener Pegel.	9
Tabelle 4.3:	Wichtigsten Haupt- und Nebenflüsse der Oberen Weser nach Heddinga et al. (2006).	10
Tabelle 4.4:	Vorhandene und potentielle Retentionsräume und Flächen im hessischen Einzugsgebiet der Werra (Weinert et al., 2015).	13
Tabelle 4.5:	Baujahr und Hochwasserschutzraum der wichtigsten Stauanlagen im Einzugsgebiet der Werra nachgestellt nach Weinert et al. (2015).	13
Tabelle 4.6:	Vorhandene Retentionsräume und -flächen im hessischen Einzugsgebiet der Fulda (Theobald, 2010).	14
Tabelle 4.7:	Baujahr und Hochwasserschutzraum der wichtigsten Stauanlagen im Einzugsgebiet der Fulda; veränderte Darstellung nach Theobald (2010).	14
Tabelle 4.8:	Vorhandene Retentionsräume und -flächen im hessischen Einzugsgebiet der Diemel, Twiste Weser (Weinert et al., 2013).	15
Tabelle 4.9:	Baujahr und Hochwasserschutzraum der wichtigsten Stauanlagen im Einzugsgebiet der Diemel (veränderte Darstellung nach Weinert et al. (2013).	15
Tabelle 4.10:	Zusammenfassung der Hochwasserschutzmaßnahmen im Einzugsgebiet der wichtigsten Quell- und Nebenflüsse der Oberen Weser.	16
Tabelle 5.1:	Maximale Abflusswerte der Pegelstationen Gunterhausen, Hann. Münden, Wahmbeck, Karlshafen und Bodenwerder am 17. und 18. Mai 1943 nach dem DGJ.	18
Tabelle 5.2:	Hochwasserereignisse am Pegel Karlshafen im Zeitraum 1940 bis 2020.	20
Tabelle 6.1:	Zeitlicher Verlauf der Höhenlage von PNP zu NHN am Pegelstandort Karlshafen (Datenquelle: WSV, bereitgestellt durch die BfG).	26
Tabelle 6.2:	Zusammenfassende Auflistung der extremwertstatistischen Analyse auf Basis der Verteilungsfunktion der GEV unter Verwendung der LM, der MM und der MLM als Parameterschätzverfahren für $P_{\bar{0}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{0}} = 10^{-4}/a$.	32
Tabelle 6.3:	Zusammenfassende Auflistung der extremwertstatistischen Analyse auf Basis der Verteilungsfunktion der GPD unter Verwendung der MLM als Parameterschätzverfahren für $P_{\bar{0}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{0}} = 10^{-4}/a$.	33
Tabelle 6.4:	Zusammenfassende Auflistung der extremwertstatistischen Analyse auf Basis der Verteilungsfunktion der GEV unter Verwendung der LM, der MM und der MLM als Parameterschätzverfahren für $P_{\bar{0}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{0}} = 10^{-4}/a$.	37

Tabelle 6.5:	Zusammenfassende Auflistung der extremwertstatistischen Analyse auf Basis der Verteilungsfunktion der GPD unter Verwendung der MLM als Parameterschätzverfahren für $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$.	38
Tabelle 6.6:	Zusammenfassende Auflistung der extremwertstatistischen Analyse auf Basis der Verteilungsfunktion der GEV unter Verwendung der LM, der MM und der MLM als Parameterschätzverfahren für $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ auf Basis von Monatsmaximalwerten des Abflusses.	39
Tabelle 6.7:	Zusammenfassende Auflistung der extremwertstatistischen Analyse auf Basis der Konvention nach Kleeberg und Schumann (2001) für $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$.	40
Tabelle 6.8:	Hochwasserabflüsse mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $10^{-2}/a$ und $10^{-4}/a$ am Pegel Karlshafen basierend auf unterschiedlichen Zeitreihen und Verfahren.	42
Tabelle 8.1:	Bemessungswasserstände am Pegel Karlshafen für Hochwasserabflüsse mit einem Wiederkehrintervall von 100 und 10.000 Jahren.	48
Tabelle 8.2:	Ableitung der Wasserspiegeldifferenzen bei Hochwasserabflüssen mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ zwischen dem Pegel Karlshafen und dem Standort LoK basierend auf unterschiedlichen Verfahren.	49

Abkürzungen und Symbole

Abkürzung	Bedeutung
a	Parameter Plotting Position
AMAX	Jährlich Höchstwerte einer Stichprobe
BfG	Bundesanstalt für Gewässerkunde
BGZ	Gesellschaft für Zwischenlagerung mbH
BHW	Bemessungshochwasserstand
BM	Block Maxima Verfahren
BMU	Bundesumweltministerium
c	Schiefe einer Stichprobe
DGJ	Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
DIN	Deutsches Institut für Normung
ESK	Entsorgungskommission
FGG	Flussgebietsgemeinschaft
fwu	Forschungsinstitut Wasser und Umwelt der Universität Siegen
GEV	Verallgemeinerte Extremwertverteilung
GPD	Verallgemeinerte Pareto-Verteilung
HQ	Bemessungsabfluss
HRB	Hochwasserrückhaltebecken
KTA	Kerntechischer Ausschuss
KWW	Kernkraftwerk Würgassen
LAWA	Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser
LM	Wahrscheinlichkeitsgewichtete Momentenmethode
LoK	Logistikzentrum für das Endlager Konrad
m	Rang eines Wertes der Stichprobe
m NHN	Meter über Normalhöhennull
m NN	Meter über Normalnull
M_{HQ}	Mittlerer Hochwasserabfluss
MLM	Maximum-Likelihood Methode
MLRP	Mean Life Residual Plot
MM	Momentenmethode
MW	Mittlerer Wasserstand

n	Stichprobenlänge
PLP	Plotting positions (empirische Wahrscheinlichkeiten)
PNP	Pegelnulppunkt
POT	Peaks Over Threshold / Schwellenwertmethode
$P_{\bar{U}}$	Überschreitungswahrscheinlichkeit = 1 - Unterschreitungswahrscheinlichkeit
$P_{\bar{U}}, P_e$	Überschreitungswahrscheinlichkeit*/Eintrittswahrscheinlichkeit*
r	Korrelationskoeffizient nach Pearson
r-largest	r-größten jährlichen Extremwerten einer Stichprobe
RMSE	Root mean squared error
s	Standardabweichung der Stichprobe
SSP	Shape stability Plot
T	Wiederkehrintervall
u	Schwellenwert / Grenzwert POT-Verfahren
WSA	Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt
WSV	Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes
x	Variable (z. B. betrachtete Hochwasserwerte)
\bar{x}	Mittelwert einer Stichprobe
θ_j	Likelihood Funktion
λ	Eintrittsrates*
μ	Mittelwert der Grundgesamtheit / Lageparameter
σ	Standardabweichung der Grundgesamtheit / Skalenparameter
τ	Krümmungsparameter

* Es wird angemerkt, dass in diesem Gutachten sowohl die Eintrittswahrscheinlichkeit P_e , die Überschreitungswahrscheinlichkeit $P_{\bar{U}}$ als auch die Eintrittsrates λ als die Wahrscheinlichkeit definiert sind, dass ein Wert (z. B. Bemessungshochwasserstand, BHW) im angegebenen Zeitraum im statistischen Mittel einmal erreicht oder überschritten wird. Diese Wahrscheinlichkeit wird im weiteren Verlauf dieses Gutachtens einheitlich als Eintrittswahrscheinlichkeit mit der Abkürzung $P_{\bar{U}}$ und der Einheit $[1/a]$ verwendet.

Abstract

Für die Ermittlung der Bemessungswasserstände BHW nach KTA 2207 für den Standort Logistikzentrum Konrad (LoK) wird eine statistisch/probabilistische Vorgehensweise auch unter Berücksichtigung des strukturellen Versagens der Talsperren (z. B. Edertalsperre) herangezogen. Diese Vorgehensweise stellt für die Ermittlung von Bemessungswasserständen für den Standort LoK einen konservativen Ansatz dar und berücksichtigt auch die von der KTA 2207 geforderte Einbeziehung von Unsicherheiten.

Für den Standort LoK wurde ein Bemessungswasserstand BHW_{100} mit einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ Jahren von **NHN + 99,5 m** ermittelt. Der Bemessungswasserstand $BHW_{10.000}$ mit einer Wiederkehrzeit von $T = 10.000$ Jahren beträgt **NHN + 100,9 m**.

Das Gebäudenull des ehemaligen Kernkraftwerkes liegt auf NN +100,75 und damit um 1,25 m über dem BHW_{100} . Die Anforderung der ESK-Leitlinien, wonach „Die Fußbodenoberkante des Gebäudes (...) oberhalb des Wasserstands für das hundertjährige Hochwasser liegen“ muss, ist bereits erfüllt, wenn die Fußbodenoberkante des LoK auf Höhe des umzäunten Kraftwerksgeländes errichtet wird. Der Pegelstand für das $BHW_{10.000}$ liegt ca. 15 cm über dem umzäunten Kraftwerksgelände. Entsprechend der ESK Leitlinie ist auch für diesen Fall eine Überflutung des LoK durch geeignete Maßnahmen auszuschließen.

1 Aufgabenstellung und Hintergrund

Nach einem mehrjährigen Diskussionsprozess wurde im breiten politischen und gesellschaftlichen Konsens mit dem Entsorgungsübergangsgesetz im Jahre 2017 die Entsorgung der radioaktiven Abfälle organisatorisch wie finanziell neu geregelt.

Die Verantwortung für die Entsorgung der von den Energieversorgungsunternehmen fachgerecht verpackten radioaktiven Abfälle ist damit auf den Staat übergegangen. Es ist nun Aufgabe des Bundes, die radioaktiven Abfälle aus der Nutzung der Kernenergie sicher und schnellstmöglich in dem 2027 in Betrieb gehenden Endlager Konrad zu entsorgen.

Dabei nimmt das im Entsorgungsübergangsgesetz vorgesehene Bereitstellungslager – heute als Logistikzentrum für das Endlager Konrad (LoK) am Standort Würzgassen bezeichnet – eine zentrale Rolle in der Entsorgungskonzeption des Bundes für schwach- und mittelradioaktive Abfälle ein.

Vor diesem Hintergrund erhielt die Gesellschaft für Zwischenlagerung mbH (BGZ) von ihrer Gesellschafterin – dem Bundesumweltministerium (BMU) – den Auftrag, das LoK zu planen, zu errichten und zu betreiben.

Mit dem geplanten LoK am ehemaligen Kernkraftwerksstandort Würzgassen (KKW) wird es möglich sein, die hohe Anzahl von einzelnen schwach- und mittelradioaktiven Abfallbinden,

- die über ganz Deutschland verteilt in zahlreichen kleinen und größeren Zwischenlagern und Einrichtungen untergebracht sind oder
- die in den nächsten Jahrzehnten noch anfallen,

sicher und schnell unter Tage in das Endlager Konrad zu verbringen, um die radioaktiven Abfälle so dauerhaft aus der Biosphäre zu entfernen.

In seiner grundsätzlichen Konzeption unterscheidet sich das von der BGZ geplante LoK am Standort Würzgassen weder technisch noch genehmigungsrechtlich von entsprechenden anderen Zwischenlagereinrichtungen in Deutschland, in denen radioaktive Abfälle aufbewahrt werden. Die gesetzlichen Grundlagen und die technischen Regelwerke enthalten klare Anforderungen und Vorgaben, die einzuhalten und im Genehmigungs- und Aufsichtsverfahren gegenüber den zuständigen Behörden nachzuweisen sind.

Gemäß den Leitlinien der Entsorgungskommission für die Zwischenlagerung von radioaktiven Abfällen mit vernachlässigbarer Wärmeentwicklung vom 10.06.2013 (ESK-Leitlinien) muss die Fußbodenoberkante des Gebäudes oberhalb des Bemessungswasserstands BHW_{100} mit einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ Jahren liegen bzw. es sind sonstige bauliche Maßnahmen gegen das Eindringen von Wasser zu treffen. Temporäre Maßnahmen sind für den Bemessungswasserstand $BHW_{10.000}$ mit einer Wiederkehrzeit von $T = 10.000$ Jahren vorzusehen.

Vor diesem Hintergrund soll eine dem Kerntechnischen Ausschuss (KTA)- und der ESK-konforme Abschätzung des Bemessungshochwasserstands mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{0}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{0}} = 10^{-4}/a$ für den Standort LoK durchgeführt werden. Eine entsprechende Beauftragung durch die BGZ erfolgte am 06.11.2020.

2 Einleitung

Hochwasser ist als eine zeitlich beschränkte Überschwemmung von normalerweise nicht mit Wasser bedecktem Land, insbesondere durch oberirdische Gewässer oder durch in Küstengebiete eindringendes Meerwasser definiert. Bei Niederschlagsereignissen, die zu Hochwasser führen können, sind die verschiedenen Speicher bzw. deren Inanspruchnahme im Einzugsgebiet dafür entscheidend, ob das Ereignis zu einem Hochwasser führt oder nicht. Speicher sind natürliche aber auch technische Reserven, die einen bestimmten Anteil an Wassermassen aufnehmen und zurückhalten können, sodass diese nicht zum Abfluss beitragen und dadurch die Hochwasserausprägung dämpfen. Natürliche Speicher sind z. B. Bewuchs, Boden, Gelände und das Gewässernetz. Schutz gegen Überschwemmungen erfolgt weiterhin bis zur Höhe des Bemessungswasserstands mit entsprechenden Schutzbauwerken. Technische Reserven können z. B. Talsperren, Hochwasserrückhaltebecken (HRB) und Flutpolder sein.

Für Bemessungen zum Hochwasserschutz von Kernkraftwerken oder vergleichbaren Einrichtungen sind nach der KTA 2207 (Stand 2004, aber nach inhaltlicher Überprüfung, letztmalig 11/2014, unverändert weiterhin gültig) extreme Wasserstände mit sehr kleinen Eintrittswahrscheinlichkeiten von $P_{\bar{u}} = 10^{-4}/a$ zu ermitteln. Damit handelt es sich um derart extreme Ereignisse, bei denen Überlastungen der Schutzsysteme im gesamten geographischen Ereignisraum nicht ausgeschlossen werden können. Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf solche Extremereignisse, die jenseits der normalen Bemessungsgrößen liegen bzw. liegen können.

Bei Untersuchungen zu extremen hydrologischen Ereignissen, wie z. B. auch bei extremen Hochwasserabflüssen oder -wasserständen sind die physikalische Genese bzw. die dafür verantwortlichen Prozesse zu beachten. Mit diesen Kenntnissen können ggf. auch physikalische Obergrenzen für mögliche extreme Ereignisse abgeleitet werden. Solche physikalisch begründeten Obergrenzen für Extremwerte sind bei der statistischen bzw. probabilistischen Analyse sehr hilfreich und stellen wichtige Orientierungen für die Ableitung von Verteilungsfunktionen dar. Die Ursachen für Flusshochwasser in der Oberweser können vielfältig sein; für die Genese können u. a. Niederschlagsereignisse/Oberflächenabfluss in lokalen und großräumigen Einzugsgebieten, Starkregen, Eisstau, strukturelles Versagen von Dämmen und Speicherbauwerken usw. verantwortlich sein. Weiterhin sind die Wirkungen von Klimaänderungen auf Grundlage verschiedener Szenarien auf die zu ermittelnden zukünftigen Extremereignisse abzuschätzen. Für die betrachteten Extremereignisse werden die Folgen des Klimawandels in dem Gesamtbetrachtungszeitraum von maximal 50 Jahren durch die hier angewandte konservative Methodik vollständig erfasst.

Die zweithöchsten Wasserstände/Abflüsse in der Oberweser am Pegel Karlsruhafen resultieren aus der Bombardierung der Edertalsperre (16.-17.05.1943) im Zweiten Weltkrieg und der daraus resultierenden katastrophalen Hochwasserwelle von der Eder in die Weser. D. h. die Wasserstände in der Oberweser und damit auch im Bereich des LoK sind nicht nur in der Art durch die Edertalsperre beeinflusst, dass Hochwasserspitzen durch die Talsperre reduziert werden, sondern die Aufzeichnungen enthalten auch die katastrophalen Auswirkungen der Zerstörung der Edertalsperre im Jahr 1943 durch einen britischen Luftangriff. Auch das in seiner Genese natürliche Hochwasserereignis im Jahr 1946 mit dem höchsten Wasserstand der Beobachtungsreihe am Pegel Karlsruhafen ist bei den Untersuchungen zu berücksichtigen.

Grundlage der Ermittlung von extremen Ereignissen sind üblicherweise statistische bzw. probabilistische Analysen. Bei solchen wahrscheinlichkeitstheoretischen Analysen wird aus beobachteten Häufigkeiten (der Stichprobe) auf abstrakte Wahrscheinlichkeiten (der Grundgesamtheit) geschlossen. Deshalb haben wahrscheinlichkeitstheoretische Untersuchungen zur Ermittlung von extremen Hochwasserereignissen mit kleinen Eintrittswahrscheinlichkeiten keinen Zeitbezug. Diese Untersuchungen beziehen sich also nicht auf einen bestimmten Zeitpunkt,

d. h. damit auch nicht auf den aktuellen oder einen definierten Zustand der Hochwasserschutzsysteme in der Zukunft. Weiterhin werden die wahrscheinlichkeitstheoretischen Untersuchungen in der Regel für einen bestimmten Standort (häufig für den nächstgelegenen Pegel; in Abhängigkeit der Datengrundlage) durchgeführt, d. h. ohne den gesamten geographischen Ereignisraum zu betrachten. Weil diese in der Regel keinen Zeitbezug zum tatsächlichen Zustand eines Schutzsystems haben, ist dieser Sachverhalt bei der Interpretation der Ergebnisse (z. B. Wasserstände, Abflüsse) zu beachten.

Bei den meisten wahrscheinlichkeitstheoretischen Untersuchungen von extremen Hochwasserereignissen wird von Nichtversagen der Schutzbauwerke ausgegangen. Das ist allerdings nur zutreffend, wenn die betrachteten Ereignisse unterhalb der jeweiligen Schutzhöhen bzw. Bemessungsgrößen im gesamten geographischen Ereignisraum liegen und tatsächlich keine Überlastungen einzelner Schutzbauwerke mit anschließenden Überflutungen auftreten. Daher wird bei der Ermittlung von Hochwasserereignissen an einem bestimmten Pegel/Ort, die bereits im oberhalb gelegenen Einzugsgebiet oder Untersuchungsgebiet zu Überlastungen führen können, häufig das Gedankenmodell „unendlicher hoher Deiche bzw. Schutzbauwerke“ vorausgesetzt. Nach z. B. KTA 2207 kann bei derart seltenen Hochwasserereignissen von einer großräumigen Schutzwirkung aller Deichsysteme an Binnengewässern im Einzugsgebiet allerdings nicht ausgegangen werden. Diese Annahme entspricht daher nicht den realen Gegebenheiten und ist in Bezug auf die ermittelten Ergebnisse konservativ abdeckend.

Für die Ermittlung der Bemessungswasserstände nach KTA 2207 für den Standort LoK wird eine statistisch/probabilistische Vorgehensweise unter Berücksichtigung des strukturellen Versagens der Talsperren (z. B. Edertalsperre) herangezogen. Diese Vorgehensweise stellt für die Ermittlung von Bemessungswasserständen für den Standort LoK einen konservativen Ansatz dar und berücksichtigt auch die von der KTA 2207 geforderte Einbeziehung von Unsicherheiten.

In einem ersten Schritt werden die verfügbaren Pegeldata am Standort Karlsrufer Hafen plausibilisiert und statistisch analysiert. Die Daten werden zuvor auf Homogenität, Stationarität usw. geprüft (vgl. z. B. DWA (2012)), da die Abflüsse beispielsweise durch gewässerbauliche Maßnahmen in der oberhalb gelegenen Oberweser, wie z. B. Deichrückverlegungen, Schaffung von Retentionsräumen usw. sowie durch die Talsperren beeinflusst sind. Ggf. sind auch Pegelumsetzungen zu berücksichtigen. Bei der extremwertstatistischen Analyse müssen somit auch Hochwasserabflüsse aus Talsperren mit einbezogen und die Ergebnisse in einen räumlichen Kontext gebracht werden.

Die Abschätzung der Hochwasserstände für das LoK erfolgt in diesem Gutachten auf Basis der langjährigen und aktuellen hydrologischen Zeitreihe am nahegelegenen Pegelstandort Karlsrufer Hafen. Die KTA 2207 (2004, Anhang A2) sieht für die verschiedenen Kraftwerksstandorte in Abhängigkeit der Lage an einem Tidefluss, Binnen- oder Küstenstandort unterschiedliche Verfahren für die Ermittlung der Bemessungswasserstände vor. Für Binnenstandorte wird konkret das Verfahren nach Kleeberg und Schumann (2001; vgl. Ansatz 3 in Kapitel 6.10) angegeben, mit dem sich der Hochwasserabfluss mit der Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ bestimmen lässt.

Die in Kleeberg und Schumann (2001) beschriebene Konvention erlaubt eine transparente, robuste und vor allem konservative Abschätzung extremer Hochwasserabflüsse, die das Zusammentreffen ungünstiger Einflüsse abdeckt. Darüber hinaus erlaubt die KTA 2207 in Abhängigkeit des Standortes und des betrachteten Einzelfalls auch andere dem Stand von Wissenschaft und Technik etablierte Verfahren heranzuziehen. Mittlerweile stehen verschiedene geeignete Verfahren bzw. methodische Ansätze bzw. extremwertstatistische Analysen für die Abschätzung der Hochwasserstände mit Eintrittswahrscheinlichkeiten von $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ an Pegelstandorten zur Verfügung. Insbesondere für die geforderte Berücksichtigung der in den

Betrachtungen enthaltenen Unsicherheiten wird in diesem Gutachten auf weitere Verfahren der extremwertstatistischen Analysen zurückgegriffen. Unsicherheitsbetrachtungen können demnach entweder durch die Maximierung von diversen Faktoren als sogenannte „worst-case“-Szenarien (z. B. Kleeberg und Schumann (2001)) verstanden oder aber auf Basis der statistischen Verfahren z. B. über Konfidenzintervalle beschrieben werden. Zudem können verschiedene methodische Ansätze über die resultierende Bandbreite an Ergebnissen validiert und durch die abschließende Bewertung in ihrer Aussagekraft deutlich verbessert werden. Denn in allen statistischen Extremwertanalysen spielt die subjektive Wahl von Verfahren und Parametern eine Rolle, die über den direkten Vergleich hinsichtlich ihres Einflusses verifiziert werden können und somit einen weiteren wichtigen Baustein der transparenten und unsicherheitsorientierten Abschätzung von Extremereignissen darstellt.

Nachdem für den Standort LoK ein repräsentativer Abfluss mit der Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ für den nächstgelegenen Pegelstandort Karlshafen ermittelt wurde, kann die Übertragung vom Pegelstandort Karlshafen auf den Standort LoK unter Berücksichtigung der KTA 2207 und der ESK-Leitlinien zum Schutz gegen Hochwasser sowie dem aktuellen Stand von Wissenschaft und Technik (u. a. DWA-Schriften) erfolgen. Die Anwendung der o. g. extremwertstatistischen Auswertungen bezieht sich im vorliegenden Gutachten auf Abflussdaten, weshalb zwingend sowohl eine Übertragung der Abflussdaten in Wasserstandsdaten mittels einer Wasserstands-Abfluss-Beziehung als auch eine Übertragung auf den Standort LoK anhand der Hochwassertranslation selbst erforderlich ist.

Zusammenfassend wird der im Umfeld des Standortes nächstgelegene Pegel Karlshafen mit einer möglichst langen Zeitreihe zunächst auf Homogenität und Stationarität geprüft und anschließend einer statistisch-/probabilistischen Analyse unterzogen. Hierbei werden extremwertstatistische Verfahren angewendet, die auf den jährlichen Höchstwerten des Abflusses bzw. aller Abflüsse über einem festzulegenden Grenzwert basieren; dazu ist auch der Hochwasserbemessungsabfluss mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ (BHQ2) der Talsperren in einem räumlichen Kontext zu berücksichtigen (räumliche Informationserweiterung, vgl. DWA 2012). Aus dieser extremwertstatistischen Analyse kann am Pegel Karlshafen der maßgebende Hochwasserabfluss mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ mit einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ Jahren und von $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ ($T = 10.000$ Jahren) abgeleitet und mittels einer entsprechend qualitativ hochwertigen Wasserstands-Abfluss-Beziehung in die Bemessungswasserstände überführt und auf den Standort LoK übertragen werden. Damit können schließlich Bemessungshochwasserstände mit einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ und 10.000 Jahren mit der seitens der KTA-geforderten Genauigkeit und unter Berücksichtigung der enthaltenen Unsicherheiten ermittelt werden.

Für die Abschätzung der maximalen Grundwasserstände ist davon auszugehen, dass die Grundwasserstände bei extremen Hochwasserereignissen mit Eintrittswahrscheinlichkeiten von $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ den Wasserständen im Gewässer bzw. auf dem Vorland/Überschwemmungsbereich folgen und damit konservativ mit gleicher Höhe angesetzt werden können.

3 Verwendete Unterlagen

Für die Untersuchungen wurden folgende Daten verwendet:

- Auszug aus dem Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch (DGJ) für den Pegel Karlshafen (Pegelnr.: 45100100)
- Tagesmittelwerte des Wasserstands am Pegelstandort Karlshafen von 1880 bis 2020
- Tagesmittelwerte des Abflusses am Pegelstandort Karlshafen von 1940 bis 2020
- Monatsmaximalwerte des Wasserstands am Pegelstandort Karlshafen von 1940 bis 2020
- Monatsmaximalwerte des Abflusses am Pegelstandort Karlshafen von 1940 bis 2020
- Datenquelle der Wasserstände und Abflüsse: Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV), bereitgestellt durch die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG).

Alle weiteren Quellen, Gutachten und Unterlagen werden an entsprechender Stelle im vorliegenden Gutachten gekennzeichnet.

4 Untersuchungsgebiet und Datengrundlage

4.1 Untersuchungsgebiet

Der Standort LoK liegt im Tal der Mittelweser am ehemaligen KWW am rechten Weserufer bei Würzgassen etwa bei Fluss-km 49,5. Das Gebäudenull des ehemaligen KWW liegt auf NN+100,75 m (m NN entspricht heute m NHN) und der damalige Bemessungswasserstand bei Gebäudenull -3,00 m (Auszug TBH Hochwasser), d. h. bei NN+97,75 m und der BHW_{10.000} mit $P_U = 10^{-4}/a$ liegt bei Gebäudenull +0,15 m, d. h. bei NN+100,90 m (U3, E.ON 2003). Die Gründung des ehemaligen KWW lag bei Gebäudenull -1,22 m, d. h. bei NN+98,53 m.

In Abbildung 4.1 ist die Weser mit dem geplanten Standort LoK dargestellt (Luftbildaufnahme, Google Earth 2018).



Abbildung 4.1: Luftbildaufnahme des Untersuchungsgebiets der Weser mit dem geplanten Standort LoK (Google Earth 2018).

Etwa 4 km oberhalb vom Standort LoK befindet sich der Pegel Karlshafen. Bis zum Pegel Karlshafen bei Flusskilometer 45,52 km unterhalb des Zusammenflusses Werra/Fulda hat die Weser mit den Quellflüssen von Werra und Fulda (mit Schwalm, Eder und Diemel) eine Einzugsgebietsgröße von 14.794 km².

4.2 Datengrundlage und -prüfung

Wie o. a. werden für die statistisch/probabilistischen Untersuchungen hydrologische Zeitreihen, d. h. Abfluss- und Wasserstandszeitreihen benötigt. Mit diesen Zeitreihen können z. B. die Eintrittswahrscheinlichkeit von Hochwasserereignissen, die Wirkung von Hochwasserschutzmaßnahmen (z. B. Talsperren) und auch die Beiträge einzelner Einzugsgebiete bei bestimmten Hochwasserereignissen untersucht und abgeschätzt werden (z. B. Überlagerung von Hochwasserwellen in Nebenflüssen).

Insgesamt wurden dafür sieben Pegelzeitreihen herangezogen und auf Plausibilität geprüft. Die Pegel Gunterhausen (Fulda), Letzter Heller (Werra) und Helmarshausen (Diemel) sind jeweils die letzten Pegelstationen vor dem Zusammenfluss bzw. der Mündung des jeweiligen Gewässers

in die Weser. Mit diesen Zeitreihen lassen sich die Einflüsse/Anteile der einzelnen Nebenflüsse auf Hochwasserereignisse untersuchen. Weiterhin wurden die vier Abflusszeitreihen der Weserpegel Hann. Münden, Wahnbeck, Karlshafen, und Bodenwerder untersucht. Für die Pegelstation Karlshafen liegen sowohl Wasserstands- als auch Abflussdaten vor.

Abbildung 4.2 zeigt die Stationierung der entsprechenden Pegelstationen (s. Tabelle 4.1).

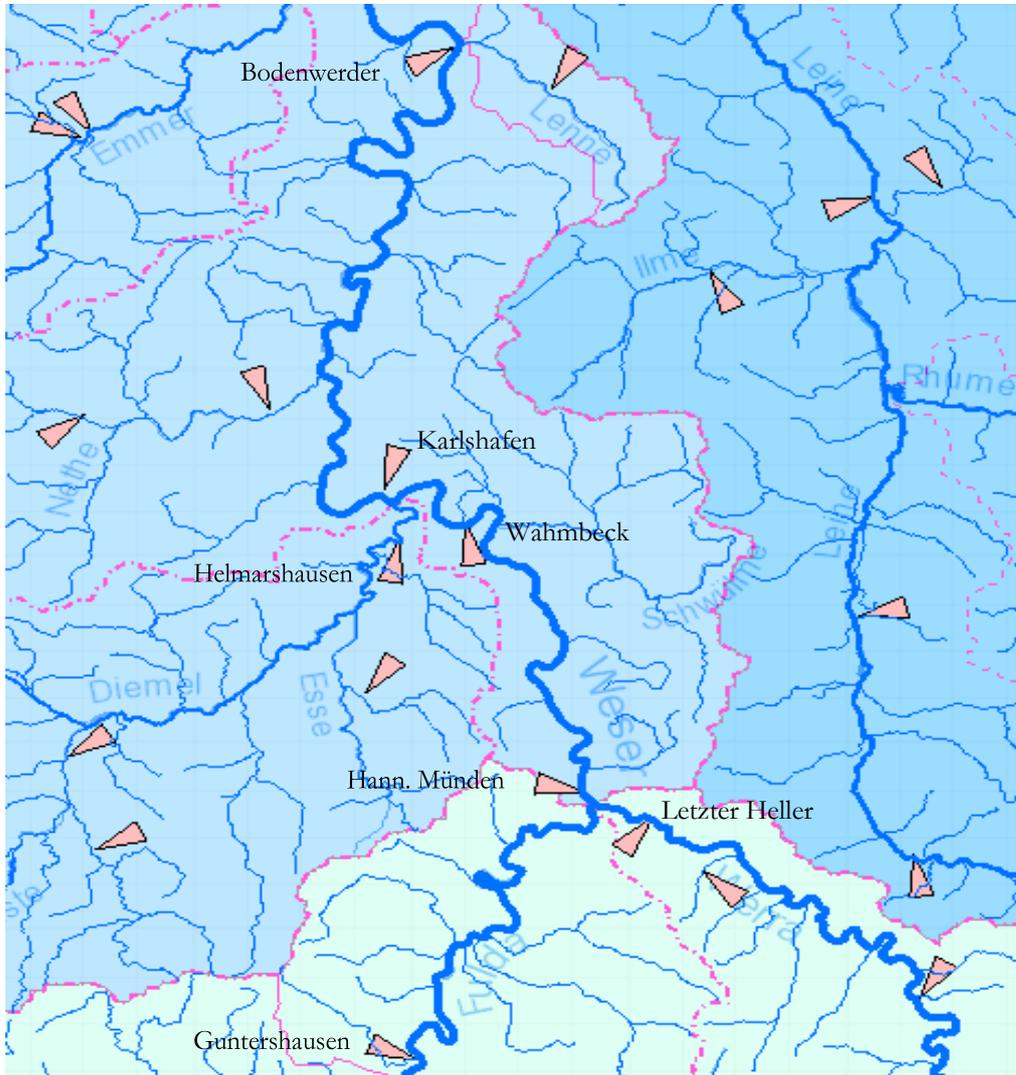


Abbildung 4.2: Standorte der verwendeten Pegel.

Die Bereitstellung der Daten, bis auf Helmarshausen, erfolgte durch die BfG und die WSV. Die Daten des Pegels Helmarshausen wurden durch das Hessische Landesamt für Naturschutz, Umwelt und Geologie bereitgestellt.

Tabelle 4.1: Gewässer und Einzugsgebiete der verwendeten Pegelstationen, Daten nach DGJ.

Pegel	Gewässer	Einzugsgebiet [km ²]	Zeitreihe [Jahre]
Guntershausen	Fulda	6.366	Abfluss: 1920-2020 (100 Jahre)
Letzter Heller	Werra	5.487	Abfluss: 1940-2020 (80 Jahre)
Hann. Münden	Weser	12.444	Abfluss: 1831-2018 (189 Jahre)
Wahmbeck	Weser	12.996	Abfluss: 1940-2018 (78 Jahre)
Helmarshausen	Diemel	1.752	Abfluss: 1955-2020 (65 Jahre)
Karlshafen	Weser	14.794	Abfluss: 1940 bis 2020 (80 Jahre) Wasserst.: 1880 bis 2020 (140 Jahre)
Bodenwerder	Weser	15.924	Abfluss: 1839 bis 2018 (180 Jahre)

4.3 Plausibilitätsprüfung der Abflusszeitreihen

Die Plausibilität der Daten und die Prüfung der regionalen Homogenität erfolgt mit linearer Regression bzw. über den Korrelationskoeffizienten r nach Pearson und mit Doppelsummenanalysen; darüber hinaus wurden auch visuelle Prüfungen und Vergleiche zwischen den Zeitreihen/Ganglinien von Nachbarpegeln durchgeführt (Dyck und Peschke, 1995; Maniak, 2010; Strobl und Zunic, 2006). In Abbildung 4.3 wird beispielhaft die lineare Regression und der Korrelationskoeffizient r der Stationen Hann. Münden und Wahmbeck dargestellt. Der Korrelationskoeffizient ist mit einem Wert von $r = 0,995$ sehr hoch, d. h. es ist eine enge Abhängigkeit der Zeitreihen Wahmbeck und Hann. Münden gegeben, damit kann auch die regionale Homogenität/Plausibilität festgestellt werden.

Die weiteren Korrelationskoeffizienten r sind in Tabelle 4.2 dargestellt. Wie zu erwarten, ist eine Abnahme der Abhängigkeit mit zunehmendem Abstand der Pegelstationen zu beobachten; z. B. der Korrelationskoeffizient zwischen den Pegeln Guntershausen und Bodenwerder. Die Korrelationen zwischen Pegeln der Werra, Fulda und Diemel sind vergleichsweise geringer; die Pegel der Weser weisen untereinander eine höhere Korrelation auf. Das deutlich kleinere Einzugsgebiet der Diemel und damit auch der geringere Einfluss auf den Gesamtabfluss in der Weser wird auch durch den Korrelationskoeffizienten deutlich.

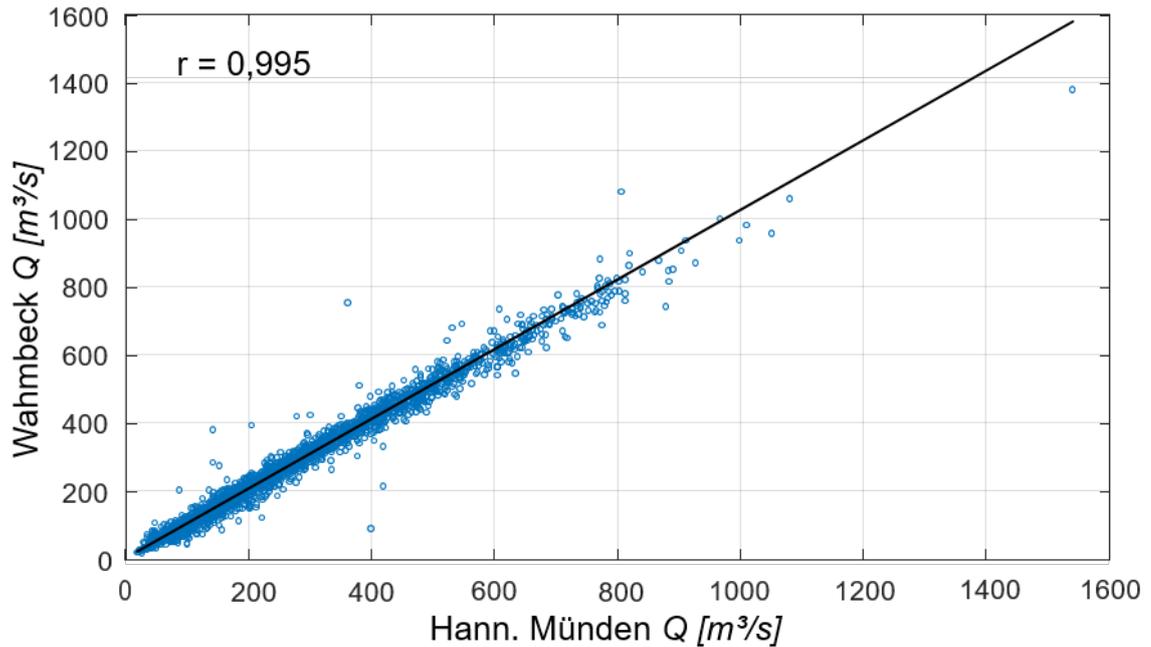


Abbildung 4.3: Lineare Regression und Korrelationskoeffizient r der Tagesmittelwerte der Pegelstationen Wahmbeck und Hann. Münden für den Zeitraum 1940 bis 2018.

Tabelle 4.2: Korrelationskoeffizient r zwischen den Zeitreihen verschiedener Pegel.

Pegel, Fluss	LH	GH	HM	WB	KH	HH	BW
Letzter Heller (LH), Werra	1,000	0,867	0,959	0,960	0,958	0,833	0,957
Guntershausen (GH), Fulda		1,000	0,963	0,954	0,950	0,820	0,915
Hann. Münden (HM), Weser			1,000	0,995	0,993	0,854	0,951
Wahmbeck (WB), Weser				1,000	0,997	0,870	0,987
Karlshafen (KH), Weser					1,000	0,887	0,990
Helmarshausen (HH), Diemel,						1,000	0,877
Bodenwerder (BW), Weser							1,000

Grundsätzlich ist anzumerken, dass Hochwasserschutzmaßnahmen die Abflüsse bzw. Wasserstände bei Hochwasserereignissen beeinflussen und zu Inhomogenitäten führen, d. h. damit ist die geforderte Stationarität der Zeitreihen - theoretisch und auch praktisch - nicht gegeben. Je wirksamer die Hochwasserschutzmaßnahmen, desto ausgeprägter sind auch die daraus folgenden Inhomogenitäten oder Instationaritäten der Zeitreihen. Hieraus entsteht ein (theoretischer) Widerspruch, der eigentlich die Anwendung der statistischen Verfahren begrenzt. Dennoch werden extremwertstatistische Analysen in der Praxis angewendet, weil die Berücksichtigung der Instationaritäten kaum bzw. sehr eingeschränkt möglich ist. U. a. überlagern auch Zuflüsse aus anderen Einzugsgebieten die Inhomogenitäten durch Hochwasserschutzbauwerke; eine Separierung der einzelnen Effekte ist in der Praxis nicht realisierbar.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die für die Untersuchung genutzten hydrologischen Zeitreihen als plausibel zu bewerten sind. Nach der erfolgreichen Prüfung der Plausibilität, der (Quasi)Stationarität und der Homogenität und ggf. Korrektur der Zeitreihen stehen für statistische bzw. extremwertstatistische Analysen qualitativ hochwertige und langjährige Zeitreihen zur Verfügung.

4.4 Wasserwirtschaftliche Grundlagen

Das Einzugsgebiet der Oberweser bis zum Standort LoK weist eine Größe von 14.794 km² auf. Die Oberweser wird bei Hann. Münden durch den Zusammenfluss der Quellflüsse Werra und Fulda gebildet und besitzt eine Lauflänge bis zum Standort LoK von 49,5 km.

Das Einzugsgebiet der Weser lässt sich in zwei Abschnitte einteilen: dem hügeligen Mittelgebirgsbereich im Süden, in dem das zu untersuchende Gebiet der Oberweser liegt und dem Flachlandbereich im Norden. Die Weser entsteht durch den Zusammenfluss von Fulda und Werra bei Hann. Münden. Die wichtigsten Haupt- und Nebenflüsse sind in Tabelle 4.3 dargestellt.

Tabelle 4.3: Wichtigsten Haupt- und Nebenflüsse der Oberen Weser nach Heddinga et al. (2006).

Hauptfluss	Nebenfluss
Werra	Schleuse
	Hasel
	Ulster
	Hörsel
	Wehre
Fulda	Haune
	Eder
	Schwalm
Oberweser	Diemel
	Nethe
	Emmer
	Werre

Der östliche Quellfluss Werra entspringt bei Fehrenbach im Thüringer Schiefergebirge in einer Höhe von 797 m NHN und weist bis zum Zusammenfluss mit der Fulda in Hann. Münden eine Lauflänge von 294 km und eine Einzugsgebietsfläche von 5.497 km² auf. Im Oberlauf hat die Werra aufgrund der Zuspeisung von kleineren und mittleren Gebirgsbächen sowie des vergleichsweise hohen Fließgefälles den Charakter eines Gebirgsflusses. Zudem ist die Werra in diesem Abschnitt durch kurze Abflusskonzentrationen geprägt, die durch die größeren Nebenflüsse bei Hochwasser maßgeblich beeinflusst werden. Bedingt durch das Mittelgebirge sind im Oberlauf erhebliche Niederschläge durch Steigungsregen (Stauniederschläge) möglich, die sich mit der Abflussentwicklung in den seitlichen Nebeneinzugsgebieten aus der Rhön und des Thüringer Waldes im Mittellauf überlagern können. Einen wesentlichen Einfluss auf die Abflussbildung hat der für ein Gewässer dieser Größe hohe Waldanteil (ca. 43 %); Buntsandstein und Muschelkalk sind die dominantesten Böden im Einzugsgebiet. Ab dem Oberlauf ziehen sich in einigen Abschnitten ausgeprägte Mäander durch die Talau, die eine variable Breite zwischen 300 und 2.000 m aufweisen. Größere Flussausbaumaßnahmen sind an der Werra trotz Schiffbarmachung bis Wanfried nicht vorgenommen worden. Allerdings wird die Durchgängigkeit

durch zahlreiche Wehranlagen unterbrochen. Durch Sohl- und Uferverbauungen innerhalb von Ortslagen wurde der ursprüngliche Charakter verändert (Heddinga et al., 2006).

Die Fulda entspringt in der Rhön an der Südseite der Wasserkuppe in einer Höhe von 850 m NHN und weist bis zum Zusammenfluss mit der Werra in Hann. Münden eine Lauflänge von ca. 220 km und eine Einzugsgebietsfläche von 6.945 km² auf. Die Bodenart ist überwiegend Buntsandstein, das Tal weist eine wechselhafte Breite zwischen 250 und 3.000 m auf. Oberhalb von Kassel wurden keine Flussbaumaßnahmen im größeren Umfang durchgeführt, jedoch gibt es einige Stauseen und Talsperren in den Oberläufen der Nebenflüsse, die auch dem Hochwasserschutz dienen (z. B. Edertalsperre). Die Edertalsperre ist nach dem Deutschen Talsperren Komitee (2013) mit einem Stauinhalt von 202 Mio. m³ die drittgrößte Talsperre in Deutschland. Seit der Inbetriebnahme der Talsperre im Jahr 1914 haben sich die Abflussverhältnisse der unteren Eder durch die Speicherwirkung der Edertalsperre erheblich verändert. Der Hauptzufluss der Fulda ist die Eder mit einem Einzugsgebiet von 3.362 km² (Heddinga et al., 2006).

Bei Hann. Münden fließen die Fulda und die Werra zusammen und bilden die Weser; der erste bedeutende Nebenfluss der Weser ist die Diemel, die bei Bad Karlshafen in die Weser mündet. Sie entspringt im Waldecker Upland, weist eine Fließlänge von 105 km und ein Einzugsgebiet von 1.759 km² auf.

Die Oberweser verläuft von Hann. Münden bis Porta Westfalica und weist eine Lauflänge von 205 km und eine Einzugsgebietsfläche von 19.162 km² auf (NLWKN 2012). Die wesentlichen gewässerbaulichen Änderungen in der Oberweser dienten der Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse. So wurde nach Entwürfen aus dem Jahr 1916 die Oberweser ausgebaut. Im Zuge dieses Ausbaus sind über 3.000 Buhnen sowie eine Vielzahl von Deckwerken und Leitwerken entstanden (WSA Hann. Münden, 2009).

Das Abflussverhalten der Mittelweser unterliegt dem für diesen Gewässertyp typisch stark schwankenden Abflussregime, welches in den meisten Jahren durch Hochwasser im Winter und eine Niedrigwasserperiode von Juni bis Oktober gekennzeichnet ist. Die natürliche Niedrigwasserperiode wird jedoch durch einen Wasserzuschuss aus der Edertalsperre und der Diemeltalsperre gedämpft und so der Wasserstand künstlich erhöht. Der südliche Bereich der Ober- und Mittelweser sowie der Werra und Fulda unterliegt einem stärker kontinentalen Einfluss mit kälteren Wintern und geringen Niederschlagsmengen und kühleren Sommern (FGG Weser, 2015). Durch diesen Einfluss kann es zur Eisbildung an der Oberweser kommen und sich so geschlossene Eisdecken bilden. Die durch Anschwellen der Abflüsse bei Tauwetter entstehenden Eisschollen können sich an Engpässen und Brücken auftürmen und so eine Barriere aufbauen, die dann zu Abflusshindernissen führen können. Diese durch Eisstau verursachte Sonderform von Hochwasser (Eishochwasser) ist zwar nicht gänzlich auszuschließen, aber durch die Wärmeabgabe aus Kraftwerken und Kläranlagen nahezu vollständig verschwunden. Im Winter 1996/1997 waren jedoch auf längeren Fließstrecken geschlossene Eisdecken zu verzeichnen (StAfUA OWL, 2005).

Extreme Hochwasserereignisse, die auf Eisstau bzw. Eisversatz im Untersuchungsgebiet zurückzuführen sind, konnten nicht recherchiert werden. Historische Hochwasserereignisse in der Oberweser, wie das z. B. „Magdalenenhochwasser“ 1342 oder die Hochwasserereignisse 1513 und 1682 können aufgrund mangelhafter Datenlage und der durchgeführten umfangreichen Flussregulierungsmaßnahmen für diese Untersuchung nicht berücksichtigt werden.

Während in dem großen Einzugsgebiet der Weser nur großflächige Niederschläge oder die Schneebedeckung zu einem Hochwasser führen, wird das Hochwasser in der Oberen Weser vor allem durch das Relief und das Gewässernetz geprägt. Die kleineren Talräume führen zu kurzen Abflusskonzentrationen. Dabei kommt es häufig zu einer Überlagerung der Hochwasserwellen aus der Werra und Fulda. Aber auch die Diemel kann mit ihrem Einzugsgebiet von

1.759 km² den Hochwasserabfluss erhöhen. In Abbildung 4.4 sind die Flussgebietseinheiten der Weser, die Haupt- und Nebenflüsse sowie die Stadt Bad Karlshafen (unmittelbar oberhalb des LoK) dargestellt.

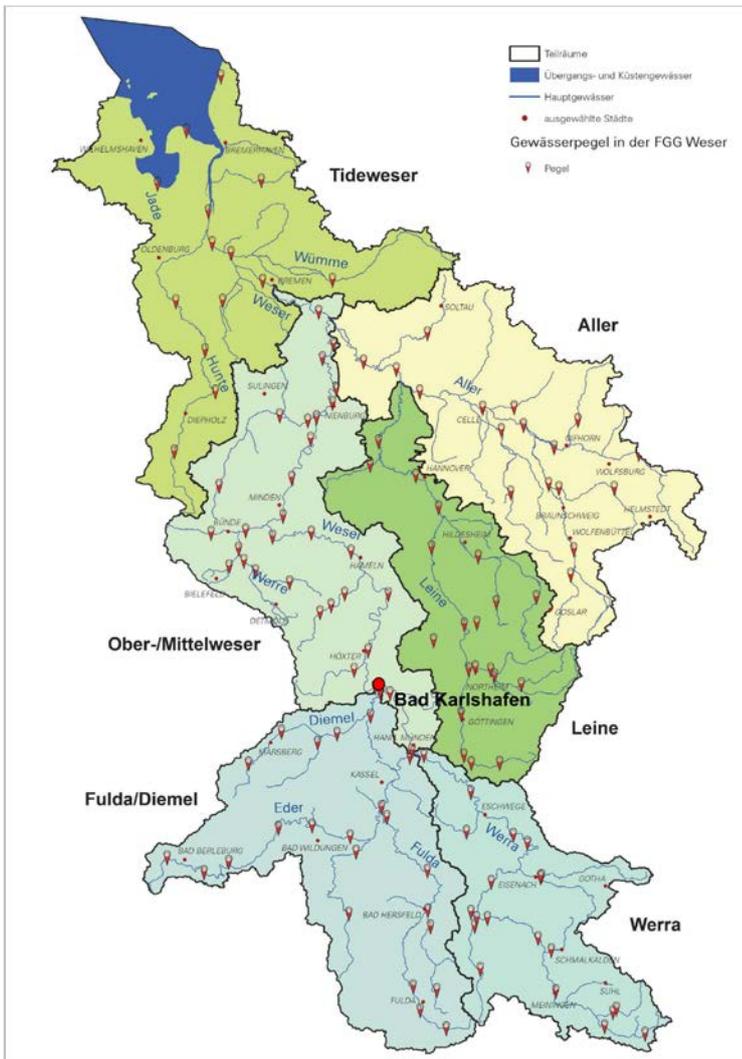


Abbildung 4.4: Flussgebietseinheiten der Weser und deren Haupt- und Nebenflüsse (überarbeitete Darstellung aus FGG Weser (2015)).

4.5 Hochwasserschutz im Einzugsgebiet

Um die Hochwasserschutzwirkung im Einzugsbereich der Weser oberhalb des LoK einschätzen zu können, ist es notwendig, den Hochwasserschutz in dem gesamten Einzugsgebiet einschl. der größeren Nebenflüsse zu bewerten, d. h. der Quellflüsse Werra und Fulda sowie der bei Bad Karlshafen mündenden Diemel. Im Folgenden wird der Hochwasserschutz für die jeweiligen Einzugsgebiete vorgestellt (Weinert et al., 2015; Weinert et al., 2013; Theobald, 2010; StAfUA OWL, 2005 (Hochwasser-Aktionsplan Weser - Nordrhein-Westfalen); LAWA, 1995).

4.5.1 Werra

Ein wichtiges Ziel der hessischen Hochwasserschutzstrategie ist die Kennzeichnung und Sicherung von Retentionsflächen. Hierfür wurden die Überschwemmungsgebiete bei HQ₁₀₀ ermittelt und durch eine Rechtsverordnung gesichert. Zudem wurden vorhandene und potentielle Retentionsräume der Gewässer im Einzugsgebiet ermittelt und deren Volumen bestimmt (Tabelle 4.4). Unter einem potentiellen Retentionsraum werden die Bereiche verstanden, die durch entsprechende Maßnahmen als zusätzlicher Retentionsraum gewonnen werden können.

Tabelle 4.4: Vorhandene und potentielle Retentionsräume und Flächen im hessischen Einzugsgebiet der Werra (Weinert et al., 2015).

	Volumen [Mio m ³]	Fläche [km ²]
vorhandene Retentionsräume	19,565	29,52
potentielle Retentionsräume für Ereignisse kleiner HQ ₁₀₀	1,493	3,98
potentielle Retentionsräume für Ereignisse größer HQ ₁₀₀	3,137	2,26

Weiterhin wurden im Einzugsgebiet zahlreiche Renaturierungsmaßnahmen durchgeführt, darunter Reaktivierungen und Revitalisierungen von Flutrinnen, Anlegen von Flutmulden und Gewässeraufweitungen. Diese Maßnahmen können allerdings hinsichtlich ihrer Hochwasserschutzwirkung nicht quantifiziert werden. Denn diese Maßnahmen haben eher eine lokale Wirkung bei kleineren Hochwasserereignissen, dennoch stellen sie Sicherheitsreserven im gesamten Einzugsgebiet der Werra dar.

Zum technischen Hochwasserschutz der Werra gehört die Talsperre Schönbrunn sowie das HRB Grimmelshausen und Ratscher in Thüringen. In Tabelle 4.5 sind Baujahr und Hochwasserschutzraum der Anlagen dargestellt. Der gemeinsame Hochwasserrückhalteraum beträgt maximal 12,290 Mio. m³. Auf Grund der großen Entfernung und der Topographie des hessischen Gebietes ist der Einfluss der Stauanlagen auf die Oberweser hinsichtlich ihrer Hochwasserschutzwirkung eher gering. Neben diesen drei Stauanlagen befinden sich im gesamten Einzugsgebiet noch weitere Anlagen, die jedoch nur einen lokalen Schutzcharakter haben.

Tabelle 4.5: Baujahr und Hochwasserschutzraum der wichtigsten Stauanlagen im Einzugsgebiet der Werra nachgestellt nach Weinert et al. (2015).

Stauanlage	Baujahr	Hochwasserrückhaltevolumen [Mio. m ³]
		(Sommer - Winter)
Talsperre Schönbrunn	1967 bis 1979	1,0 - 6,0
HRB Ratscher	1983	0,84 - 4,54
HRB Grimmelshausen	1984 bis 1990	1,75

4.5.2 Fulda

Die potentiellen Retentionsräume der Fulda sind in Tabelle 4.6 mit insgesamt 185,1 Mio. m³ Retentionsvolumen dargestellt, das im Wesentlichen durch die Edertalsperre begründet wird.

Tabelle 4.6: Vorhandene Retentionsräume und -flächen im hessischen Einzugsgebiet der Fulda (Theobald, 2010).

Gewässer	Volumen [Mio. m ³]	Fläche [km ²]
Fulda	78,3	64,8
Eder	74,9	56,3
Schwalm	23,9	36,7
Haune	7,9	11,9
Summe	185,1	169,7

Seit den 1990er Jahren wurden in der Fulda verschiedene Maßnahmen zum natürlichen Rückhalt durchgeführt. Besonders wurde die Wiederherstellung und Anbindung von Auenlandschaften angestrebt, wodurch eine Erhöhung des Retentionsvolumens von ca. 6,1 Mio. m³ in Kombination mit einer Verlängerung der Fließzeit erreicht wurde. Die verschiedenen Maßnahmen führten im Wesentlichen zu lokalen Verbesserungen des Hochwasserschutzes.

Den größten Einfluss auf den Hochwasserschutz haben die Edertalsperre, die Antrifftalsperre und die Heunetalsperre. Zudem gibt es noch zwei leistungsfähige HRB (Treysa-Ziegenhain und Heidelbach).

In Tabelle 4.7 werden die Stauanlagen, deren Baujahr sowie der Hochwasserrückhalteraum zusammengefasst. Den mit Abstand wichtigsten Anteil am Hochwasserschutz hat die Edertalsperre. Sie wurde im Jahr 1914 errichtet und dient grundsätzlich neben dem Hochwasserschutz der Niedrigwasseraufhöhung bzw. Schiffbarkeit in der Oberweser. Außerdem wird sie zur Energiegewinnung genutzt. Von einem möglichen Gesamtvolumen von 199,3 Mio. m³ können 72 Mio. m³ als Hochwasserrückhalteraum bewirtschaftet werden. Weitere Stauanlagen dienen dem Hochwasserschutz; die kleineren Hochwasserrückhaltebecken haben einen gemeinsamen Hochwasserschutzraum von weniger als 1 Mio. m³ und damit nur einen lokalen Schutzcharakter und keine überregionale Wirkung.

Tabelle 4.7: Baujahr und Hochwasserschutzraum der wichtigsten Stauanlagen im Einzugsgebiet der Fulda; veränderte Darstellung nach Theobald (2010).

Stauanlage	Baujahr	Hochwasserrückhaltevolumen [Mio. m ³]
		(Sommer - Winterjahr)
Edertalsperre	1914	72
HRB Treysa-Ziegenhain	1972	8
HRB Heidelbach	1967	5,6
Haunetalsperre	1989	2,9
Antrifftalsperre	1979	1,6 - 2,1

4.5.3 Diemel

Auch in der Diemel wurden im Zuge der EU-Hochwasserschutzrichtlinie die Überschwemmungsgebiete ermittelt. Zudem wurden die vorhandenen und potentiellen Retentionsräume im hessischen Gebiet der Diemel, Twiste und Weser bestimmt (Tabelle 4.8).

Tabelle 4.8: Vorhandene Retentionsräume und -flächen im hessischen Einzugsgebiet der Diemel, Twiste Weser (Weinert et al., 2013).

Gewässer	Volumen [Mio. m ³]	Fläche [km ²]
Weser (Hann. Münden - Mündung Diemel)	6,7	7,1
Diemel (Quelle - Mündung Weser)	27,3	22,1
Twiste (Quelle - Mündung Diemel)	12,8	7,9
Summe	46,8	37,1

Weiterhin wurden zahlreiche Projekte mit dem Ziel der Stärkung des natürlichen Rückhalts durchgeführt. Dazu wurden entlang der Diemel, Twiste, Erpe und Warme Altarme reaktiviert und damit der Hochwasserschutz gefördert.

Zum technischen Hochwasserschutz gehören eine Reihe von HRB sowie die Diemel- und Twistetalsperre. Die Diemeltalsperre wurde im Jahr 1924 fertiggestellt, Anlass war der Bau des Mittellandkanals, da hierfür Wasser aus der Weser entnommen werden musste. Zusammen mit der Edertalsperre sollte die Diemeltalsperre das Zuschusswasser in niederschlagsarmen Zeiten liefern und damit die Schiffbarkeit sicherstellen.

In Tabelle 4.9 sind die Stauanlagen, deren Baujahr und der Hochwasserschutzraum dargestellt. Den größten Retentionsraum bieten die beiden Talsperren mit einem maximalen Rückhalt von 8,6 Mio. m³. Neben den in Tabelle 4.9 aufgelisteten Stauanlagen gibt es noch weitere kleine HRB, die jedoch nur lokal von Bedeutung sind und keine überregionale Wirkung haben.

Tabelle 4.9: Baujahr und Hochwasserschutzraum der wichtigsten Stauanlagen im Einzugsgebiet der Diemel (veränderte Darstellung nach Weinert et al. (2013)).

Stauanlage	Baujahr	Hochwasserrückhaltevolumen [Mio. m ³]
		(Sommer - Winter)
Diemeltalsperre	1924	3
Twistetalsperre	1979	4,39 - 5,6
HRB Ehringen	2008	1,43
HRB Hombressen/Lempe	2002	0,139
HRB Teichmühle	1977	1,6 - 0,237
HRB Hörler Bach	1965	0,022

4.6 Zusammenfassung der Hochwasserschutzmaßnahmen

In Tabelle 4.10 werden alle Hochwasserschutzmaßnahmen zusammengefasst (vgl. auch Abbildung 4.5).

Tabelle 4.10: Zusammenfassung der Hochwasserschutzmaßnahmen im Einzugsgebiet der wichtigsten Quell- und Nebenflüsse der Oberen Weser.

	Werra	Fulda	Diemel
Einzugsgebiet [km ²]	5497	6945	1759
Retentionsvolumen [m ³]	19,57	185,1	48,6
Retentionsfläche [km ²]	29,52	169,7	37,1
Anzahl der Stauanlagen	3	5	6
Gesamtlänge Deichbauwerke	10	25	6

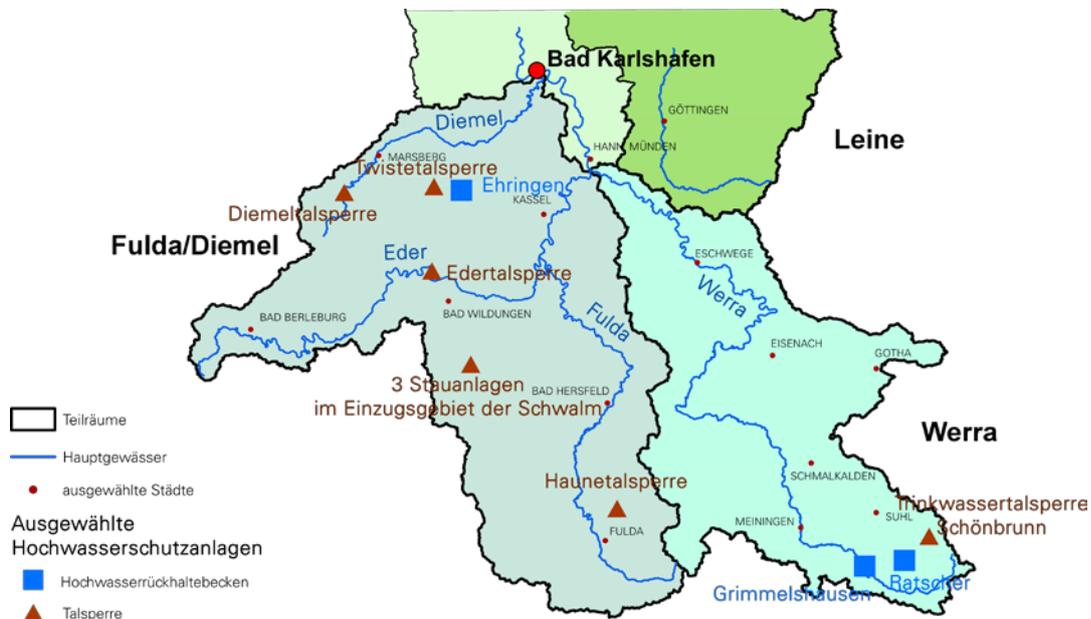


Abbildung 4.5: Hochwasserschutzanlagen bzw. Stauanlagen im Untersuchungsgebiet, bearbeitet nach FGG Weser (2015).

Zusammengefasst können die Retentionsflächen im Flussgebiet der Fulda eine effektive Niederschlagshöhe von etwa 27 mm aufnehmen, das Flussgebiet der Diemel 28 mm, das hessische Einzugsgebiet der Werra etwa 14 mm. Weitere kleinere Hochwasserschutzmaßnahmen und Deiche haben nur lokalen Charakter, die Renaturierungsmaßnahmen, das Anlegen von Flussmulden und Rückführen von Auen in ihren natürlichen Zustand und der Anschluss von Altarmen haben einen ökologischen Wert, aber nur eine geringe Hochwasserschutzwirkung für den Unterlauf. In der Summe sind oberhalb des Pegels Karlshafen bzw. des LoK im Einzugsgebiet der Weser und der Nebenflüsse Hochwasserschutzmaßnahmen mit einem Hochwasserschutzraum von etwa 250 Mio. m³ vorhanden und dämpfen damit auch die Ausprägung von extremen Hochwasserereignissen. Diese Hochwasserschutzmaßnahmen bzw. dieser Hochwasserschutzraum stellt damit zusammenfassend eine Sicherheitsreserve bei extremen Hochwasserereignissen, wie z. B. bei einem HQ_{10.000} dar und unterstreichen die Konservativität der im Rahmen dieser Begutachtung gewählten Vorgehensweise.

5 Hochwasserereignisse in der Oberweser

5.1 Hochwasser in Folge strukturellen Versagens am Beispiel der Edertalsperre

Die Auswirkung eines möglichen strukturellen Versagens von Hochwasserschutzbauwerken auf die Wasserstände in der Oberweser soll am Beispiel der Edertalsperre und durch die Analyse der unterhalb gelegenen Pegelzeitreihen abgeschätzt werden. Als Grundlage für diese Analyse dient die Hochwasserkatastrophe aus dem Jahr 1943, in dem die Edertalsperre stark beschädigt und damit ein katastrophales Hochwasser im Unterlauf ausgelöst wurde.

Grundsätzlich verformt sich mit der Länge des Fließweges die Hochwasserganglinie; dabei erfolgt eine Reduzierung des Abflussscheitels (Abbildung 5.1, Patt und Jüpner, 2020).

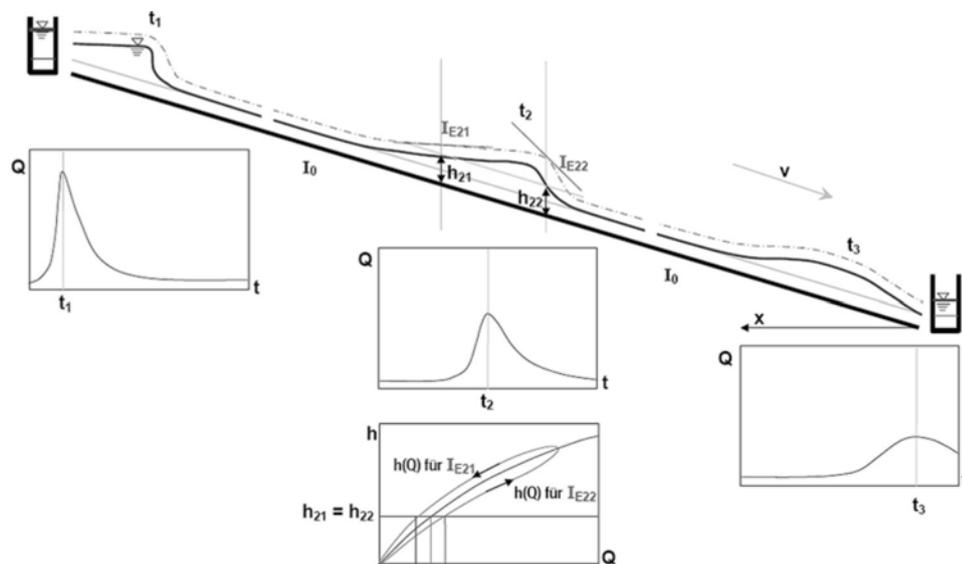


Abbildung 5.1: Instationärer Abfluss. Veränderung der Ganglinie in Fließrichtung; unten Mitte: Schlüsselkurve (Patt und Jüpner, 2020).

Die Hochwasserkatastrophe von 1943 lässt sich wie folgt rekonstruieren:

- 17. Mai, 01:51 Uhr: Bruch der Talsperre, insgesamt fließen 160 Mio. m³ Wasser mit einem Spitzenabfluss von 8.500 m³/s aus
- 17. Mai, morgens/vormittags: die Flutwelle erreicht nach einer Strecke von etwa 45 km (Abstand Pegel Affoldern - Gunterhausen) den Pegel Gunterhausen, gemessener Scheitelabfluss in Gunterhausen: $Q = 2.800 \text{ m}^3/\text{s}$
- 17. Mai, etwa 15 Uhr: Hochwasserscheitel in Kassel (HNA, 2018), etwa 20 km vor dem Pegel Hann. Münden (mittig zwischen Pegel Gunterhausen und Hann. Münden)
- 17. Mai, abends: Flutwelle erreicht Pegel Hann. Münden und Pegel Wahmbeck, gemessener Scheitelabfluss Hann. Münden: $Q = 2.100 \text{ m}^3/\text{s}$; Wahmbeck: $Q = 1.900 \text{ m}^3/\text{s}$
- 18. Mai: Flutwelle erreicht Pegel Karlshafen und Bodenwerder, gemessener Scheitelabfluss Karlshafen: $Q = 1.800 \text{ m}^3/\text{s}$; Bodenwerder: $Q = 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$

In Abbildung 5.2 wird die Abflussganglinie an verschiedenen Pegelstationen in Form von Tagesmittelwerten dargestellt. Die Zerstörung der Edertalsperre erfolgte laut HNA (2013a, b und c) am 17. Mai um 1:51 Uhr nachts. Am selben Tag wird auch der höchste mittlere Abfluss am Pegel Gunterhausen (Fulda) beobachtet. An den restlichen betrachteten Stationen tritt das

Maximum am Folgetag auf. Auffällig ist, dass der mittlere Tagesabfluss bis zum Pegel Karlshafen im Vergleich zu den anderen Pegeln hoch ist und am unterhalb gelegenen Pegel Bodenwerder wieder geringer ist (s. a. Abbildung 5.2). Diese Ausprägung der Abflüsse an den betrachteten Pegeln dürfte durch das Relief bzw. Tal- und Gewässerquerschnitt begründet sein.

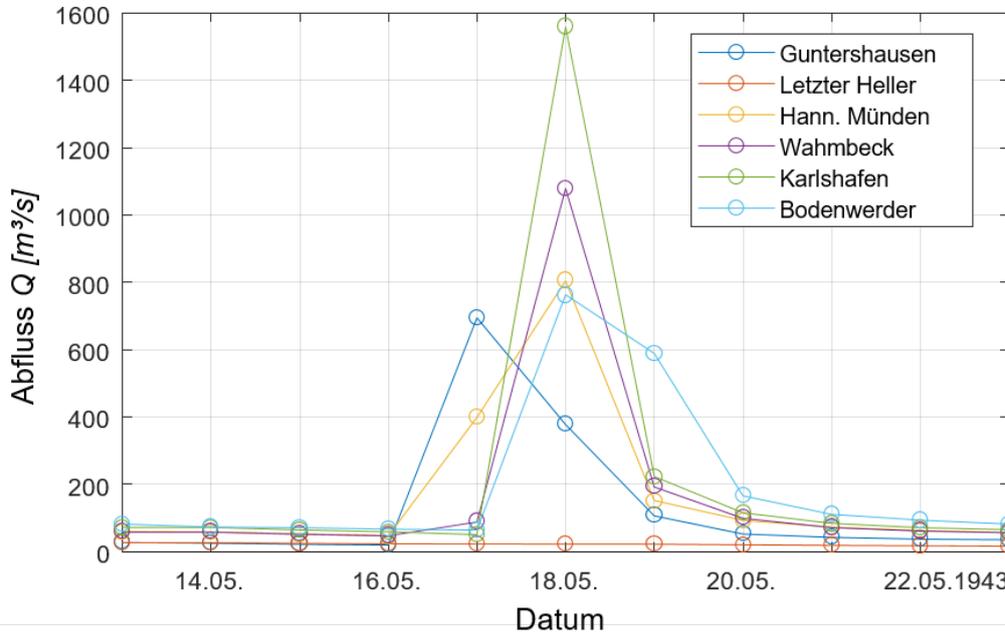


Abbildung 5.2: Ganglinien der Pegelstationen Letzter Heller (Werra), Guntershausen (Fulda), Hann. Münden, Wahmbeck, Karlshafen und Bodenwerder (Weser) während der Hochwasserkatastrophe 1943.

Bei einem Vergleich der Abbildung 5.1 und der Abbildung 5.2 wird ein Unterschied deutlich; das anthropogene Hochwasserereignis aus dem Jahr 1943 scheint deutlich dynamischer und dieses Ereignis ist im Vergleich zu natürlichen Hochwasserereignissen nur von kurzer Dauer. Daraus folgt, dass Tagesmittelwerte nur unzureichend solche Ereignisse beschreiben können und höher aufgelöste Zeitintervalle für eine präzise Analyse notwendig sind, z. B. Stundenwerte. Aus dem DGJ wurden die maximalen Hochwasserscheitelwerte für verschiedene Pegel am 17. und 18. Mai 1943 recherchiert (Tabelle 5.1).

Tabelle 5.1: Maximale Abflusswerte der Pegelstationen Guntershausen, Hann. Münden, Wahmbeck, Karlshafen und Bodenwerder am 17. und 18. Mai 1943 nach dem DGJ.

Datum	Pegel	Abfluss Q [m³/s]
17.05.1943	Guntershausen	2.800
17.05.1943	Hann. Münden	2.100
17.05.1943	Wahmbeck	1.900
18.05.1943	Karlshafen	1.800
18.05.1943 ¹	Bodenwerder	1.500

¹ Nach DGJ 17.05.1943, jedoch wird nach einem Abgleich mit dem Eintrag der Station Karlshafen und dem Vergleich mit anderen Quellen der vermutlich fehlerhafte Eintrag auf das Datum 18.05.1943 korrigiert.

In Abbildung 5.3 wird die Veränderung des Hochwasserscheitels in Abhängigkeit von der Länge des Flusslaufes dargestellt (s. a. Abbildung 3.2).

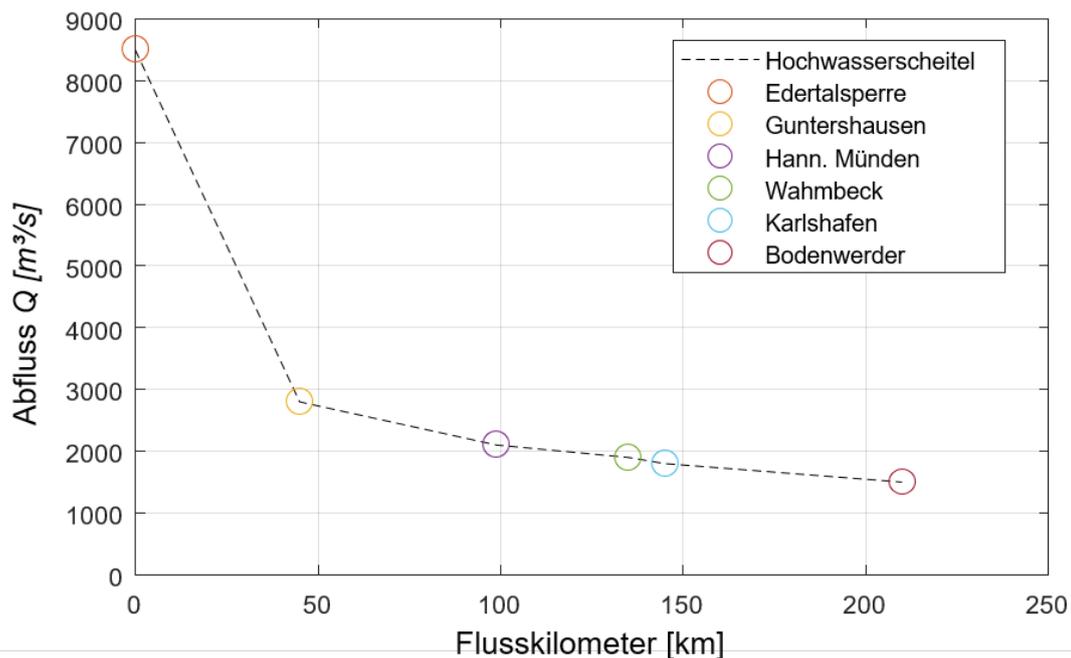


Abbildung 5.3: Maximaler Scheitelabfluss ab Edertalsperre an verschiedenen unterhalb gelegenen Pegelstandorten (entsprechend der Flusstationierung).

5.2 Extreme Hochwasserereignisse am Pegel Karlshafen

Die höchsten beobachteten Abflüsse am Pegel Karlshafen treten in der Regel im Winterhalbjahr auf. Schneeschmelze in Kombination mit gesättigten Böden und auftretenden starken Niederschlägen waren dafür verantwortlich. Der Zusammenfluss von Werra und Fulda führt dabei häufig zu einer Überlagerung der Hochwasserwellen, was zu einem sprunghaften Anstieg des Abflusses flussabwärts führt. In der Regel weist die Fulda dabei höhere Abflüsse als die Werra auf. In Tabelle 5.2 sind die größten Hochwasserereignisse am Pegel Karlshafen dargestellt. Auffällig ist dabei, dass die größten Hochwasserereignisse in den 1940er Jahren aufgetreten sind. Die Hochwasserereignisse von 1956, 1995 und 2003 liegen etwa $500 \text{ m}^3/\text{s}$ unter den Maximalwerten aus den 1940er Jahren. Insbesondere bei den Hochwasserereignissen von 1993 und 2003 dürften Hochwasserschutzmaßnahmen im Einzugsgebiet oberhalb vom Pegel Karlshafen eine abflussschwächende Wirkung gehabt haben. Insofern ist auch davon auszugehen, dass das Hochwasserereignis von 1946 heute, aufgrund der Vielzahl von Hochwasserschutzmaßnahmen, zu deutlich geringeren Wasserständen in der Oberweser führen würde (s. a. BfG, 2013).

Tabelle 5.2: Hochwasserereignisse am Pegel Karlshafen im Zeitraum 1940 bis 2020.

Datum	Abfluss Q [m ³ /s]
10.02.1946	1.680
18.05.1943	1.560
15.03.1947	1.230
31.01.1995	1.160
06.11.1940	1.100
20.03.1942	1.100
05.01.2003	1.080
21.07.1956	1.070

Die Genese des bislang extremsten Hochwasserereignisses der Oberen Weser im Jahr 1946 ist in BfG (2019) dargestellt. Ausgangslage waren frostige Temperaturen und leichte Schneefälle, die den Januar über andauerten. Ab dem 28. Januar führten milde Temperaturen zur Schneeschmelze und ein ergiebiger Niederschlag sättigte zusätzlich die Böden. Ab dem 4. Februar setzte weiterhin ein sechstägiger Starkniederschlag ein, der den langjährigen Normalniederschlag im Februar um das 3- bis 5-fache übertraf. Im Flachland wurden in diesem Zeitraum 50 bis 70 mm und im Gebirge sogar 250 bis 300 mm verzeichnet. Die Starkniederschläge waren in Folge der gesättigten Böden sehr abflusswirksam (s. Abbildung 5.4). Während bis zum 3. Februar die Abflüsse aller Pegelstationen noch unterhalb von 200 m³/s lagen, stiegen sie in Folge der Extremniederschläge ab dem 4. Februar sprunghaft an und erreichten am 6. Februar ihr erstes Maximum in den Quellflüssen. Am Folgetag erreichte die Hochwasserwelle Bad Karlshafen, am Pegel Karlshafen betrug der Abfluss etwa 938 m³/s. Ab dem 8. Februar stieg der Abfluss nochmals stark an und erreichte am 10. Februar das Maximum. Die Hochwasserwellen der Fulda und der Werra überlagerten sich dabei und kamen fast zeitgleich am selben Tag in Bad Karlshafen an. Der mittlere Abfluss betrug an diesem Tag am Pegel Karlshafen 1.680 m³/s; danach begann die Ganglinie abzuflachen.

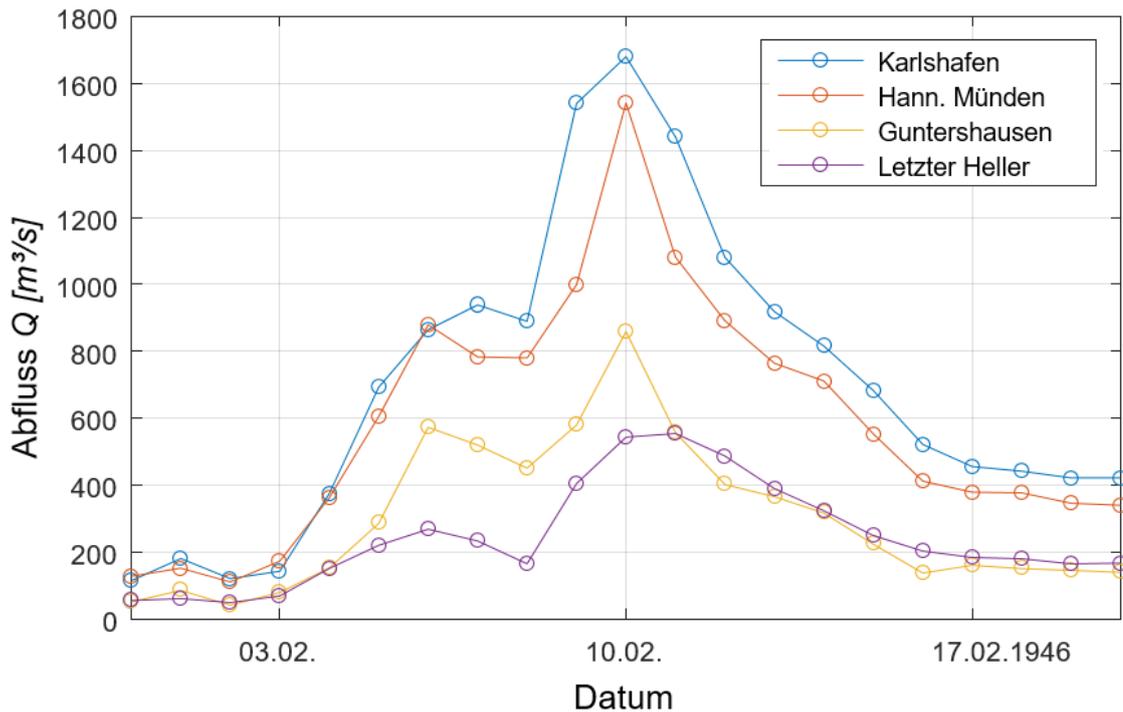


Abbildung 5.4: Ganglinien der Pegelstationen Letzter Heller (Werra), Gunterhausen (Fulda), Hann. Münden und Karlshafen (beide Weser) während des Weserhochwassers aus dem Jahr 1946.

Ein weiteres Hochwasserereignis stellt hinsichtlich der Genese eine Besonderheit dar. Während dieser Angriffe wurde in die Sperrmauer der Edertalsperre ein Loch von 22 m Höhe und etwa 70 m Breite gesprengt. In Folge dessen liefen etwa 160 Mio. m³ Wasser (etwa 80 % des Stauinhalts) mit einem Abfluss von etwa 8.500 m³/s aus und richteten große Zerstörungen im Unterlauf an. Am 18. Mai erreichte die Hochwasserwelle Bad Karlshafen und das Wasser trat über die Ufer. In Abbildung 5.5 wird die Ganglinie des Hochwassers dargestellt; danach ist am 18. Mai ein mittlerer Abfluss am Pegel Karlshafen von 1.560 m³/s aufgetreten, der Großteil der Wassermassen floss bereits am Folgetag ab. Nach dem Hochwasser 1946 ist dies der zweithöchste Hochwasserabfluss der vorliegenden Zeitreihe. Der Wiederaufbau der Talsperre konnte noch im selben Jahr durchgeführt werden (HNA, 2013a, b und c).

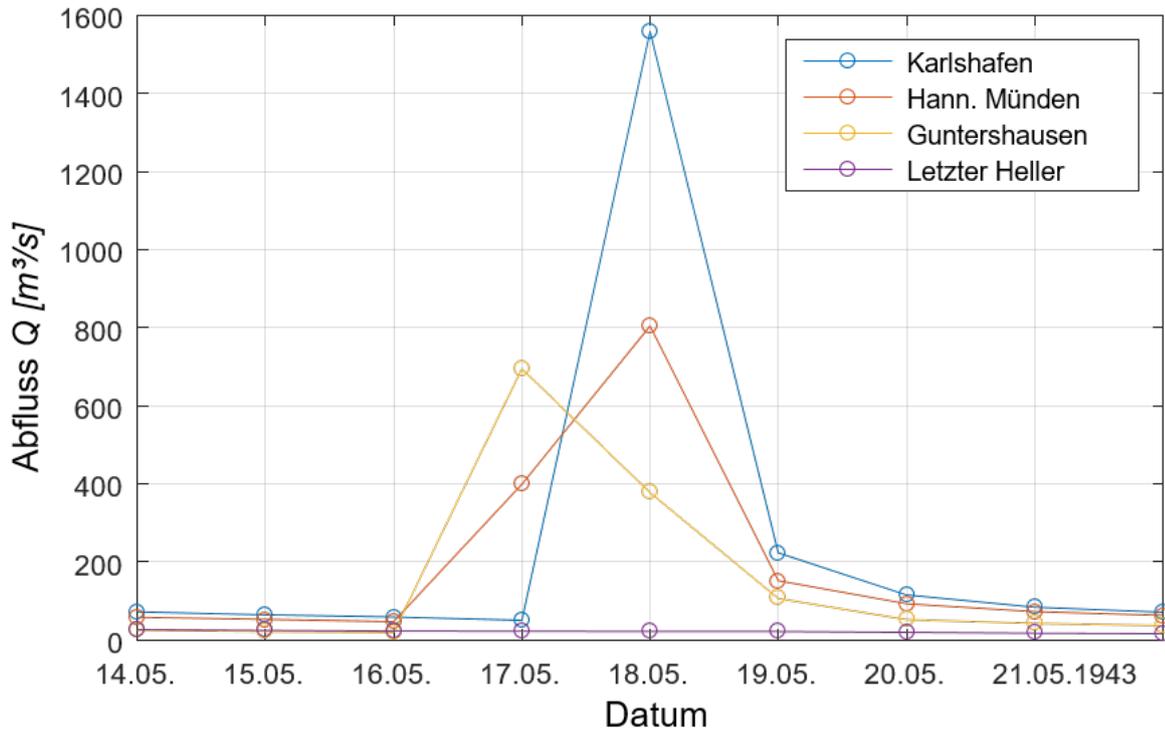


Abbildung 5.5: Ganglinien der Pegelstationen Letzter Heller (Werra), Gunterhausen (Fulda), Hann. Münden und Karlshafen (beide Weser) während des Weserhochwassers aus dem Jahr 1943.

Das strukturelle Versagen oder Teilversagen von Hochwasserschutzanlagen, wie am Beispiel der Edertalsperre dargestellt, kann auch zukünftig nicht ausgeschlossen werden, insofern wird dieser Aspekt auch im Rahmen der vorliegenden Ermittlung der Bemessungsabflüsse für den Standort LoK berücksichtigt.

6 Ermittlung der Bemessungsabflüsse am Pegel Karlshafen mit Hilfe extremwertstatistischer Analysen

6.1 Allgemeine Bemerkungen

Für die Analyse von Hochwasserereignissen sind neben den reinen Extremereignissen deren Eintrittshäufigkeit bzw. das Wiederkehrintervall (Jährlichkeit) von besonderem Interesse. Nachdem für die im Rahmen dieser Untersuchungen herangezogenen hydrologischen Zeitreihen der Extremereignisse die Voraussetzungen für die statistische Analyse festgestellt wurde, ist die Aufstellung von jährlichen oder partiellen Serien erforderlich.

Nach KTA 2207 (2004) ist das Bemessungshochwasser BHW das Hochwasserereignis, das dem Hochwasserschutz der kerntechnischen Anlagen zugrunde liegt. Für Flusstandorte sind Niederschlag, Schnee- und Gletscherschmelze, Zustand und Eigenschaften des Einzugsgebietes, Retention vor Ort und im Einzugsgebiet, Rückstau, Eisversetzung, Überströmen und Versagen von Deichen, Stauanlagen, Windstau und Wellenaufbau, Dauer und Ablauf des Hochwasserereignisses zu berücksichtigen.

Bei der Ausprägung der Wasserstände sind damit auch anthropogene Effekte, wie der Ausbau von Flüssen, aber auch natürliche Erosions- und Sedimentationsprozesse, die zu Veränderungen der Bathymetrie bzw. der Topographie führen, zu berücksichtigen.

Als Bemessungswasserstände sind die höchsten Wasserstände zu ermitteln, die sich im Bereich der zu schützenden Anlagenteile/Schutzbauwerke einstellen; für diese Wasserstände sind nach KTA 2207 Eintrittswahrscheinlichkeiten von $P_U = 10^{-2}/a$ und $P_U = 10^{-4}/a$ anzusetzen.

6.2 Methodik

Die Verifikation des Bemessungswasserstands BHW am LoK erfolgt in diesem Gutachten über entsprechende methodische Ansätze aus der KTA 2207 (2004). Es werden zum einen das Verfahren nach Kleeberg und Schumann (2001) und zum anderen aktuelle extremwertstatistische Analysen verwendet. Somit werden Verfahren herangezogen, welche für sehr kleine Eintrittswahrscheinlichkeiten genutzt werden sowie dem gegenwärtigen Stand von Wissenschaft und Technik entsprechen und in gängigen Regelwerken zur Ermittlung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten empfohlen werden (DWA, 2012). Hierbei handelt es sich um das Block Maxima Verfahren (BM) zur Selektion der Stichproben in Verbindung mit der verallgemeinerten Extremwertverteilung (GEV; engl.: generalized extreme value distribution) und das Peaks Over Threshold Verfahren (POT) zur Selektion der Stichproben in Verbindung mit der verallgemeinerten Pareto Verteilung (GPD) (z. B. Coles, 2001; DWA, 2012). Die Stichproben können nicht nur die jährlichen Höchstwerte der Wasserstände, sondern auch Reihen mit einer unterschiedlichen Anzahl von jährlichen Extremwerten (r -largest) sowie Reihen mit Wasserständen, die einen vordefinierten Grenzwert überschreiten (Schwellenwertverfahren) beinhalten. Die Parameterschätzung der GEV erfolgt mithilfe der Momentenmethode (MM), der wahrscheinlichkeitsgewichteten Momentenmethode (LM) und der Maximum-Likelihood Methode (MLM). Die Parameterschätzung bei der GPD erfolgt ausschließlich mit der MLM.

6.3 Stichprobenbildung

Die Selektion von Stichproben aus Beobachtungsdaten zur Verwendung für extremwertstatistische Analysen hat das Ziel, Extremwerte aus den Messdaten zu filtern. Da es keine eindeutige Definition gibt, was genau ein Extremwert und somit ein geeigneter Wert für eine solche Stichprobe ist, werden in diesem Gutachten die im Folgenden erläuterten Ansätze aus der Literatur genutzt, um im Sinne der Unsicherheitsbetrachtung die im Folgenden aufgeführten Vor- und Nachteile zu berücksichtigen.

Eine oft verwendete Methode zur Stichprobenbildung ist das BM-Verfahren. Hierbei werden die aufgezeichneten Maximalwerte aus zeitlichen Blöcken mit einer festgelegten Länge (z. B. ein Jahr) ausgewählt und zu einer Stichprobe zusammengefügt. Dazu zählt z. B. der jährlich höchste Wasserstand. D. h., es wird der größte in dem jeweiligen hydrologischen Jahr aufgetretene Wasserstand herangezogen (vgl. DWA, 2012). Wenn mehrere Extremereignisse in einem Jahr aufgetreten sind, kann dieser Ansatz jedoch ungeeignet sein; dasselbe gilt ebenso umgekehrt. Gab es kein extremes Hochwasser innerhalb eines Jahres, wird trotzdem der höchste Wert selektiert. Eine Erweiterung dieses Auswahlverfahrens besteht darin, mehrere Maxima (r -largest) innerhalb eines Blocks auszuwählen und ebenfalls zu einer Stichprobe zusammenzufügen (vgl. Hennemuth et al., 2013), womit die angesprochenen Nachteile zum Teil umgangen werden können. Jedoch resultieren auch hier wieder Nachteile, wenn die tatsächliche Anzahl an Extremwerten in einem Jahr nicht mit den auszuwählenden r -größten Ereignissen korrespondiert. Prinzipiell ist die Anwendung der GEV an das BM-Verfahren gekoppelt, da gemäß dem Fisher-Tippett Theorem (Fisher und Tippett, 1928) alle Grenzverteilungen der BM GEV-verteilt sind (Neves und Fraga-Alves, 2008).

Um die oben aufgeführten Nachteile des BM-Modells zu umgehen, werden bei extremwertstatistischen Analysen in der Hydrologie alternative Ansätze verwendet. Einer der wichtigsten ist der sogenannte POT-Ansatz (z. B. Leadbetter, 1991; Bayliss und Jones, 1993; Coles, 2001). Diese Methodik wird auch als Schwellenwertmethode oder als Bildung partieller Serien bezeichnet. Sie bietet generell eine flexiblere Darstellung der jeweiligen Hochwassercharakteristik im Vergleich zum BM-Verfahren, da das stochastisch und ungleich verteilte Auftreten der Hochwasserereignisse berücksichtigt wird. Im Rahmen der Anwendung werden alle Werte selektiert, die einen vordefinierten Grenzwert überschreiten. Auf diese Weise können alle Hochwasserereignisse in z. B. einem hochwasserintensiven Jahr berücksichtigt werden, während in Jahren ohne Extremereignis kein Wert selektiert wird. Über die Wahl des Grenzwertes kann die Stichprobengröße und deren Varianz entsprechend beeinflusst werden. Somit ist die größte Herausforderung und damit eine komplexe Aufgabe dieses Verfahrens, die Auswahl des Grenzwertes; u. a., weil statistische Methoden sehr empfindlich auf verschiedene Grenzwerte reagieren können (Lang et al., 1999). Die Anwendung der GPD ist an die Schwellenwertmethode gekoppelt; den entsprechenden Nachweis liefern Balkema and de Haan (1974) und Pickands (1975). Das Verfahren wird z. B. auch in den Niederlanden zur Ermittlung von Eintrittswahrscheinlichkeiten von Sturmflutwasserständen angewendet.

Bei der Bildung der Stichproben mit diesen beiden Verfahren muss die statistische Unabhängigkeit der ausgewählten einzelnen Ereignisse gewährleistet sein. Denn die aufgezeichneten Werte können gegenseitige Abhängigkeiten aufweisen, d. h., dass mehrere hintereinander auftretende Scheitelwerte durch dasselbe auslösende Ereignis (z. B. langandauerndes Niederschlagsereignis) verursacht wurden. Für die Gewährleistung der statistischen Unabhängigkeit müssen die Ereignisse einen zeitlichen Abstand zwischen zwei aufeinanderfolgenden Ereignissen haben. Nach der deutschen Pegelvorschrift (LAWA, 1997 oder LAWA, 2018) wird hier ein Zeitraum zwischen zwei benachbarten Hochwasserscheiteln von 7 Tagen verwendet. Diese Zeitspanne wird auch in DWA (2012) empfohlen und entsprechend für die weitere Vorgehensweise herangezogen.

6.4 Verteilungsfunktionen

Aktuell haben sich die GEV und GPD als die wichtigsten und am besten geeigneten Verteilungsfunktionen der Extremwertstatistik etabliert (z. B. Coles, 2001; Arns, 2014). Ein Grund für die breite Anwendung der GEV liegt darin, dass die GEV drei verschiedene Verteilungsfunktionen, die Gumbel-, die Fréchet- und die Weibull-Verteilung, in einer Gleichung vereint. Dies macht diese Verteilungsfunktion sehr flexibel. Die GEV ist wie folgt definiert:

$$P_{\text{Ü}}(x) = \exp \left\{ - \left[1 + \tau \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]^{-\frac{1}{\tau}} \right\} \quad \text{Gleichung 1}$$

Hierbei entspricht μ dem Lageparameter, σ dem Skalenparameter, τ dem Krümmungsparameter und x bezeichnet die betrachteten Hochwasserereignisse der verwendeten Stichprobe. Dabei beschreibt der Krümmungsparameter τ maßgeblich die Form des rechten Endes der Verteilungsfunktion. In Abhängigkeit vom Wert des Krümmungsparameters besitzt die Verteilungsfunktion entweder keinen oberen Grenzwert ($\tau > 0$, Typ II bzw. Fréchet-Verteilung) oder die Verteilung ist durch einen oberen Wert begrenzt ($\tau < 0$, Typ III bzw. Weibull-Verteilung). Im Spezialfall $\tau = 0$ (Typ I bzw. Gumbel-Funktion) gibt es ebenfalls keinen oberen Grenzwert und die Verteilungsfunktion stellt sich im doppelt-logarithmiertem Maßstab als Gerade dar.

Die GPD fasst ebenfalls eine Reihe von ähnlichen Extremwertverteilungen zusammen, die die GPD hinsichtlich ihrer Anwendung flexibel gestalten (Hawkes et al., 2008). Dadurch lässt sich die GPD für viele Fragestellungen einsetzen. Die GPD ist definiert als:

$$P_{\text{Ü}}(x) = 1 - \left(1 + \frac{\tau \cdot x}{\sigma + \tau(u - \mu)} \right)^{-\frac{1}{\tau}} \quad \text{Gleichung 2}$$

Dabei entspricht μ dem Lageparameter, σ dem Streuungsparameter, τ dem Krümmungsparameter und u dem Grenzwert der POT-Stichprobe.

6.5 Parameterschätzung

Für die Anpassung von Verteilungsfunktionen an die generierten Stichproben aus den Messdaten werden i. d. R die Parameter μ , σ und τ benötigt. Diese müssen aus den entsprechenden Stichproben geschätzt werden, wofür diverse Methoden zur Verfügung stehen. Im vorliegenden Gutachten wird auf drei bekannte Parameterschätzverfahren eingegangen, die für die extremwertstatistischen Analysen verwendet werden:

- Momentenmethode (MM, auch als Produktmomente bezeichnet)
- Wahrscheinlichkeitsgewichtete Momentenmethode (LM)
- Maximum Likelihood Methode (MLM)

Detaillierte Erläuterungen sind beispielweise aus DWA (2012) zu entnehmen, woraus die folgenden Ausführungen größtenteils entnommen sind.

Die Schätzung der Parameter mithilfe der MM erfolgt über die ersten drei erwartungstreuen Momente (arithmetisches Mittel, Standardabweichung und Schiefekoeffizient) der betrachteten Stichprobe. Der Verlauf der Verteilungsfunktion wird stark durch die beobachteten extremen Hochwasser der Stichprobe beeinflusst. Das ist begründet in der Tatsache, dass einzelne extreme Hochwasserwerte durch die enthaltene Potenzfunktion einen starken Einfluss haben. In der Praxis stellt die MM ein sehr gebräuchliches Parameterschätzverfahren dar, da es einfach anzuwenden ist und zudem robuste Parameterschätzungen liefert.

Im Gegensatz zur MM wird bei den LM auf die Potenzierung der Stichprobenwerte verzichtet. Stattdessen werden die benötigten Momente als gewichtetes Mittel der Stichprobe ermittelt,

wobei das Gewicht jeweils aus den empirischen Wahrscheinlichkeiten der Stichprobe bestimmt wird. Über Linearkombinationen aus den wahrscheinlichkeitsgewichteten Momenten werden sogenannte L-Momente berechnet, die schließlich in ähnlicher Form zur Schätzung der Parameter wie bei der MM verwendet werden können. Durch diese Vorgehensweise wird die Variabilität bei dem Auftreten von großen Ereignissen gegenüber der MM verringert und die Extrapolation auf große Wiederkehrintervalle T basiert eher auf den kleinen und mittleren Ereignissen der Stichprobe. Daher ist die Eignung für derartige Fragestellungen zu prüfen.

Bei der MLM wird davon ausgegangen, dass die beobachteten Hochwasserwerte $Q_i, i = 1, 2, \dots, n$ unabhängige Realisierungen eines Zufallsprozesses sind und durch einen vorgegebenen Typ einer Dichtefunktion $f(Q; \theta_j)$ mit den unbekanntem Parametern $\theta_j, j = 1, 2, \dots$ beschrieben werden können. Die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten der beobachteten Stichprobe ergibt sich aus dem Produkt der einzelnen Dichtefunktionen in Abhängigkeit von θ_j , welches als Likelihood-Funktion bezeichnet wird. Die am Anfang noch unbekanntem Parameter θ_j werden dann so bestimmt, dass die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten der vorliegenden Serie am größten wird, d. h., dass die Likelihood-Funktion ihr Maximum annimmt. Die Bestimmung des Maximums der Likelihood-Funktion erfolgt über mathematische Optimierungsverfahren. Die MLM ist ein Parameterschätzverfahren, das die unbekanntem Parameter einer Verteilungsfunktion robust abschätzt, da die großen und kleinen Hochwasserwerte in ausgewogener Weise berücksichtigt werden (Coles, 2001). Gemäß Katz et al. (2002) kann jedoch das Ergebnis der MLM für kleine Stichproben ($n \leq 25$) äußerst unregelmäßig sein, insbesondere bei der Schätzung von extremen Quantilen.

6.6 Extremwertstatistische Analysen für den Pegel Karlshafen

6.6.1 Detrending

Um die Stationarität einer Zeitreihe als Voraussetzung für extremwertstatistische Analysen gewährleisten zu können, wird die Abflusszeitreihe (Tagesmittelwerte) am Pegelstandort Karlshafen von 1940-2020 um ihren statistisch nicht signifikanten Trend von $-0,17 \text{ m}^3/\text{s}/\text{a}$ auf das Jahr 2020 bereinigt. Die Zeitreihen der aufgezeichneten Tagesmittelwerte des Abflusses und des Wasserstands am Pegel Karlshafen sind in Abbildung 6.1 und Abbildung 6.2 dargestellt. Bezogen auf die Wasserstände ist anzumerken, dass sich diese auf den jeweils gültigen Pegelnullpunkt (PNP) und nicht auf NHN beziehen. Die jeweiligen PNP im Verhältnis zu NHN sind in folgender Tabelle 6.1 zusammengetragen.

Tabelle 6.1: Zeitlicher Verlauf der Höhenlage von PNP zu NHN am Pegelstandort Karlshafen (Datenquelle: WSV, bereitgestellt durch die BfG).

Gültig ab	PNP [m NHN]
01.10.1826	93,352
01.11.1960	94,050
01.06.1988	94,050
22.10.1999	94,050
08.10.2009	94,025
09.11.2011	94,025

In Abbildung 6.1 ist in grau die beobachtete Zeitreihe des Abflusses und in schwarz die trendbereinigte Zeitreihe aufgezeigt. Der statistisch nicht signifikante Trend der Abflusszeitreihe mit einem Wert von etwa $-0.17 \text{ m}^3/\text{s}/\text{a}$ fällt sehr gering aus, weshalb auf eine Trendbereinigung verzichtet wird. Der Verzicht auf die Trendbereinigung mit dem linearen Trend der Abflusszeitreihe stellt in dem Fall eine konservative Herangehensweise dar, was entsprechend auch für die Ergebnisse der extremwertstatistischen Analysen gilt. Es wird zudem gewährleistet, dass beispielsweise die Scheitelabflüsse der Extremwerte aus den Jahren 1946 oder 1947 identische Werte aufweisen und das unabhängig vom Verfahren der Stichprobenbildung (BM-Verfahren oder POT-Ansatz).

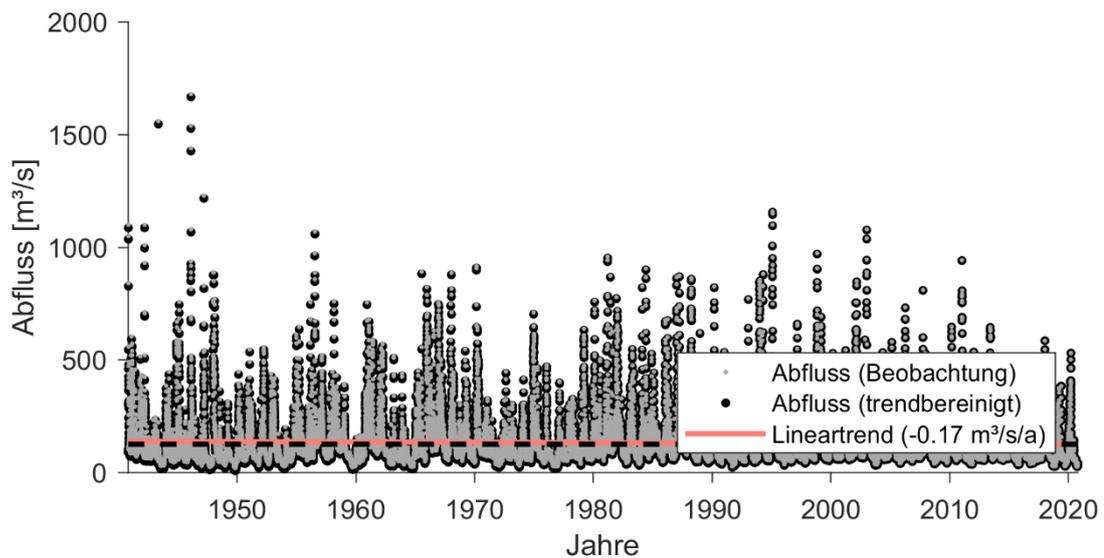


Abbildung 6.1: Trendbereinigte Abflusszeitreihe des Pegels Karlshafen zwischen 1940 und 2020.

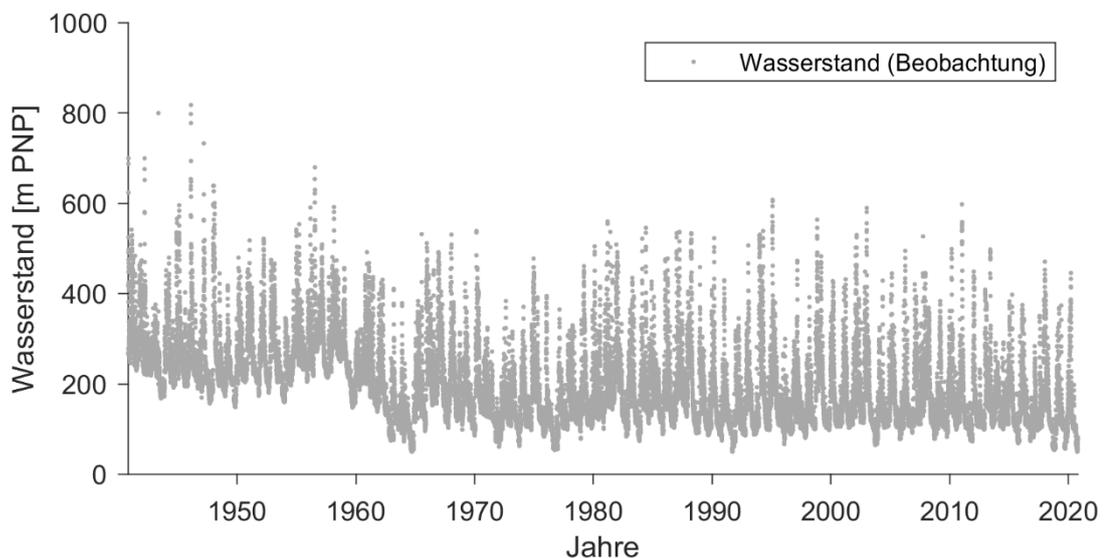


Abbildung 6.2: Beobachtete Wasserstandszeitreihe des Pegels Karlshafen zwischen 1940 und 2020 (bezogen auf den jeweils gültigen PNP).

In Abbildung 6.3 sind die Wasserstände als Tagesmittelwerte am Pegel Karlshafen bezogen auf PNP zwischen 1880 und 2020 und in Abbildung 6.4 die gleichen Tagesmittelwerte bezogen auf NHN dargestellt. Der Einfluss des Speicherbaus und der gewässerbaulichen Maßnahmen Anfang 1900, z. B. die Inbetriebnahme der Edertalsperre im Jahr 1914, auf die Wasserstände ist in

den Zeitreihen deutlich erkennbar. Durch diese Maßnahmen prägen sich heute Hochwasserereignisse hinsichtlich der Wasserstände anders aus als vor 1914 (s. Abbildung 6.4).

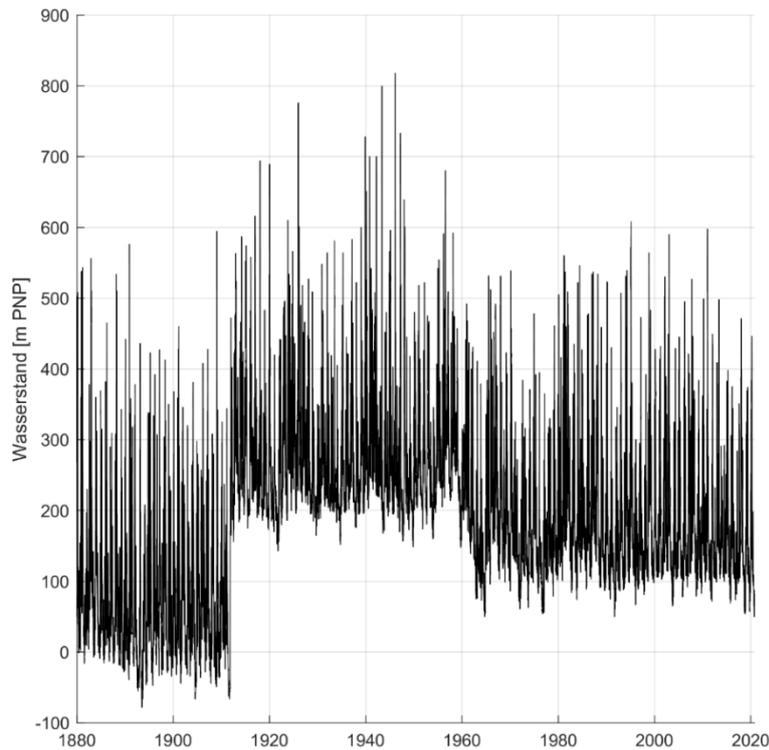


Abbildung 6.3: Wasserstände (Tagesmittelwerte) am Pegel Karlshafen bezogen auf PNP zwischen 1880 und 2020.

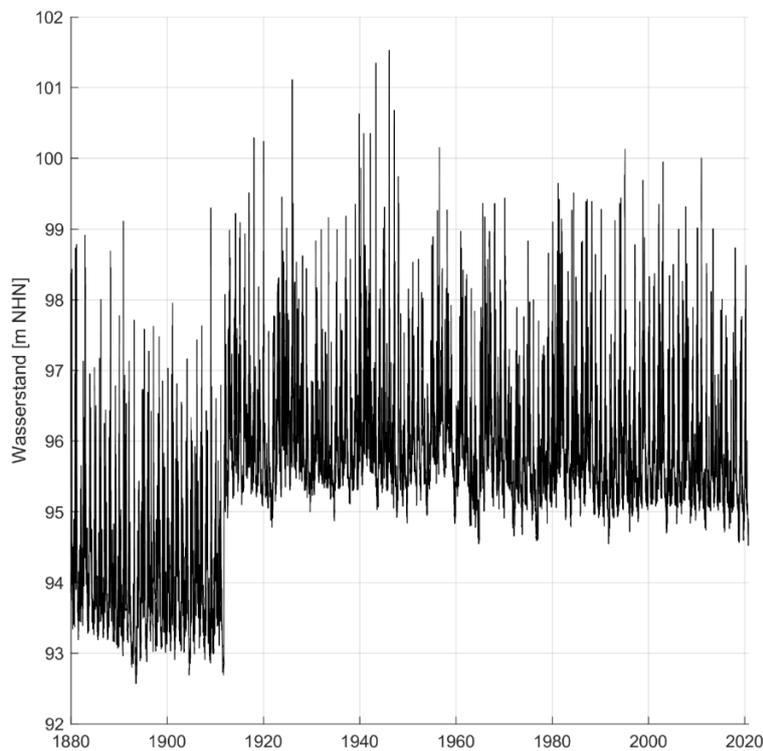


Abbildung 6.4: Wasserstände (Tagesmittelwerte) am Pegel Karlshafen bezogen auf NHN zwischen 1880 und 2020.

6.6.2 Stichprobenbildung

6.6.2.1 Block-Maxima-Verfahren (BM)

Die Bildung der Stichprobe mit dem BM-Verfahren erfolgt bei den vorliegenden Untersuchungen durch die Auswahl der jährlichen Höchstwerte (AMAX; s. Abbildung 6.5). Die resultierenden Jahreshöchstwerte auf Basis hydrologischer Jahre (01.11. bis 31.10. des Folgejahres) sind als schwarze Punkte dargestellt. Zusätzlich ist der lineare Trend der AMAX-Zeitreihe von $-2,72 \pm 2,63 \text{ m}^3/\text{s}/\text{a}$ als rote Linie dargestellt. Der Unsicherheitsbereich basiert auf dem 95%-Konfidenzintervall und muss aufgrund des resultierenden Vorzeichenwechsels insbesondere als statistisch signifikant bewertet werden. Jedoch resultiert der Trend maßgeblich aus den Extremereignissen in den 1940er Jahren, die als plausibel identifiziert wurden (vgl. Kapitel 5.2) und daher nicht eliminiert bzw. korrigiert werden.

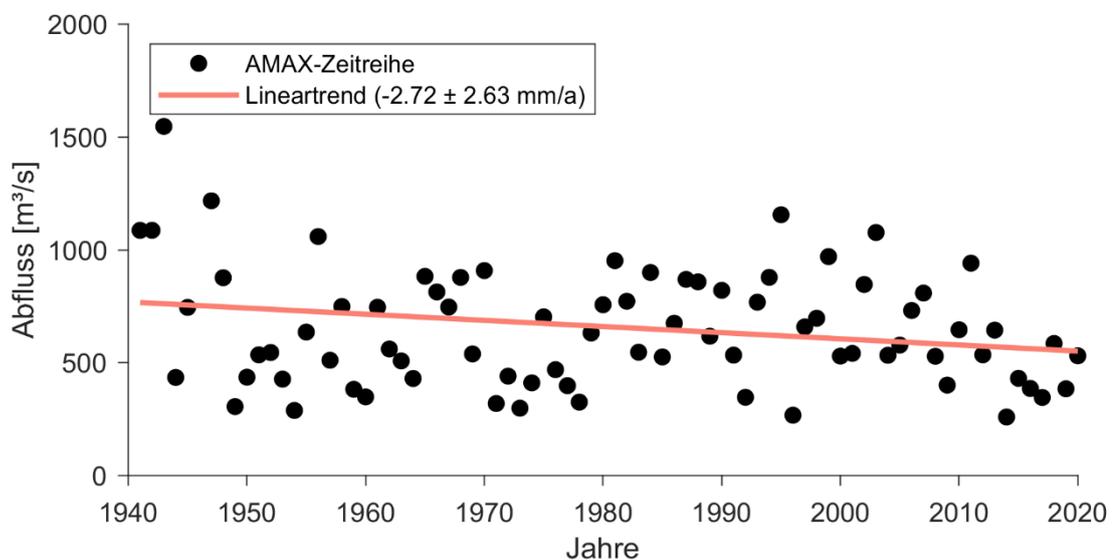


Abbildung 6.5: Zeitreihe der jährlichen Maximalwerte (AMAX) am Pegel Karlshafen zwischen 1940 und 2020 (schwarze Punkte) und Darstellung des linearen Trends (rote Linie).

6.6.2.2 Peaks over Threshold (POT)

Beim POT-Verfahren ist die größte Herausforderung, den Grenzwert sinnvoll festzulegen. Wird der Grenzwert zu niedrig gewählt, kann die zugrundeliegende Modellannahme verletzt werden (zu viele Nicht-Extremwerte in der Stichprobe), während ein zu hoher Grenzwert die Robustheit der Parameterschätzung deutlich beeinflussen kann (Lang et al., 1999). In Cunnane (1973) werden mindestens 1,65 Werte/a im Mittel empfohlen, um eine geringere Varianz als bei den Jahreshöchstwerten zu erzielen. In Thompson et al. (2009) wird eine automatisierte Vorgehensweise vorgestellt. Nach Rosbjerg et al. (1992) wird ein parametrischer Ansatz auf Basis von k , dem Mittelwert \bar{x} und der Standardabweichung s des Ausgangsdatensatzes eingeführt, mit dem der Schwellenwert ermittelt werden kann:

$$u = \bar{x} + k \cdot s \quad \text{Gleichung 3}$$

Die Empfehlung der Autoren lautet $k = 3$. In Coles (2001) wird die Verwendung des Mean Life Residual Plots (MLRP) empfohlen. Hier wird für jeden Schwellenwert die mittlere Überschreitung der verbleibenden Stichprobenwerte kalkuliert und in einer Grafik aufgetragen (s. Abbildung 6.6, oben links). Zusätzlich kann der Krümmungsparameter in Abhängigkeit des Schwellenwertes aufgetragen werden (Shape Stability Plot, SSP, Abbildung 6.6, oben rechts), um einen

sinnvollen Schwellenwert zu finden. Die Annahme ist, dass die GPD in der Lage ist die Stichprobe zu beschreiben, wenn der Verlauf des MLRP annähernd linear bzw. des SSP konstant verläuft. Entsprechend existiert keine eindeutige Lösung und die Wahl des Schwellenwertes erfolgt subjektiv. Aus diesem Grund werden in Abbildung 6.6 zusätzlich der Verlauf der $P_{\bar{u}} = 10^{-4}/a$ Wasserstände und der eines modifizierten Skalenparameters gegenüber dem jeweils gewählten Schwellenwert dargestellt.

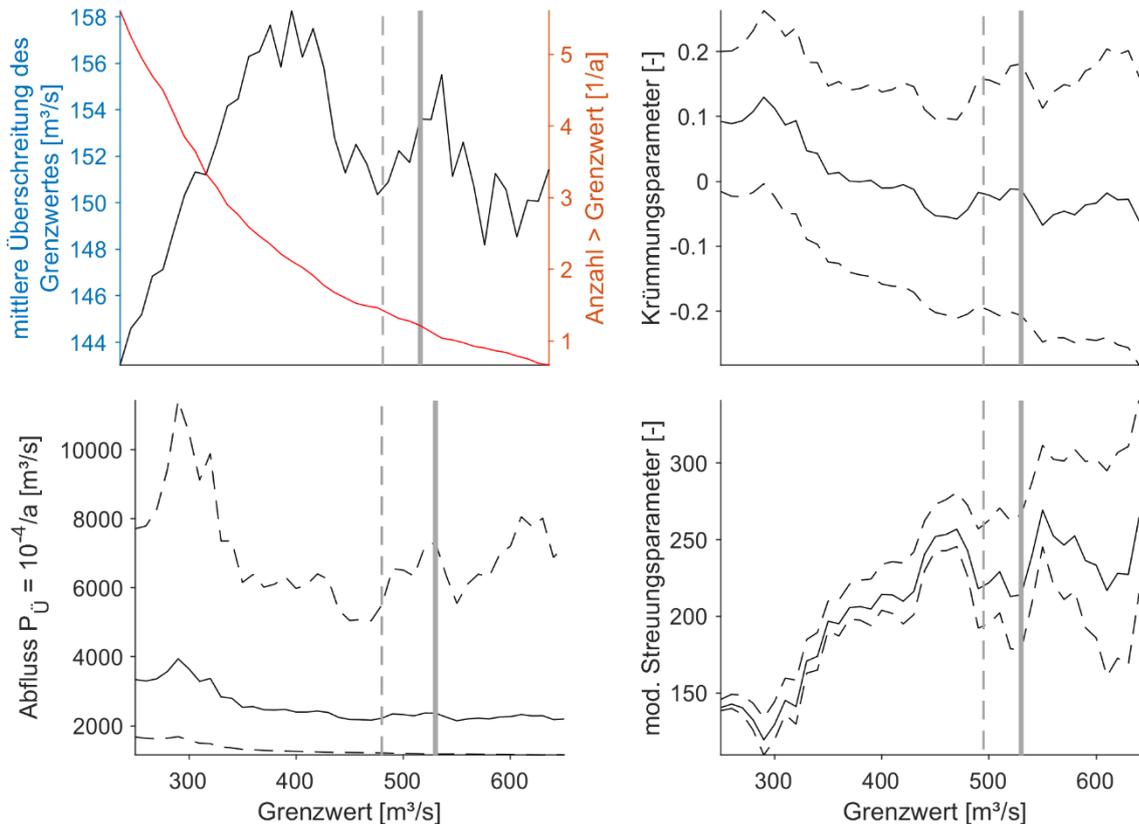


Abbildung 6.6: MLRP (oben links), SSP (oben rechts), $10^{-4}/a$ Ereignis bei verschiedenen Schwellenwerten (unten links) und der modifizierte Streuungsparameter unter Berücksichtigung verschiedener Schwellenwerte (unten rechts). Die geforderten Kriterien (konstanter bzw. linearer Verlauf der Funktionen) sind zwischen dem grau gestrichelten bis grau durchgezogenem Bereich gekennzeichnet.

Nach Auswertung des Kriteriums eines konstanten bzw. linearen Verlaufes verbleibt schließlich ein Bereich zwischen $u \approx 495$ bis $530 \text{ m}^3/\text{s}$ (grau gestrichelt bis grau durchgezogen). Die automatisierte Anwendung nach Thompson et al. (2009) liefert einen Wert von $784 \text{ m}^3/\text{s}$. In Langbein (1949) wird als Schwellenwert der minimale Abfluss der Jahreshöchstwerte aus dem BM-Verfahren empfohlen, der im vorliegenden Fall bei $259 \text{ m}^3/\text{s}$ liegt. Der parametrische Ansatz zur Ermittlung des Schwellenwertes nach Rosbjerg et al. (1992) liefert einen Wert von $466 \text{ m}^3/\text{s}$.

Für den Pegelstandort Karlshafen wird schließlich der Schwellenwert zu $u = 530 \text{ m}^3/\text{s}$ (grauer Balken in Abbildung 6.6) gewählt. Dieser Schwellenwert stellt einen Kompromiss der verfügbaren Ansätze dar und erfüllt die Kriterien des MLRP.

Unter Berücksichtigung der Unabhängigkeit der verbleibenden Abflüsse bei einem zeitlichen Abstand von mindestens 36 h (verschiedene Unabhängigkeitskriterien sind beispielsweise in Arns (2014) zusammengetragen) verbleiben 97 Abflusswerte $> u$, was etwa 1,2 Werten (Extremereignissen) pro Jahr entspricht. Damit wird die Empfehlung aus Cunnane (1973) knapp unterschritten, dass das Kollektiv im Mittel mindestens 1,65 Werte/a aufweisen sollte.

Die resultierende POT-Zeitreihe ist schließlich in Abbildung 6.7 als schwarze Punkte zusammengetragen. Zusätzlich ist der lineare Trend der POT-Zeitreihe von $-1,71 \pm 1,87 \text{ m}^3/\text{s}/\text{a}$ als rote Linie dargestellt. Der Unsicherheitsbereich basiert auf dem 95%-Konfidenzintervall und wird in dem Fall aufgrund des Vorzeichenwechsels als nicht signifikant bewertet. Auf eine Trendkorrektur der POT-Zeitreihen wird wie auch bei der AMAX-Zeitreihe verzichtet.

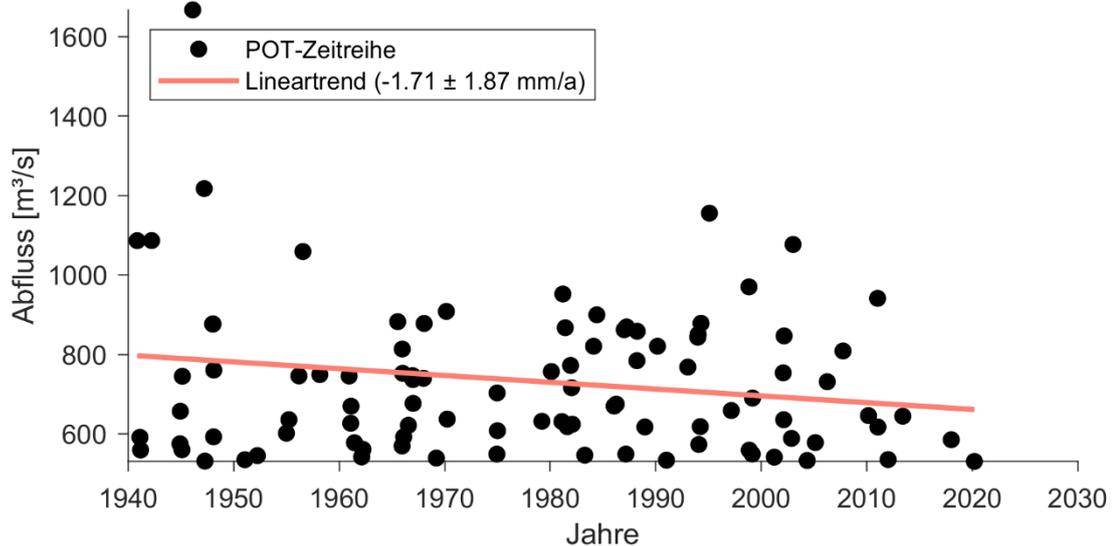


Abbildung 6.7: POT-Zeitreihe am Pegel Karlshafen zwischen 1940 und 2020 (schwarze Punkte) und Darstellung des linearen Trends (rote Linie).

6.6.3 Plotting Positionen

Zur Bewertung der Anpassungsgüte der ermittelten Verteilungsfunktionen an die Beobachtungswerte werden sogenannte Plotting Positionen aufgetragen (z. B. Makkonen, 2006). Dabei werden die empirischen Über- bzw. Unterschreitungswahrscheinlichkeiten der beobachteten Extremwerte bestimmt. Es handelt sich generell um ein rein rangbasiertes Verfahren, d. h. die Ermittlung der Jährlichkeit bzw. des Wiederkehrintervalls T in Jahren basiert nur auf der Länge der Messreihe und nicht auf den quantitativen Beobachtungen, sodass die Jährlichkeit extremer Ereignisse unterschätzt werden kann. Auf der anderen Seite können darüber Ausreißer in einer Stichprobe detektiert werden. Die allgemeine Formel lautet:

$$P_U = \frac{m - a}{(n + 1 - 2 \cdot a)} \quad \text{Gleichung 4}$$

P_U beschreibt die empirische Unterschreitungswahrscheinlichkeit, m den jeweiligen Rang der Beobachtung, n die Stichprobenlänge und a stellt einen Parameter dar, der in Abhängigkeit der verwendeten Verteilungsfunktion gewählt und von verschiedenen Autoren unterschiedlich angegeben wird. An dieser Stelle werden die Plotting Positionen nach Gringorten (1963) verwendet. Demnach ergibt sich der Parameter $a = 0,44$.

6.7 Ergebnisse der extremwertstatistischen Analysen für die Zeitreihe 1940 bis 2020

6.7.1 Ergebnisse GEV (Ansatz 1)

Die Ergebnisse der extremwertstatistischen Analyse mittels der GEV auf Basis der BM-Stichprobe und für die drei Parameterschätzverfahren sind in Abbildung 6.8 dargestellt. Die Plotting Positionen sind als rote Kreise eingetragen. Die Verläufe der Verteilungen können bis zum Abfluss mit $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ als nahezu identisch zusammengefasst werden; die Spannweite des Abflusses mit $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ beträgt etwa 500 m³/s. Das liegt insbesondere an der Verteilungsfunktion, deren Parameter mit der MLM geschätzt wurden und die keinen oberen Grenzwert aufweist. Die Ergebnisse für $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ sind in Tabelle 6.2 zusammengefasst.

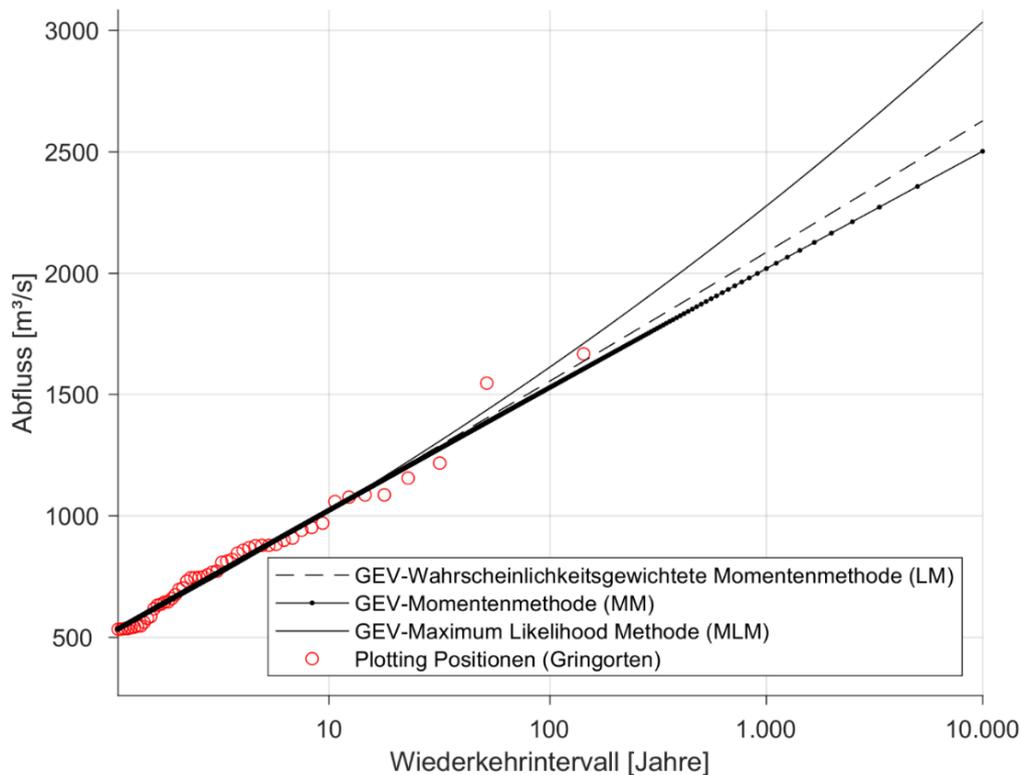


Abbildung 6.8: Grafische Darstellung der extremwertstatistischen Analyse von 1940 bis 2020 auf Basis der Verteilungsfunktion der GEV unter Verwendung der LM (schwarz gestrichelt), der MM (schwarz gepunktet) und der MLM (schwarz durchgezogen) als Parameterschätzverfahren. Die PLP sind als rote Kreise dargestellt.

Tabelle 6.2: Zusammenfassende Auflistung der extremwertstatistischen Analyse auf Basis der Verteilungsfunktion der GEV unter Verwendung der LM, der MM und der MLM als Parameterschätzverfahren für $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$.

$P_{\bar{U}}$	MM	LM	MLM
$10^{-2}/a$	1.529 m ³ /s	1.555 m ³ /s	1.613 m ³ /s
$10^{-4}/a$	2.502 m ³ /s	2.628 m ³ /s	3.035 m ³ /s

6.7.2 Ergebnisse GPD (Ansatz 2)

Abbildung 6.9 und Tabelle 6.3 fassen das Ergebnis der extremwertstatistischen Auswertung der POT-Zeitreihe am Standort des LoK zusammen. Die Plotting Positionen sind in Abbildung 6.9 als rote Kreise eingetragen.

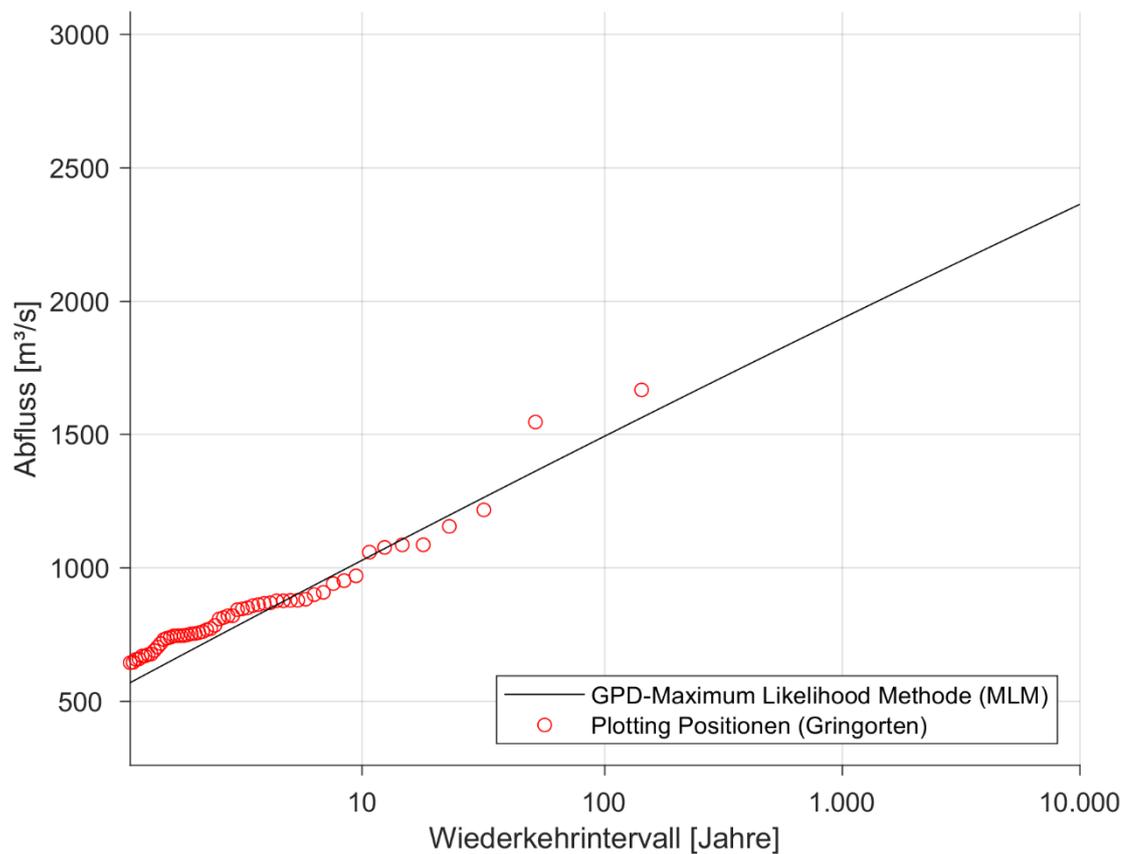


Abbildung 6.9: Grafische Darstellung der extremwertstatistischen Analyse von 1940 bis 2020 auf Basis der Verteilungsfunktion der GPD unter Verwendung der MLM als Parameterschätzverfahren. Die Verteilungsfunktion ist als schwarze Linie und die PLP sind als rote Kreise dargestellt.

Tabelle 6.3: Zusammenfassende Auflistung der extremwertstatistischen Analyse auf Basis der Verteilungsfunktion der GPD unter Verwendung der MLM als Parameterschätzverfahren für $P_{\bar{u}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{u}} = 10^{-4}/a$.

$P_{\bar{u}}$	MLM
$10^{-2}/a$	1.494 m³/s
$10^{-4}/a$	2.363 m³/s

6.8 Ergebnisse der extremwertstatistischen Analysen für die Zeitreihe 1950 bis 2020

Für die KTA-konforme Berücksichtigung der in extremwertstatistischen Analysen enthaltenen Unsicherheiten wird in diesem Kapitel eine Sensitivitätsstudie durchgeführt, die den Einfluss der extremen Hochwasserabflüsse vor 1950 auf die Ergebnisse quantifizieren soll. Es wird dafür exakt die gleiche Methodik wie in Kapitel 6.7 angewendet und analog die resultierenden Grafiken und Ergebnisse aufgeführt.

In Abbildung 6.10 wird im ersten Schritt die Zeitreihe der Abflüsse zwischen 1950 und 2020 dargestellt. Im Vergleich zur 1940 beginnenden Zeitreihe kann die identische Schlussfolgerung gezogen werden, dass kein signifikanter Trend ($-0,31 \text{ m}^3/\text{s/a}$) enthalten ist.

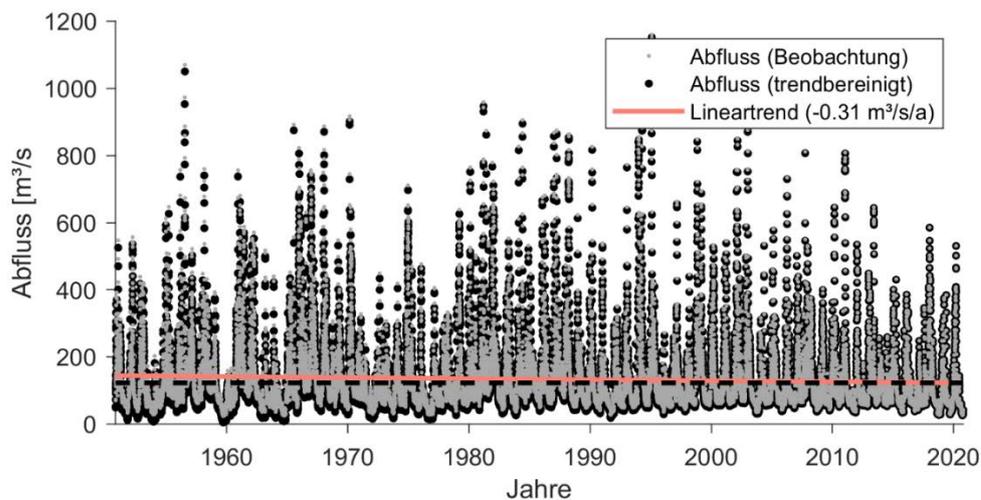


Abbildung 6.10: Trendbereinigte Abflusszeitreihe des Pegels Karlshafen zwischen 1950 und 2020.

Durch die Eliminierung bzw. Nichtberücksichtigung der Extremwerte vor 1950 resultiert, wie in Abbildung 6.11 zu sehen, eine stationäre Zeitreihe der Jahresmaxima ohne signifikanten Trend ($0,21 \pm 2,63 \text{ m}^3/\text{s/a}$ auf Basis des 95%-Konfidenzintervalls).

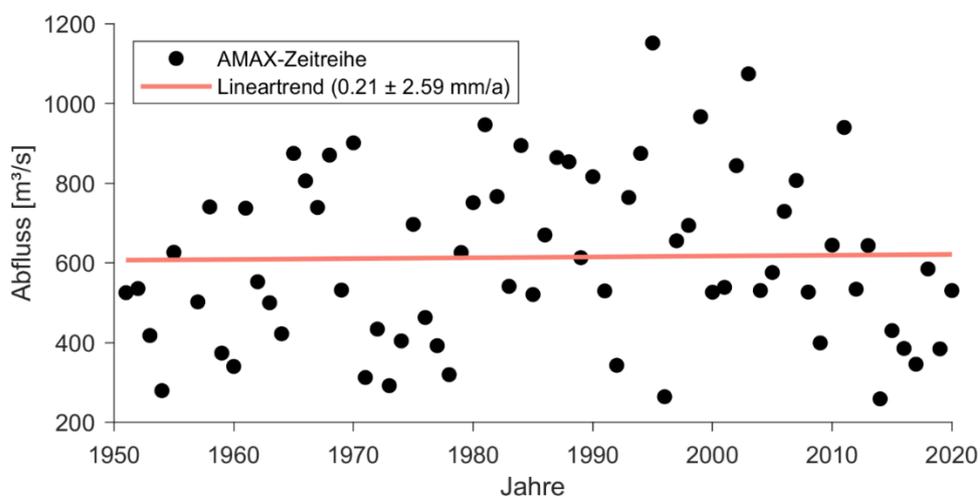


Abbildung 6.11: Zeitreihe der jährlichen Maximalwerte (AMAX) am Pegel Karlshafen zwischen 1950 und 2020 (schwarze Punkte) und Darstellung des linearen Trends (rote Linie).

Nach Auswertung des MLRP in Abbildung 6.12 unter Verwendung des Kriteriums eines konstanten bzw. linearen Verlaufes verbleibt für die Zeitreihe zwischen 1950 und 2020 ein Bereich zwischen $u \approx 465 \dots 500 \text{ m}^3/\text{s}$ (grau gestrichelt bis grau durchgezogen). Die automatisierte Anwendung nach Thompson et al. (2009) liefert einen Wert von $230 \text{ m}^3/\text{s}$. Nach Langbein (1949) wird weiterhin als Schwellenwert $259 \text{ m}^3/\text{s}$ empfohlen. Der parametrische Ansatz zur Ermittlung des Schwellenwertes nach Rosbjerg et al. (1992) liefert einen Wert von $455 \text{ m}^3/\text{s}$.

An dieser Stelle wird für den Pegelstandort Karlshafen der Schwellenwert zu $u = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ (grauer Balken in Abbildung 6.12) gewählt. Dieser Schwellenwert stellt einen Kompromiss der verfügbaren Ansätze dar und erfüllt die Kriterien des MLRP.

Unter Berücksichtigung der Unabhängigkeit der verbleibenden Abflüsse verbleiben 91 Abflusswerte $> u$, was etwa 1,3 Werten (Extremereignissen)/a entspricht. Damit wird die Empfehlung aus Cunnane (1973) knapp unterschritten, dass das Kollektiv im Mittel mindestens 1,65 Werte/a aufweisen sollte.

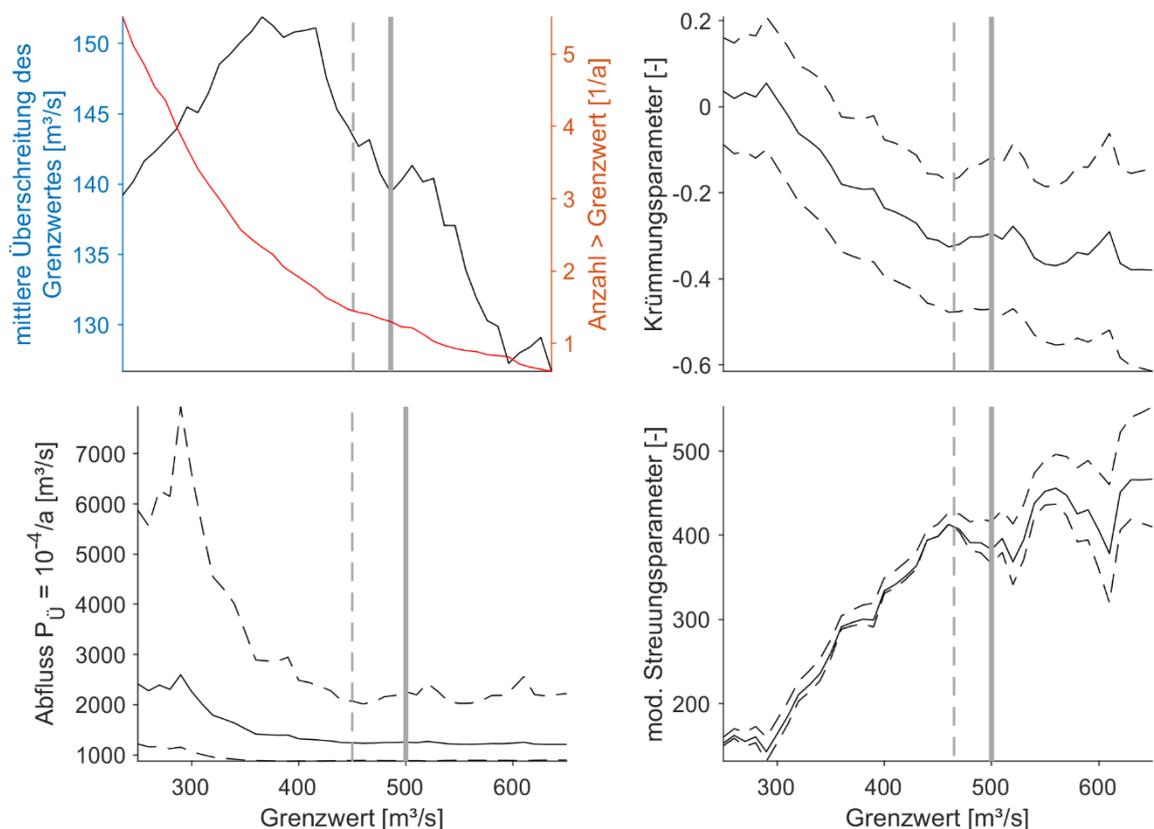


Abbildung 6.12: MLRP (oben links), SSP (oben rechts), $10^{-4}/a$ Ereignis bei verschiedenen Schwellenwerten (unten links) und der modifizierte Streuungsparameter unter Berücksichtigung verschiedener Schwellenwerte (unten rechts). Die geforderten Kriterien (konstanter bzw. linearer Verlauf der Funktionen) sind zwischen dem grau gestrichelten bis grau durchgezogenem Bereich gekennzeichnet.

Die resultierende POT-Zeitreihe ist schließlich in Abbildung 6.13 als schwarze Punkte zusammengetragen. Der zusätzlich dargestellte lineare Trend der POT-Zeitreihe von $0,07 \pm 1,74 \text{ m}^3/\text{s}/a$ auf dem 95%-Konfidenzintervall ist in dem Fall statistisch nicht signifikant und die Zeitreihe kann als stationär bewertet werden.

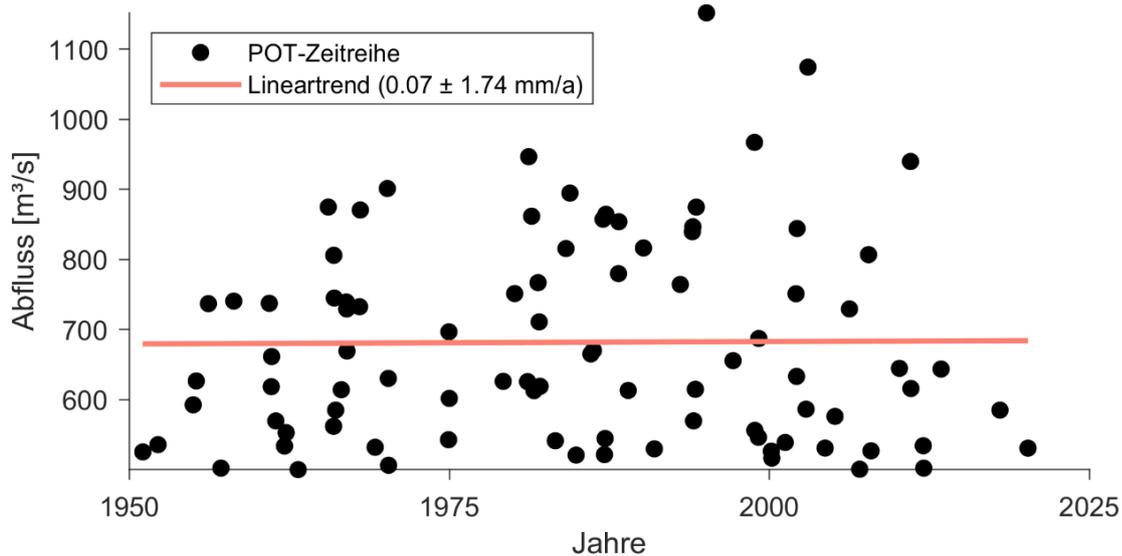


Abbildung 6.13: POT-Zeitreihe am Pegel Karlshafen zwischen 1950 und 2020 (schwarze Punkte) und Darstellung des linearen Trends (rote Linie).

Der Einfluss der Eliminierung der Extremwerte vor 1950 auf die extremwertstatistischen Auswertungen ist schließlich in Abbildung 6.14, Abbildung 6.15, Tabelle 6.4 und Tabelle 6.5 zusammengetragen. Für den Hochwasserwasserabfluss am Pegel Karlshafen mit $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ resultiert entsprechend eine Reduzierung von bis zu $\sim 400 \text{ m}^3/\text{s}$. Durch die Veränderung der Krümmungsparameter folgen einheitlich für alle der verwendeten Verteilungsfunktionen eher degressive Verläufe. Daraus ergibt sich, dass die Hochwasserscheitel mit $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ nach der Eliminierung der Extremwerte vor 1950 um mehr als $1.000 \text{ m}^3/\text{s}$, im Maximalfall sogar um $\sim 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert werden. Dem Einfluss der Zeitreihenlänge und der enthaltenen Extremwerte muss im Fall des Pegels Karlshafen in jedem Fall Rechnung getragen werden. Der weitere Umgang mit den Ergebnissen der vorgestellten extremwertstatistischen Analysen wird in Kapitel 6.11 diskutiert und im Sinne der nötigen Konservativität zusammengeführt.

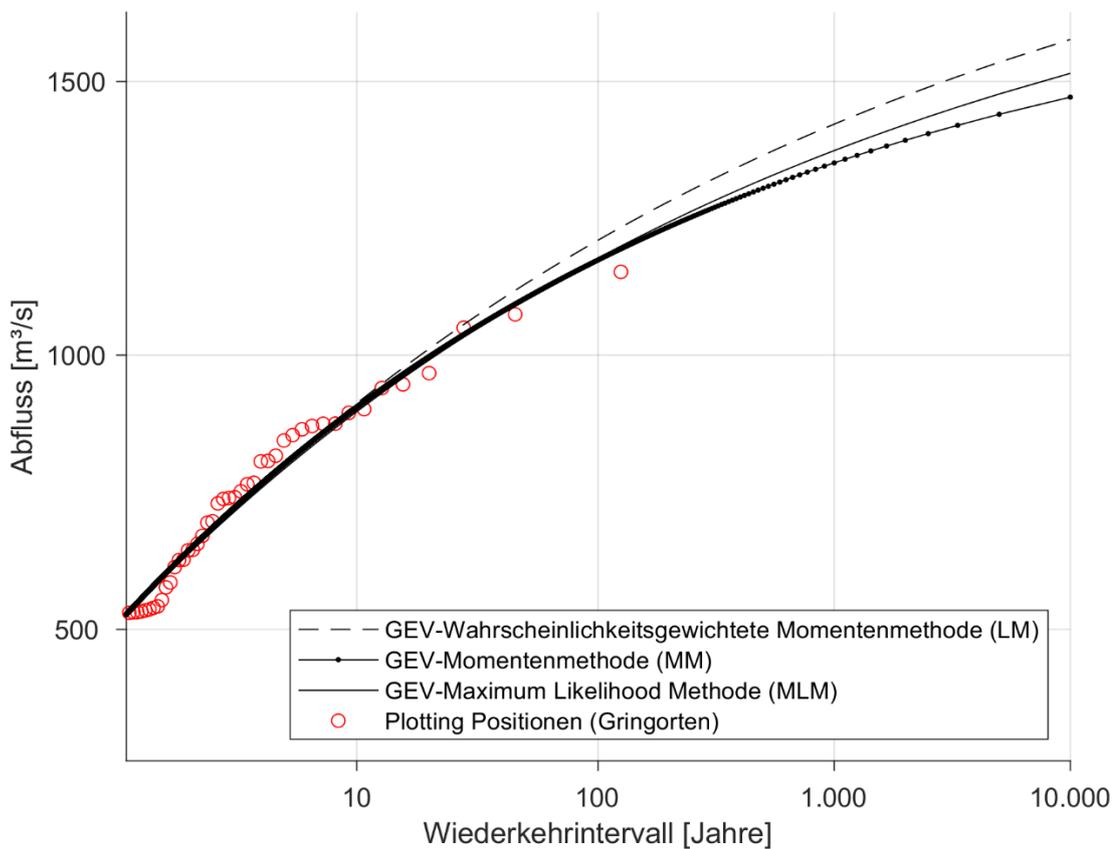


Abbildung 6.14: Grafische Darstellung der extremwertstatistischen Analyse von 1950 bis 2020 auf Basis der Verteilungsfunktion der GEV unter Verwendung der LM (schwarz gestrichelt), der MM (schwarz gepunktet) und der MLM (schwarz durchgezogen) als Parameterschätzverfahren. Die PLP sind als rote Kreise dargestellt.

Tabelle 6.4: Zusammenfassende Auflistung der extremwertstatistischen Analyse auf Basis der Verteilungsfunktion der GEV unter Verwendung der LM, der MM und der MLM als Parameterschätzverfahren für $P_{\bar{u}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{u}} = 10^{-4}/a$.

$P_{\bar{u}}$	MM	LM	MLM
$10^{-2}/a$	1.174 m ³ /s	1.210 m ³ /s	1.177 m ³ /s
$10^{-4}/a$	1.471 m ³ /s	1.576 m ³ /s	1.514 m ³ /s

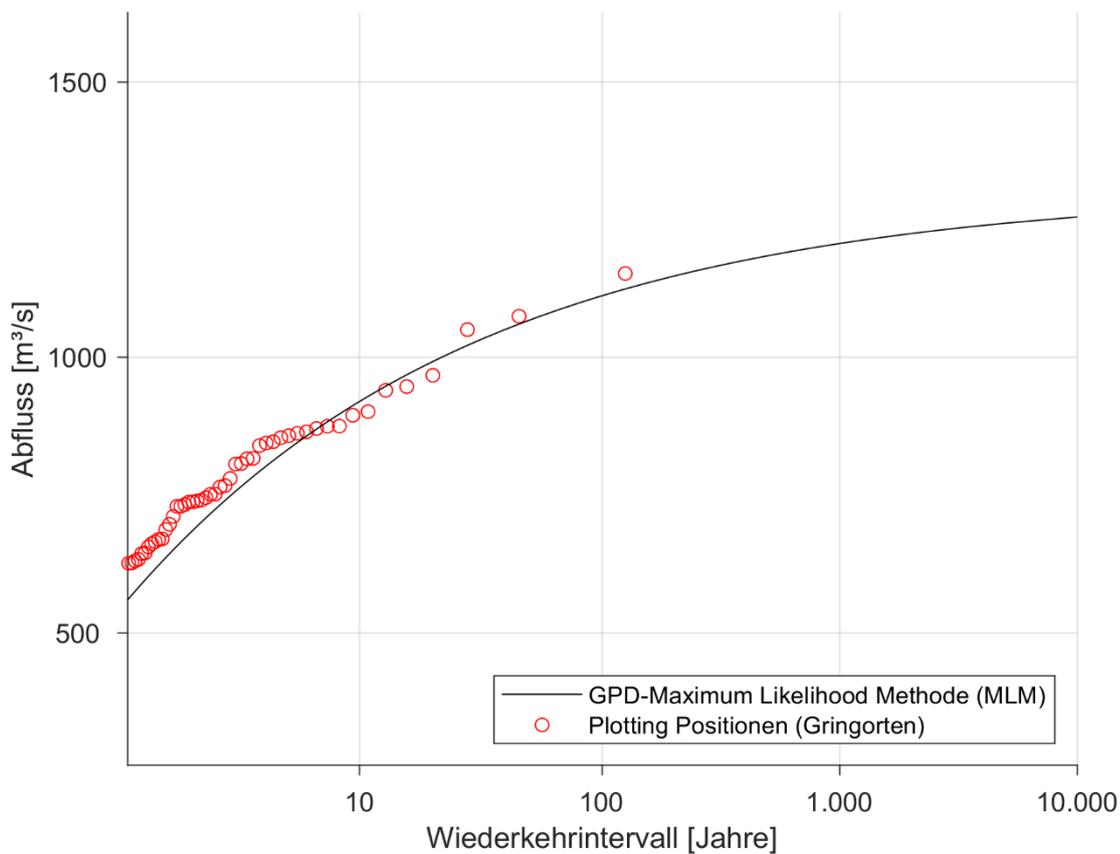


Abbildung 6.15: Grafische Darstellung der extremwertstatistischen Analyse von 1950 bis 2020 auf Basis der Verteilungsfunktion der GPD unter Verwendung der MLM als Parameterschätzverfahren. Die Verteilungsfunktion ist als schwarze Linie und die PLP sind als rote Kreise dargestellt.

Tabelle 6.5: Zusammenfassende Auflistung der extremwertstatistischen Analyse auf Basis der Verteilungsfunktion der GPD unter Verwendung der MLM als Parameterschätzverfahren für $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$.

$P_{\bar{U}}$	MLM
$10^{-2}/a$	1.112 m³/s
$10^{-4}/a$	1.255 m³/s

6.9 Jahresmaximalwerte auf Basis von Monatsmaxima

Aufgrund der Tatsache, dass für die Ermittlung der POT-Kollektive Monatsmaxima nicht ausreichend sind, wurden für die extremwertstatistischen Analysen bisher Tagesmittelwerte des Abflusses betrachtet. Die Diskretisierung auf Tagesmittelwerte und der damit einhergehende Informationsverlust ist bei großen Einzugsgebieten hinsichtlich des Einflusses auf extremwertstatistische Untersuchungen zu vernachlässigen (Bender et al., 2017). Um dies für den konkreten Fall und die Abflusswerte am Pegel Karlshafen zu quantifizieren, sind in Tabelle 6.6 die Ergebnisse für die GEV auf Basis der Jahresmaxima unter Zugrundelegung der Monatsmaxima zusammengestellt. Die Methodik ist ansonsten identisch zu den vorangegangenen Analysen. Es

wird die Abflusszeitreihe von 1940 bis 2020 verwendet. Ziel ist, durch eine weitere Sensitivitätsuntersuchung, die Robustheit der Ergebnisse weiter zu untermauern.

Für die Hochwasserwasserscheitel mit $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ ergeben sich bei Betrachtung und Vergleich der drei Verteilungsfunktionen der GEV unter Verwendung unterschiedlicher Parameterschätzverfahren Differenzen von bis zu $200 \text{ m}^3/\text{s}$, wenn das MLM-Schätzverfahren herangezogen wird. Wie bereits in Abbildung 6.8 dargestellt, weist die Verteilungsfunktion einen progressiven Verlauf und somit keinen oberen Grenzwert auf. Entsprechend sensitiv reagiert der geschätzte Krümmungsparameter der GEV auf veränderte Datengrundlagen und zeigt stark abweichende Ergebnisse im Vergleich zu den anderen verwendeten Parameterschätzverfahren hinsichtlich der Hochwasserwasserscheitel mit $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$; das spiegelt auch die Betrachtung des Hochwasserwasserscheitels mit $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ wider. Hier beträgt die Abweichung der Ergebnisse unter Verwendung der Monatsmaxima gegenüber den Tagesmittelwerten über $400 \text{ m}^3/\text{s}$, während sie bei den anderen Parameterschätzverfahren im Unsicherheitsbereich liegt und die bereits vorgestellten Ergebnisse bestätigt.

In Kapitel 6.11 werden alle ermittelten Ergebnisse diskutiert, zusammengeführt und eine möglich Spannweite angegeben, aus der wiederum die bemessungsrelevanten Hochwasserwasserscheitel mit $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ abgeleitet werden.

Tabelle 6.6: Zusammenfassende Auflistung der extremwertstatistischen Analyse auf Basis der Verteilungsfunktion der GEV unter Verwendung der LM, der MM und der MLM als Parameterschätzverfahren für $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ auf Basis von Monatsmaximalwerten des Abflusses.

$P_{\bar{U}}$	MM	LM	MLM
$10^{-2}/a$	$1.625 \text{ m}^3/\text{s}$	$1.678 \text{ m}^3/\text{s}$	$1.751 \text{ m}^3/\text{s}$
$10^{-4}/a$	$2.666 \text{ m}^3/\text{s}$	$2.940 \text{ m}^3/\text{s}$	$3.476 \text{ m}^3/\text{s}$

6.10 Ergebnisse nach Kleeberg und Schumann (2001) (Ansatz 3)

Aufgrund der Tatsache, dass es sich bei extremwertstatistischen Analysen und deren Auswertung um eine rein subjektive Herangehensweise handelt (Wahl der Parameterschätzverfahren, Wahl der Verteilungsfunktion etc.) haben Kleeberg und Schumann (2001) eine objektive Vorgehensweise zur Extrapolation extremer Hochwasserabflüsse vorgeschlagen. Diese als konservativ einzuschätzende Konvention basiert im Wesentlichen auf dem mittleren Hochwasserabfluss M_{HQ} und dessen Standardabweichung S_{HQ} . Auf Basis der beobachteten Schiefe der Hochwasserabflüsse c_{beob} und Tabellenwerten können schließlich die gewünschten Abflüsse mit $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ abgeleitet werden. Für weitere Details und die Vorgehensweise wird auf Kleeberg und Schumann (2001) sowie die KTA 2207 (2004) verwiesen. Im vorliegenden Fall für den Zeitraum von 1940 bis 2020 beträgt $M_{HQ} = 660 \text{ m}^3/\text{s}$, $S_{HQ} = 278 \text{ m}^3/\text{s}$ und die beobachtete Schiefe $c_{beob} = 1,1$. Aus den Tabellenwerten ergibt sich der Faktor $k_{cb100} = 3,08$. Über die folgenden Gleichungen können schließlich die Hochwasserscheitel mit $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ berechnet werden:

$$HQ_{100} = M_{HQ} + k_{cb100} * S_{HQ} \quad \text{Gleichung 5}$$

$$HQ_{10.000} = M_{HQ} + k_{cb100} * S_{HQ} * f \quad \text{Gleichung 6}$$

Mit:

M_{HQ} : Mittlerer Hochwasserscheitelabfluss einer längeren Zeitreihe in m^3/s

s_{HQ} : Standardabweichung der Hochwasserscheitelabflüsse einer längeren Zeitreihe in m^3/s

k_{cb100} : Häufigkeitsfaktor für die Überschreitungswahrscheinlichkeit von $10^{-2}/a$ für die tatsächliche Schiefe c der Beobachtungsdaten des Standorts

f : Quotient aus $k_{10.000,max}/k_{100,max} = 2,8$

Die Ergebnisse sind in folgender Tabelle 6.7 zusammengefasst. Analog dazu können die Hochwasserscheitel mit $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ für den Zeitraum von 1950 bis 2020 berechnet werden und sind ebenfalls in Tabelle 6.7 aufgeführt. Hierfür beträgt das $M_{HQ} = 614 m^3/s$, $s_{HQ} = 218 m^3/s$ und die beobachtete Schiefe $c_{beob} = 0,3564$. Aus den Tabellenwerten ergibt sich der Faktor $k_{cb100} = 2,58$.

Tabelle 6.7: Zusammenfassende Auflistung der extremwertstatistischen Analyse auf Basis der Konvention nach Kleeberg und Schumann (2001) für $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$.

$P_{\bar{U}}$	1940-2020	1950-2020
$10^{-2}/a$	1.520 m^3/s	1.177 m^3/s
$10^{-4}/a$	3.069 m^3/s	2.190 m^3/s

6.11 Vergleich und Bewertung der Ergebnisse der extremwertstatistischen Analysen

Nach Abbildung 6.5 und Abbildung 6.7 sind die größten Hochwasserereignisse vor 1950 aufgetreten; diese scheinbare Instationarität der Zeitreihe lässt sich auch mit den anthropogenen Änderungen in den Einzugsgebieten der Oberweser, u. a. Bau von Hochwasserspeichern (z. B. Tabelle 4.7), erklären. Der Betrieb der Talsperren beeinflusst direkt das Abflussverhalten der Oberweser, denn dadurch werden die Scheitelwerte der Hochwasserganglinien deutlich reduziert (vgl. Kapitel 4.2). Durch die vorliegende Instationarität der Abflusszeitreihe wird eine grundlegende Voraussetzung der extremwertstatistischen Verfahren, d. h. der stationären Zeitreihen, nicht erfüllt. Das betrifft allerdings die meisten größeren Einzugsgebiete, zumindest in Deutschland.

Aufgrund der vorliegenden Instationaritätsproblematik bei der Abflusszeitreihe des Pegels Karlshafen ergibt sich folgende Schlussfolgerung. Die nachgewiesenen Änderungen im hydrologischen System sind in die statistischen Analysen zu integrieren, wodurch ein Zielkonflikt entsteht. Um zuverlässige Abschätzungen für Hochwasserereignisse mit geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten zu erhalten, ist eine möglichst lange Zeitreihe erforderlich. Allerdings nimmt mit zunehmender Zeitreihenlänge auch das instationäre Verhalten des Systems zu, da die grundsätzlichen Voraussetzungen verletzt werden oder zumindest die Unsicherheiten der Ergebnisse signifikant ansteigen (non-stationarity bias). Andererseits wird die Voraussetzung einer stationären Zeitreihe durch die Verwendung von kürzeren Zeitreihen besser erfüllt. Hierbei wird jedoch der Extrapolationsfehler stark ansteigen (extrapolation bias).

Eine Möglichkeit diesen Zielkonflikt zu umgehen, ist die Durchführung einer Sensitivitätsanalyse und die Ableitung eines Kompromisses zwischen dem Bias der Instationarität und der Extrapolation. Dafür werden zwei verschiedene Zeiträume der Abflusszeitreihe des Pegels Karlshafen analysiert. Der erste Zeitraum von 1940 bis 2020 (gesamte Zeitreihe) wird voraussichtlich

zu den höchsten Hochwasserwerten führen, da zu Beginn des Beobachtungszeitraums außergewöhnliche extreme Hochwasserereignisse aufgetreten sind. Im Zusammenhang mit extremen Hochwasserereignissen ist Folgendes zu beachten. Extreme Hochwasserabflüsse genau zu erfassen, stellt auch heute eine besondere Herausforderung dar, da die Ermittlung von Abflüssen mittels Abflusskurven an Pegeln erfolgt, welche durch gemeinsame Messungen von Abfluss und Wasserstand ermittelt und gegebenenfalls angepasst werden müssen (Änderungen am Pegel, Änderung der Wasserstands-Abfluss-Beziehung). Insbesondere im Bereich sehr hoher Abflüsse liegen relativ wenige Stützstellen vor. Diese Problematik führt aber dazu, dass die Rückrechnung von historischen Wasserständen, z. B. etwa vor dem Jahre 1950, nicht so verlässlich und exakt sein kann, wie aktuelle Messungen, für die jeweils nachgeführte Abflusskurven existieren. Zudem ist das Wiederauftreten der beiden Extremereignisse in den 1940er Jahren zu hinterfragen. Denn durch die Veränderungen im Einzugsgebiet der Oberweser, u. a. die durchgeführten Hochwasserschutzmaßnahmen (s. Kapitel 4.2), sind Extremereignisse in dieser Höhe nicht mehr zu erwarten. Aufgrund des instationären Systemverhaltens dieses Zeitraumes wird der Bias der Instationarität groß sein. Somit stellt dieser Zeitraum eine konservative Lösung dar.

Den zweiten Zeitraum stellt die Zeitreihe von 1950 bis 2020 dar, in der einerseits die außergewöhnlichen Extremereignisse nicht mehr enthalten sind, andererseits jedoch die hydrologischen Systemänderungen durch die später fertiggestellten Talsperren weiterhin enthalten sind, obwohl ab 1960 weitere verschiedene kleinere Stauanlagen gebaut wurden. Dennoch ist die Zeitreihelänge von mehr als 70 Jahren ein robuster Beobachtungszeitraum mit verlässlicherer Messtechnik.

Weiterhin wird für die Gesamtauswertung für den Zeitraum 1940 bis 2020 eine Auswertung mit der GEV auf Basis der Jahresmaxima unter Zugrundelegung der Monatsmaxima (nicht auf Grundlage der Tagesmittelwerte) berücksichtigt, um die Robustheit der Untersuchungen zu sichern.

Damit erfolgt die Festlegung, die Bemessungsabflüsse aus einem gewichteten Mittelwert zu berechnen, der einen guten konservativen Kompromiss zwischen dem Bias der Instationarität und dem der Extrapolation darstellt. Danach wird dem Zeitraum 1940 bis 2020 ein Gewichtungsfaktor von 0,6 zugewiesen, dem Zeitraum 1950 bis 2020 ein Gewichtungsfaktor von 0,2 zugeordnet und den Ergebnissen der GEV auf Basis der Jahresmaxima unter Zugrundelegung der Monatsmaxima für den Zeitraum 1940 bis 2020 ein Gewichtungsfaktor von 0,2.

Die Verteilungsfunktionen für den ersten Zeitraum von 1940 bis 2020 zeigen dabei einen eher progressiven Verlauf, der zu hohen Werten führt. Im Bereich der sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten führt die nicht asymptotische Grenzwertnäherung eher zu physikalisch unrealistischen Werten. Im Vergleich dazu werden im zweiten Zeitraum von 1950 bis 2020 die beobachteten Hochwasserereignisse durch die etwas flacheren Verteilungsfunktionen mit degressivem Verlauf besser und realistischer beschrieben. Dabei ist festzustellen, dass die Hochwasserereignisse bis zu einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren für beide Zeiträume gut abgebildet werden.

Zusammenfassend kann keine der Verteilungsfunktionen eindeutig favorisiert werden. Es zeigt sich auch, dass zum Teil Verteilungsfunktionen die Extremwerte gut beschreiben, welche einen progressiven Verlauf haben und somit keinem Grenzwert entgegenstreben. Aufgrund der guten Anpassung an die Extremwerte können diese Funktionsverläufe jedoch auch nicht als physikalisch unplausibel verworfen werden. Diese Verteilungsfunktionen führen zu vergleichsweise hohen Abflüssen, insbesondere bei Eintrittswahrscheinlichkeiten von $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$. Um eine konservative Ermittlung des $HQ_{10.000}$ sicher zu stellen werden diese Ergebnisse bewusst mit einbezogen. Somit werden zunächst die Ergebnisse der beiden Verteilungsfunktionen für jeden untersuchten Zeitraum gemittelt und anschließend über die zwei Zeiträume ein gewichtetes Mittel

mit den oben erläuterten Gewichtungen von 60% (1940 bis 2020), 20% (1940 bis 2020, GEV mit Jahresmaxima auf Basis von Monatsmaxima) und 20% (1950 bis 2020) gebildet.

In Tabelle 6.8 sind alle Ergebnisse für die o. a. Verteilungsfunktionen (Ansatz 1 und 2) und dem Verfahren nach Kleeberg und Schumann (Ansatz 3) für die Eintrittswahrscheinlichkeiten $10^{-2}/a$ und $10^{-4}/a$ und die zwei untersuchten Zeiträume zusammengefasst. Erwartungsgemäß resultieren aus den Ergebnissen für den Zeitraum von 1940 bis 2020 die höheren Hochwasserabflüsse. Aus den o. a. Instationaritäten resultiert auch eine hohe Variabilität der Hochwasserabflüsse. Für die abschließende Mittelwertbildung wird sowohl der arithmetische Mittelwert als auch der Medianwert herangezogen und der jeweils höchste Wert berücksichtigt. Nach der gewichteten Mittelwertbildung (0,6/0,2/0,2) ergibt sich für ein Hochwasserereignis mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ ein gerundeter Wert von $1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ und für $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ ein Wert von $2.560 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabelle 6.8: Hochwasserabflüsse mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $10^{-2}/a$ und $10^{-4}/a$ am Pegel Karlshafen basierend auf unterschiedlichen Zeitreihen und Verfahren.

Pegel Karlshafen Zeitreihen	1940-2020 (Tagesmittelwerte)		1940-2020 (Monatsmaxima)		1950-2020 (Tagesmittelwerte)	
	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	HQ _{10.000} [m ³ /s]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	HQ _{10.000} [m ³ /s]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	HQ _{10.000} [m ³ /s]
Hochwasserabfluss						
Verfahren:						
GEV, MM (Ansatz 1a)) ¹	1.529	2.502	1.625	2.666	1.174	1.471
GEV, LM (Ansatz 1b)) ¹	1.555	2.628	1.678	2.940	1.210	1.576
GEV, MLM (Ansatz 1c)) ²	1.613	3.035	1.751	3.476	1.177	1.514
GPD, MLM (Ansatz 2)	1.494	2.363			1.112	1.255
Kleeberg und Schumann (Ansatz 3)) ³	1.520	3.069			1.177	2.190
Mittelwert	1.542	2.719	1.685	3.027	1.170	1.601
Median	1.529	2.628	1.678	2.940	1.177	1.514
Gesamtmittelwerte für HQ ₁₀₀ und HQ _{10.000} (Gewichtungsfaktoren:0,6/0,2/0,2)			1.496	2.557 (arithm. Mittelwert)		
			1.488	2.468 (Median)		
) ¹ gute funktionale Beschreibung) ² konservativ, keine asymptotische Näherung) ³ sehr konservativ, eher Überschätzung		

Aufgrund der relativ langen hydrologischen Zeitreihen und qualitativ hochwertigen Daten liegt der zu ermittelnde Wert mit $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ nur knapp im Extrapolationsbereich und erlaubt damit eine sehr robuste Schätzung. Der Vergleich der Ergebnisse mit verschiedenen Verteilungsfunktionen auf Basis unterschiedlicher Stichproben, Parameterschätzverfahren und Extremwertverteilungen sowie dem Verfahren nach Kleeberg und Schumann (2001) bestätigt diese Aussage und weist nur geringe Differenzen zwischen kleinster und größter Schätzung auf.

Insgesamt zeigt der Vergleich der Ergebnisse, dass aufgrund der verfügbaren Zeitreihenlänge am Pegel Karlshafen der Abfluss mit $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ sehr robust ermittelt werden konnte. Aufgrund der annähernd gleichwertigen Verfahren wird ein gemittelter Wert von $HQ_{100} = 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$

empfohlen. Im Gegensatz dazu ist die Variabilität der Ergebnisse bezogen auf die Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{0}} = 10^{-4}/a$ deutlich größer. Die robusteste Beschreibung der beobachteten Hochwasserscheitel ergibt sich aus der GEV auf Basis der LM und MM. Die Ergebnisse des Ansatzes nach Kleeberg und Schumann (2001) bestätigen die damit assoziierte Konservativität. Die GEV auf Basis der MLM zeigt einen stark asymptotischen Verlauf, während die GPD auf Basis der MLM die beobachteten Hochwasserscheitel, insbesondere in den niedrigen Quantilen, nur unzureichend widerspiegelt. Daher wird für die weitere Verwendung ein gemittelter Hochwasserabfluss mit der Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{0}} = 10^{-4}/a$ von $2.560 \text{ m}^3/\text{s}$ empfohlen.

7 Hochwasser in Folge Lastfall BHQ2 aus der Edertalsperre

Neben dem sehr unwahrscheinlichen Lastfall „Bruch einer Talsperre“ wird im Kontext der hier betrachteten Extremereignisse der Lastfall BHQ2 der Edertalsperre für die Ermittlung der Hochwasserabflüsse berücksichtigt.

Für Stauanlagen bzw. Talsperren sind nach der DIN 19700 (2004) Bemessungshochwasserabflüsse für zwei Bemessungsfälle zu bestimmen: Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage mit BHQ1 und Nachweis der Stauanlagensicherheit mit einem BHQ2; beide sind abhängig von der Talsperrenklasse. Für die Edertalsperre ist dafür ein Hochwasserbemessungsabfluss aus der Talsperre mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{v}} = 10^{-4}/a$ ($T = 10.000$ Jahre) für den Lastfall BHQ2 zu berücksichtigen. Nach DIN 19700-10 (2004) darf beim BHQ2 die Tragsicherheit des Absperrbauwerkes nicht gefährdet werden und es darf zu keinem globalen Versagen der Stauanlage kommen. Insofern wird davon ausgegangen, dass die Tragfähigkeit der Edertalsperre bei einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{v}} = 10^{-4}/a$ gewährleistet ist.

Im Rahmen dieser Begutachtung wird der Hochwasserbemessungsabfluss mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{v}} = 10^{-4}/a$ (BHQ2) der Edertalsperre berücksichtigt und so die Ergebnisse für den Pegel Karlshafen in einen räumlichen Kontext gebracht (räumliche Informationserweiterung, vgl. DWA, 2012).

Richter und Ebner von Eschenbach (2010) ermittelten nach DIN 19700 für die Edertalsperre den Bemessungsabfluss mit BHQ2 = 1.420 m³/s (Hochwasserabgabe). Allerdings wird durch die Entfernung von 219,05 km von der Edertalsperre zum Standort LoK der an der Edertalsperre ermittelte Scheitelabfluss der Flutwelle mit zunehmender Entfernung verformt, d. h. der Scheitelabfluss wird mit zunehmender Entfernung gedämpft bzw. kleiner. Die Abflusserhöhung infolge der BHQ2-Hochwasserabgabe aus der Edertalsperre bis zum Pegel Karlshafen kann in Analogie am Beispiel der Flutwellenausbreitung nach der Zerstörung der Edertalsperre im Zweiten Weltkrieg (16.-17.05.1943) abgeschätzt werden (s. Kapitel 5.1).

Nach [WEB 1] lag der Scheitel der durch die Zerstörung ausgelösten Flutwelle bei geschätzten 8.000 m³/s. Dem Datenblatt des Pegels Karlshafen im DGJ für das Weser- und Emsgebiet ist für dieses Ereignis ein Abfluss von 1.800 m³/s zu entnehmen (s. a. Kapitel 5). Dieses Hochwasser war das zweithöchste seit dem Jahr 1880, dem Beginn der Pegelaufzeichnungen in Karlshafen. In der Abflusszeitreihe des Pegels Karlshafen ist erwartungsgemäß ein kleinerer Wert (762 m³/s) angegeben, da hier Tagesmittelwerte verwendet wurden. Höher aufgelöste Abflusszeitreihen für den betrachteten Zeitraum liegen zur Bearbeitung nicht vor. Zur Abschätzung der Abflusserhöhung infolge des BHQ2 am Pegel Karlshafen bzw. am LoK wird konservativ ein proportionaler Zusammenhang im Verhalten der Ausbreitung der beiden Flutwellen angenommen. Aus einer linearen Übertragung der konservativ abgeschätzten Maximalabflüsse aus der Edertalsperre nach der Zerstörung 1943 von 8.000 bis 8.500 m³/s und dem daraus resultierenden Abfluss am Pegel Karlshafen von 1.800 m³/s resultieren für die BHQ2-Hochwasserabgabe aus der Edertalsperre von 1.420 m³/s Abflüsse am Pegel Karlshafen von 300,7 bis 319,5 m³/s. Bei der Berücksichtigung des konservativen Wertes von 320 m³/s ergibt sich zusammen mit dem in Kapitel 6 ermittelten Hochwasserabfluss für HQ_{10.000} (s. Tabelle 6.8) ein maximaler Hochwasserabfluss am Pegel Karlshafen von:

$$\text{HQ}_{10.000,E} \text{ (Pegel Karlshafen)} = 2.560 + 320 = 2.880 \text{ m}^3/\text{s}$$

Im Anschluss werden in Kapitel 8 die ermittelten maßgebenden Hochwasserabflüsse in entsprechende Hochwasserstände am Standort LoK überführt.

8 Ermittlung der Bemessungswasserstände für den Pegel Karlshafen und Übertragung auf den Standort LoK

8.1 Vorbemerkung

Nach der Bestimmung der maßgebenden Hochwasserabflüsse HQ_{100} und $HQ_{10.000}$ am Pegel Karlshafen muss dieser Abfluss auf den Standort LoK übertragen werden. Die Übertragung des maßgebenden Hochwasserabflusses vom Pegel Karlshafen (Stromkilometer 45,52) auf den Standort LoK (Stromkilometer 49,50) kann grundsätzlich mittels einer linearen Extrapolation über die Einzugsgebietsgröße der Oberweser ermittelt werden. Da das Einzugsgebiet der Oberweser über die knapp vier Stromkilometer vom Pegel Karlshafen bis zum Standort LoK nahezu identisch ist und keine weiteren Zuflüsse zu berücksichtigen sind, ist eine Erhöhung der Hochwasserabflüsse für den Standort LoK nicht erforderlich. Die entsprechenden Hochwasserstände müssen allerdings vom Pegel Karlshafen entsprechend dem Gefälle, der Gewässergeomtrie und dem Relief im dann überfluteten Überflutungsbereich auf den Standort LoK übertragen werden. Die Wasserstände reduzieren sich dabei vom Pegel Karlshafen zum Standort LoK entsprechend dem Energie- bzw. dem Wasserspiegelliniengefälle.

8.2 Wasserstands-Abfluss-Beziehung für den Pegel Karlshafen

Grundlage der Überführung der maßgebenden Hochwasserabflüsse in Bemessungswasserstände ist eine qualitativ hochwertige Wasserstands-Abfluss-Beziehung, die die aktuelle topographische und gewässerbauliche Situation gut beschreibt. Statt mit aufwendigen direkten Abflussmessungen wird der Abfluss in der Regel indirekt über den Wasserstand bestimmt. Dafür wird die Tatsache genutzt, dass bei einem gleich bleibenden Gewässerprofil der Wasserstand vom Abfluss abhängig ist (Kontinuitätsgleichung). Um diese Beziehung näher zu beschreiben, werden zugehörige Wertepaare des beobachteten Wasserstands und des Abflusses gegeneinander aufgetragen. Die Beziehung der beiden Variablen ist dabei mathematisch nicht eindeutig zu beschreiben, da verschiedene Einflüsse, wie z. B. jahreszeitliche Schwankungen (Bewuchs), Eisgang, Sedimentumlagerungen nach einem Hochwasser oder wasserbauliche Eingriffe sowie unterschiedliche Retentionsräume, zu einer Veränderung der Rauheit im Profil des Gewässers und damit zu einer Änderung in der Wasserstands-Abfluss-Beziehung führen (Malcherek, 2019). Um den zu einem bestimmten Abfluss zugehörigen Wasserstand zu bestimmen, ist eine geeignete Ausgleichsfunktion erforderlich, die es zu ermitteln gilt.

Im Folgenden wird eine solche Wasserstands-Abfluss-Beziehung (sog. Schlüsselkurve) für den Pegel Karlshafen bestimmt. Damit werden für das aktuelle Gewässerprofil die Wasserstände bestimmten Abflüssen zugeordnet; die funktionale Beschreibung kann dann auch für noch nicht beobachtete Abflüsse extrapoliert werden.

Dazu werden die Wasserstände, die auf den Pegelnullpunkt (PNP) bezogen sind, auf NHN umgerechnet (vgl. Tabelle 6.1). In Abbildung 8.1 sind die Wertepaare von Wasserstand und Abfluss für den gesamten Zeitraum von 1940 bis 2020 dargestellt. Die Wertepaare sind für verschiedene Zeiträume farblich sortiert. Es sind zeitabhängig mehrere funktionale Zusammenhänge deutlich erkennbar, was auf Veränderungen in der Wasserstands-Abfluss-Beziehung hinweist (s. o.). Die visualisierten zeitabhängigen Veränderungen in der Wasserstands-Abfluss-Beziehung können als plausibel bewertet werden und entsprechend den gewässerbaulichen Entwicklungen im Untersuchungsbereich. Ab etwa 2009 zeigt die Wasserstands-Abfluss-Beziehung ein sehr ähnliches Verhalten; diese Schlüsselkurve kann damit auch für die Übertragung der in Kapitel 6 ermittelten Hochwasserabflüsse genutzt werden.

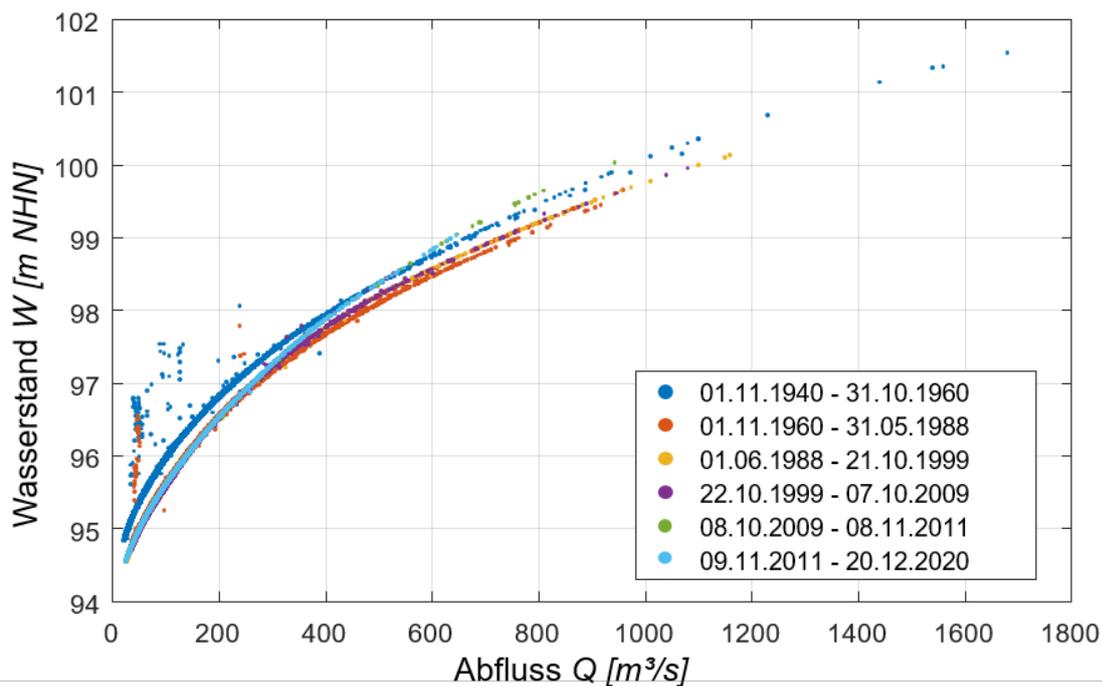


Abbildung 8.1: Wasserstands-Abfluss-Beziehungen am Pegel Karlshafen in verschiedenen Zeitabschnitten zwischen 1940 und 2020.

Für die mathematische Beschreibung der Wasserstands-Abfluss-Beziehung eignet sich insbesondere eine Potenzreihe zweiter Ordnung und ein rationales Polynom fünfter Ordnung. Das rationale Polynom fünfter Ordnung weist dabei die bessere Anpassungsgüte mit einem mittleren quadratischen Fehler (engl.: root mean squared error (RMSE)) von 0,011 m auf. In Abbildung 8.2 sind die Funktionen im Vergleich zu den Beobachtungswerten dargestellt. Die Potenzreihe weist eine höhere Abweichung zu den Beobachtungswerten auf, ab etwa $600\text{m}^3/\text{s}$ werden die Beobachtungswerte von der Funktion überschätzt. Die Funktion zeigt darüber hinaus zwischen 1.000 und $1.800\text{ m}^3/\text{s}$ einen physikalisch unrealistischen linearen Verlauf.

Demgegenüber beschreibt die Funktion:

$$y = \frac{\sum_{i=1}^{n+1} p_i x^{n+1-i}}{x^m + \sum_{i=1}^m q_i x^{m-i}} \quad \text{Gleichung 7}$$

des rationalen Polynoms fünfter Ordnung die Beobachtungswerte sehr gut und weist darüber hinaus einen physikalisch plausiblen Verlauf im Bereich der extremen Abflüsse auf.

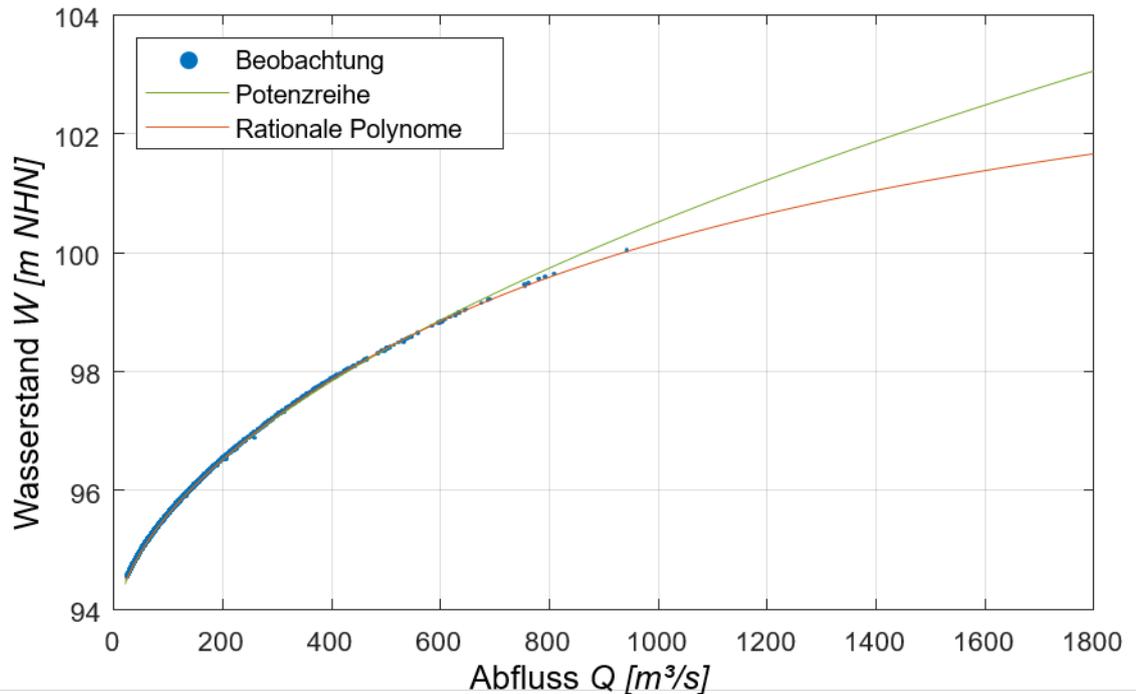


Abbildung 8.2: Vergleich der Beobachtungswerte mit den Anpassungsfunktionen am Pegel Karlshafen.

Diese Funktion des rationalen Polynoms fünfter Ordnung konvergiert zudem gegen einen oberen Grenzwert, was auch zu erwarten ist und dem Abflussverhalten in der Realität entspricht. Bei hohen Abflüssen erfolgt ab einem bestimmten Punkt die Ausuferung, wodurch sich der Fließquerschnitt deutlich vergrößert. Bei weiterer Zunahme des Abflusses steigt der Wasserstand auf Grund des größeren Querschnitts dann erheblich langsamer an.

Die Funktion der rationalen Polynome wird als Wasserstands-Abfluss-Beziehung (Schlüsselkurve) für die Übertragung der Bemessungsabflüsse auf die entsprechenden Wasserstände am Pegel Karlshafen genutzt (Abbildung 8.3, Gleichung 7).

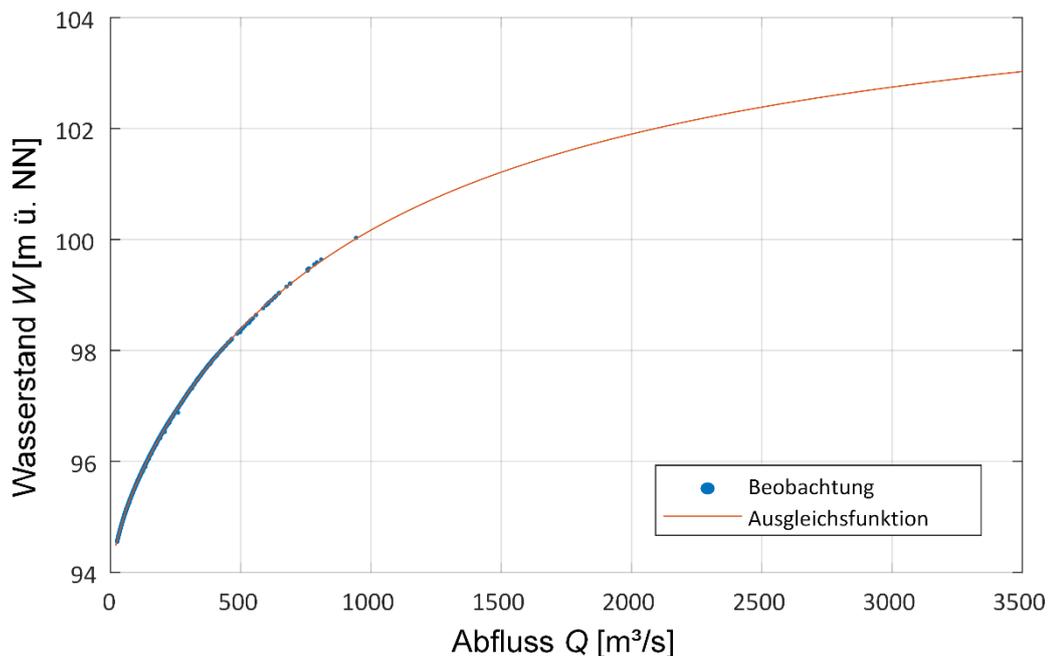


Abbildung 8.3: Schlüsselkurve für den Pegel Karlshafen für den aktuellen Zeitraum 2009 bis 2020.

8.3 Bemessungswasserstände für den Pegel Karlshafen

Aus den Wasserstands- und Abflussdaten des Pegels Karlshafen wurde eine hochwertige Wasserstands-Abfluss-Beziehung (Schlüsselkurve) abgeleitet. Damit können den extrapolierten Hochwasserabflüssen Wasserstände zugeordnet werden. Mit der Schlüsselkurve können die Wasserstände für bestimmte Hochwasserereignisse mit einem Wiederkehrintervall von $T = 100$ und $T = 10.000$ Jahren abgeleitet werden. Für das HQ_{100} ergibt sich danach ein Wert von $NHN + 101,2$ m und für $HQ_{10.000}$ ein Wert von $NHN + 102,7$ m, diese Werte sind in Tabelle 8.1 zusammengefasst.

Tabelle 8.1: Bemessungswasserstände am Pegel Karlshafen für Hochwasserabflüsse mit einem Wiederkehrintervall von 100 und 10.000 Jahren.

Wiederkehrintervall T [a]	Bemessungsabfluss HQ [m ³ /s]	Bemessungswasserstand BHW [m NHN]
100	1.500	101,2
10.000	2.880	102,7

8.4 Bemessungswasserstände für den Standort LoK

Die in Tabelle 8.1 angegebenen Bemessungswasserstände BHW müssen abschließend auf den etwa 4 km unterhalb gelegenen Standort LoK übertragen werden. Eine Abschätzung dieser Wasserstandsdifferenz zum Standort LoK über das Sohlgefälle der Weser ist nicht möglich, dafür sind das Energielinien- bzw. Wasserspiegelliniengefälle, z. B. aus hydraulischen Modellierungen oder qualitativ hochwertige Wasserstandsmessungen bei entsprechenden Abflüssen erforderlich. In Tabelle 8.2 sind die entsprechenden Werte der HQ- und HW-Daten (mit Weser-km und PNP) für die Pegel Karlshafen und Höxter sowie für den Standort LoK aus dem Hochwasser-Aktionsplan Weser (Nordrhein-Westfalen) (StAfUA OWL, 2005) aufgeführt, um die Wasserspiegeldifferenz zwischen dem Pegel Karlshafen zum Standort LoK für die Bemessungswasserstände nach Tabelle 8.2 abzuleiten.

Tabelle 8.2: Ableitung der Wasserspiegeldifferenzen bei Hochwasserabflüssen mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ zwischen dem Pegel Karlshafen und dem Standort LoK basierend auf unterschiedlichen Verfahren.

Pegel	Karlshafen		Standort LoK		Höxter	
Weser-km	45,52		49,50		69,62	
PNP [m NHN]	94,05				84,84	
MW [m NHN]) ⁵	95,79				86,72	
Gelände KWW [m NHN]			100,75			
Hochwasserabfluss [m³/s] nach StAfUA OWL (2005)	HQ ₁₀₀	HQ _{kat}	HQ ₁₀₀	HQ _{kat}	HQ ₁₀₀	HQ _{kat}
	1.680	2.352	1.680	2.352	1.620	2.268
Hochwasserstand [m NHN]	HW ₁₀₀	HW _{kat}	HW ₁₀₀	HW _{kat}	HW ₁₀₀	HW _{kat}
A) Pegelbezugslinie, StAfUA OWL (2005)) ¹	101,08	102,11	99,55	100,54	91,83	92,59
B) hydraul. Längsschnitt, StAfUA OWL (2005)) ²	101,03	101,96	99,12	99,87		
Differenzen [m]						
A) Differenz Karlsh.-LoK) ³			1,53	1,57		
B) Differenz Karlsh.-LoK) ⁴			1,91	2,09		
Arithm. Mittel Karlsh.-LoK			1,72	1,83		
konservativ Karlsh.-LoK			1,70	1,80		
Bemessungsabfluss [m³/s]	BHQ ₁₀₀	BHQ _{10.000}	BHQ ₁₀₀	BHQ _{10.000}		
	1.500	2.880	1.500	2.880		
Bemessungswasserstand [m NHN]	BHW ₁₀₀	BHW _{10.000}	BHW ₁₀₀	BHW _{10.000}		
	101,20	102,70	99,50	100,90		
) ¹ Wasserstände aus Pegelbezugslinie mit Wasserstand-Abfluss-Beziehung abgeleitet						
) ² Wasserstände aus hydraulischer Berechnung abgeleitet						
) ³ Differenz aus linearer Interpolation zwischen den Pegeln Karlshafen und Höxter abgeleitet						
) ⁴ Differenz zwischen Karlshafen und LoK (nach Weser-km) direkt aus berechneten Wasserspiegellagen abgeleitet						
) ⁵ MW: Mittelwert der Wasserstände in der Zeitspanne 01.11.1996 - 31.10.2006 (Quelle: ELWIS/WSV)						

In Abbildung 8.4 sind die Wasserstände für die Pegel Karlshafen und Höxter als Auszug der Pegelbezugslinie nach StAfUA OWL (2005) dargestellt.

Pegel
Bad Karlshafen
PNP NN+94,05m
(05672-19429)

Pegel
Höxter
PNP NN+84,84m
(05271-19429)

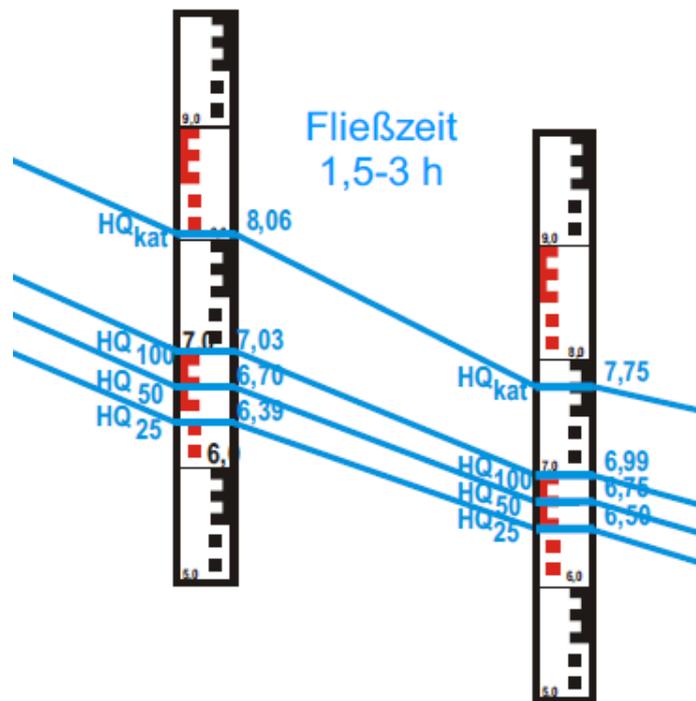


Abbildung 8.4: Wasserstände für die Pegel Karlshafen und Höxter (Auszug der Pegelbezugslinie) nach StAfUA OWL (2005) Schlüsselkurve für den Pegel Karlshafen für den aktuellen Zeitraum 2009 bis 2020.

Die Wasserstände in der Weser reduzieren sich über die Fließstrecke über die knapp 4 km vom Pegel Karlshafen bis zum Standort LoK. Die Wasserstandsabsenkung ist umso ausgeprägter, je größer der Abfluss ist bzw. je geringer die Eintrittswahrscheinlichkeit des Ereignisses. Die Spannweite der Differenzen zwischen dem Pegel Karlshafen und dem Standort LoK aus der Pegelbezugslinie und den hydraulischen Längsschnitten beträgt für das BHW₁₀₀ 1,53 m bis 1,91 m und 1,57 m bis 2,09 m für das BHW_{kat}. Die entsprechenden arithmetischen Mittelwerte ergeben sich zu 1,72 m und 1,83 m als Wasserstandsabsenkung zwischen dem Pegel Karlshafen und dem Standort LoK. Im Sinne der geforderten Konservativität bei der Ermittlung der Bemessungswasserstände wird eine Differenz von 1,70 m für das BHW₁₀₀ und 1,80 m für BHW_{10.000} angesetzt.

Damit können die Bemessungswasserstände mit einem Wiederkehrintervall von $T = 100$ und $T = 10.000$ Jahren mit BHW₁₀₀ von NHN + 99,5 m und für BHW_{10.000} von NHN + 100,9 m angegeben werden. Das Gebäudenull des ehemaligen Kernkraftwerkes liegt auf NN +100,75 (s. Kapitel 4.1) und damit um 1,25 m über dem BHW₁₀₀. Der Pegelstand für das BHW_{10.000} liegt somit ca. 15 cm über dem Gebäudenull des ehemaligen Kernkraftwerkes.

9 Zusammenfassung

Die größten beobachteten Hochwasser in der Oberweser traten überwiegend im Winterhalbjahr auf und entstanden in der Regel durch die Kombination aus langanhaltenden Starkniederschlägen und Schneeschmelze. In dem gebirgigen Einzugsgebiet sammelt sich das Wasser verhältnismäßig schnell in den Quellflüssen, sodass sich bei dem Zusammenfluss bei Hann. Münden die Scheitel der Hochwasser überlagern und flussabwärts der Abfluss schnell ansteigt; beispielhaft dafür ist das höchste bisher beobachtete Hochwasser von 1946, das einen maximalen Abfluss von $1.680 \text{ m}^3/\text{s}$ aufweist. Das zweithöchste Hochwasserereignis war hingegen anthropogen durch die Zerstörung der Edertalsperre im Jahr 1943 verursacht. Extreme Hochwasserereignisse, die auf Eisstau bzw. Eisversatz im Untersuchungsgebiet zurückzuführen sind, konnten nicht recherchiert werden. Historische Hochwasserereignisse wie das z. B. „Magdalenenhochwasser“ 1342 oder die Hochwasserereignisse 1513 und 1682 können aufgrund mangelhafter Datenlage und der seitdem durchgeführten umfangreichen Flussregulierungsmaßnahmen für diese Untersuchung nicht berücksichtigt werden.

Die Genese und Ausprägung extremer Hochwasserereignisse in der Oberweser bzw. am Standort LoK ist nicht nur abhängig von der weiteren Entwicklung der natürlichen Speicher (z. B. in Überflutungsflächen), der Hochwasserschutzmaßnahmen im Einzugsgebiet, sondern auch von den Auswirkungen des Klimawandels. Auch das strukturelle Versagen von Hochwasserschutzbauwerken oder der Abfluss des BHQ2-Abflusses aus oberhalb gelegenen Talsperren kann die Hochwasserausprägung am Standort LoK beeinflussen.

Nach umfangreichen Recherchen zu gewässerbaulichen Maßnahmen und zum Hochwasserschutz im Einzugsgebiet der Weser bis zum Standort LoK kann davon ausgegangen werden, dass die Extremereignisse aus den 1940er Jahren in dem aktuellen Gewässerzustand und mit den aktuellen Hochwasserschutzmaßnahmen geringer ausfallen würden. Dennoch würde ein Extremereignis wie 1946 am Standort Karlshafen/LoK auch heute zu sehr hohen Wasserständen führen, die allerdings in der Höhe geringer ausfallen würden als 1946.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der Hochwasserschutz für die Oberweser durch strukturelle und technische Baumaßnahmen stetig verbessert wurde und auch zukünftig verbessert wird. Vor allem in Kombination mit einem zuverlässigen Hochwasservorhersagesystem führt dies zu einer Verminderung der Hochwassergefährdung und der Reduzierung von Hochwasserständen. Die Nichtberücksichtigung der Hochwasserschutzmaßnahmen stellt eine Konservativität bei der Ermittlung der Extremereignisse dar.

Für die betrachteten Extremereignisse werden die Folgen des Klimawandels in dem Gesamtbeobachtungszeitraum von maximal 50 Jahren durch die hier angewandte Methodik konservativ abgedeckt.

Der Kerntechnische Ausschuss sieht in der KTA 2207 grundsätzlich für die Bewertung der Hochwassersicherheit von kerntechnischen Anlagen die Ermittlung der Bemessungswasserstände mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/\text{a}$ und $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/\text{a}$ vor. Mit dem vorliegenden Gutachten wurde eine KTA- und ESK-konforme Abschätzung der Bemessungswasserstände für den Standort LoK durchgeführt.

Die Bemessungsabflüsse wurden an dem oberhalb des Standorts LoK gelegenen Pegel Karlshafen auf Basis von langjährigen und aktuellen hochwertigen hydrologischen Zeitreihen mit extremwertstatistischen Analysen auf dem aktuellen Stand von Wissenschaft und Technik und anschließenden Sensitivitätsanalysen ermittelt. Neben der extremwertstatistischen Analyse wurde bei der Ermittlung des maßgebenden $HQ_{10.000}$ auch der Lastfall BHQ2-Abfluss aus der Edertalsperre (Hochwasserbemessungsabfluss mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $10^{-4}/\text{a}$ aus der Edertalsperre) berücksichtigt. Die Bemessungsabflüsse sind aufgrund einer identischen

Einzugsgebietsgröße für den Standort LoK ebenfalls identisch. Diese Bemessungsabflüsse wurden dann mit qualitativ hochwertigen, nach dem Stand von Wissenschaft und Technik, und aktuellen Wasserstands-Abfluss-Beziehungen in die entsprechenden Bemessungswasserstände überführt und diese Wasserstände dann abschließend auf den Kraftwerksstandort LoK übertragen. Die verwendete Wasserstands-Abfluss-Beziehung und die Übertragung der Wasserstände auf den Standort LoK führt zu sehr robusten Abschätzungen der Bemessungsabflüsse, die im Vergleich zu anderen Ansätzen mit geringen Unsicherheiten behaftet ist. Darüber hinaus wurden auch hierfür Sensitivitätsanalysen und eine konservative Abschätzung der Bemessungswasserstände am Standort LoK durchgeführt, die zu validen und robusten Abschätzungen führen.

Nach Kapitel 7 wird für den Pegel Karlshafen bzw. für den Standort LoK ein Bemessungsabfluss mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{v}} = 10^{-4}/a$ (Wiederkehrzeit $T = 10.000$ Jahre) unter konservativer Berücksichtigung des Hochwasserabflusses aus der Edertalsperre (Lastfall BHQ2) von **HQ_{10.000} = 2.880 m³/s** ermittelt. Dieser Bemessungsabfluss ist im Vergleich zu den im Zeitraum 1940 bis 2020 am Pegel Karlshafen aufgetretenen Hochwasserereignissen deutlich größer (s. Tabelle 6.2). Der höchste Abfluss in dieser Zeitreihe ist 1946 mit $HQ = 1.680 \text{ m}^3/\text{s}$ und der zweithöchste 1943 in Folge der Bombardierung und dem Bruch der Edertalsperre mit $HQ = 1.560 \text{ m}^3/\text{s}$ aufgetreten. Seit den 1950er Jahren ist lediglich ein maximaler Abfluss von $HQ = 1.160 \text{ m}^3/\text{s}$ im Jahr 1995 beobachtet worden. Der für den Pegel Karlshafen bzw. für den Standort LoK ermittelte Hochwasserbemessungsabfluss $HQ_{10.000} = 2.880 \text{ m}^3/\text{s}$ ist damit etwa um den Faktor 1,7 größer als der höchste bisher beobachtete Abfluss aus dem Jahr 1946 mit $HQ = 1.680 \text{ m}^3/\text{s}$. Der im Rahmen des Gutachtens abgeleitete Bemessungsabfluss $HQ_{10.000}$ weist damit gegenüber diesem bisher höchsten Hochwasser in der Weser aus dem Jahr 1946 eine Sicherheitsreserve von $Q = 1.200 \text{ m}^3/\text{s}$ aus.

Die Ergebnisse der vorliegenden Begutachtung hinsichtlich der Bemessungswasserstände für den Standort LoK am ehemaligen KWW können wie folgt zusammengefasst werden:

Für den Standort LoK wurde ein Bemessungswasserstand BHW_{100} mit einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ Jahren von **NHN + 99,5 m** ermittelt und der Bemessungswasserstand $BHW_{10.000}$ mit einer Wiederkehrzeit von $T = 10.000$ Jahren beträgt **NHN + 100,9 m**. Aufgrund der durchgeführten Sensitivitätsanalysen weisen die Ergebnisse im Vergleich zu anderen methodischen Ansätzen nur geringe Unsicherheiten auf und sind als konservative und robuste Werte zu verstehen.

Das Gebäudenull des ehemaligen KKW liegt auf NN +100,75 m (s. Kapitel 4.1) und damit um 1,25 m über dem BHW_{100} . Die Anforderung der ESK-Leitlinien, wonach „Die Fußbodenoberkante des Gebäudes (...) oberhalb des Wasserstands für das hundertjährige Hochwasser liegen“ muss, ist bereits erfüllt, wenn die Fußbodenoberkante des LoK auf Höhe des umzäunten Kraftwerksgeländes errichtet wird. Der Pegelstand für das $BHW_{10.000}$ liegt ca. 15 cm über dem umzäunten Kraftwerksgelände. Entsprechend der ESK Leitlinie ist auch für diesen Fall eine Überflutung des LoK durch geeignete Maßnahmen auszuschließen.

Für die Abschätzung der maximalen Grundwasserstände ist davon auszugehen, dass die Grundwasserstände bei extremen Hochwasserereignissen mit Eintrittswahrscheinlichkeiten von $P_{\bar{v}} = 10^{-2}/a$ und $P_{\bar{v}} = 10^{-4}/a$ den Wasserständen im Gewässer bzw. auf dem Vorland/Überschwemmungsbereich folgen und damit konservativ mit gleicher Höhe angesetzt werden können.

Das vorliegende Gutachten wurde nach bestem Wissen und Gewissen auf Basis der vorliegenden Daten und Unterlagen angefertigt.

Siegen, 12.07.2021

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'J. Jensen', with a stylized, cursive script.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'S. Niehüser', with a cursive script.

Dr.-Ing. Sebastian Niehüser

10 Literatur

- Arns, A. (2014): Regional to local assessment of extreme water levels. Methods and application to the northern part of the German North Sea coastline. In: *Mitteilungen des Forschungsinstituts Wasser und Umwelt der Universität Siegen* (7). Online verfügbar unter <http://d-nb.info/1058750135/34>, ISSN 1868-6613.
- Balkema, A.A., De Haan, L. (1974): Residual life time at great age, *Ann. Probab.*, 2, 792–804.
- Bayliss, A.C., Jones, R.C. (1993): Peaks-over-threshold flood database: Summary statistics and seasonality. Report No. 121. Institute of Hydrology: Wallingford.
- Bender, J., Niehüser, S., Jensen, J., Mudersbach, C. (2017): Die Verwendung von diskretisierten Abflussreihen für die statistische Ermittlung von Hochwasserwerten. In: *Wasserwirtsch* 107 (7-8), S. 38–42. DOI: 10.1007/s35147-017-0101-9.
- BfG, Hrsg. (2019). Das Hochwasser der Weser im Februar 1946. url: http://undine.bafg.de/weser/extremereignisse/weser_hw1946.html#Quellen (besucht am 21. 01. 2021).
- BfG, Hrsg. (2013). Länderübergreifende Analyse des Juni-Hochwassers 2013.
- Coles, S. (2001): *An Introduction to Statistical Modeling of Extreme Values*. Springer-Verlag: New-York.
- Cunnane, C. (1973): A particular comparison of annual maxima and partial duration series methods of flood frequency prediction. *Journal of Hydrology*, 18, 257-271.
- Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA) (2012): Ermittlung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten, DWA-Merkblatt M 552/2012, Hennef.
- Deutsches Gewässerkundlichen Jahrbuch (DGJ) für das Weser- und Emsgebiet (2008 ff).
- DIN 19700 (2004): Stauanlagen: Teil 10: Gemeinsame Festlegungen; Teil 11: Talsperren. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- Dyck, S., Peschke, G. (1995). *Grundlagen der Hydrologie*. 3., stark bearb. Aufl. Berlin: Verl. für Bauwesen. ISBN: 3345005867.
- Entsorgungskommission (ESK) (2013): Leitlinien der Entsorgungskommission für die Zwischenlagerung von radioaktiven Abfällen mit vernachlässigbarer Wärmeentwicklung vom 10.06.2013.
- Fisher, R.A., Tippett, L.H.C. (1928): Limiting forms of the frequency distribution of the largest and smallest member of a sample, *Proc. Camb. Phil. Soc.*, 24, pp. 180-190.
- FGG (2015): Flussgebietsgemeinschaft Weser, Hrsg. Hochwasserrisikomanagementplan 2015 bis 2021 für die Flussgebietseinheit Weser: Information der Öffentlichkeit.
- Gringorten, I.I. (1963): A plotting rule for extreme probability paper. *J. Geophys. Res.*, 68, No. 3, 813–814.
- Hawkes, P.J., Gonzalez-Marco, D., Sánchez-Arcilla, A., Prinos, P. (2008): Best practice for the estimation of extremes: A review. *Journal of Hydraulic Research* 46 (Extra Issue 2): 324–332.
- Heddinga, B., Kreil, A., Mohr, A., Rieck, T., Teltscher, H., Treber, T. (2006): Hochwasserschutzplan Weser. Hrsg. von FGG Flussgebietsgemeinschaft Weser.
- Hennemuth, B., Bender, S., Bülow, K., Dreier, N., Keup-Thiel, E., Krüger, O., Mudersbach, C., Radermacher, C., Schoetter, R. (2013): Statistische Verfahren zur Auswertung

-
- von Klimadaten aus Modell und Beobachtung, eingesetzt in Projekten und Institutionen, die sich mit Klimafolgen und Anpassung befassen, CSC Report 13, Climate Service Center, Germany.
- HNA (2013a): Hessische Niedersächsische Allgemeine “Bombardierung der Sperrmauer: Zwangsarbeiter schlossen Lücke”. In: HNA. url: <https://www.hna.de/lokales/korbach/edersee-ort101460/zwangsarbeiter-schlossen-luecke-2904987.html>.
- HNA (2013b): Hessische Niedersächsische Allgemeine “Bombenangriff 1943: Die Nacht, als Flut und Tod kamen”. In: HNA. url: <https://www.hna.de/lokales/korbach/edersee-ort101460/bombenangriff-1943-nacht-flut-kamen-2904986.html>.
- HNA (2013c): Hessische Niedersächsische Allgemeine “Der Angriff auf die Edertal-Sperrmauer 1943”. In: HNA 2013. url: <https://www.hna.de/lokales/korbach/edersee-ort101460/angriff-edertal-sperrmauer-1943-2905060.html>.
- HNA (2018): Hessische Niedersächsische Allgemeine “Sprengung der Edertalsperre: Mittags kam die riesige Flutwelle nach Kassel”. In: HNA. url: <https://www.hna.de/kassel/sprengung-edertalsperre-mittags-kam-riesige-flutwelle-nach-kassel-9875255.html>.
- Katz, R.W., Parlange, M.B., Naveau, P. (2002): Statistics of extremes in hydrology. *Advances in Water Resources* 25: 1287–1304.
- Kleeberg, H.B., Schumann, A.H. (2001): Ableitung von Bemessungsabflüssen kleiner Überschreitungswahrscheinlichkeiten. *Wasserwirtschaft*, 91. Jahrgang, Heft 2, Februar 2001, S. 90-95.
- Kerntechnischer Ausschuss (KTA) (2004): KTA 2207. Sicherheitstechnische Regel des KTA, Schutz von Kernkraftwerken gegen Hochwasser, Fassung 11/2004.
- LAWA (1995): Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz: Hochwasser - Ursachen und Konsequenzen. Wirksamkeit von Hochwasservorsorge- und Hochwasserschutzmaßnahmen. url: https://www.lawa.de/documents/hwschutz_1552299695.pdf.
- LAWA (1997): Pegelvorschrift Stammtext. 4. Auflage. Kulturbuchverlag Berlin GmbH, Berlin.
- LAWA (2018): Leitfaden zur Hydrometrie des Bundes und der Länder – Pegelhandbuch. Kulturbuch-Verlag GmbH. 5. Auflage, 160 S.
- Lang, M., Ouarda, T.B.M.J., Bobée, B. (1999): Towards operational guidelines for over-threshold modeling. *Journal of Hydrology* 225: 103–117. DOI: 10.1016/S0022-1694(99)00167-5.
- Langbein, W.B. (1949): Annual floods and the partial-duration flood series. *Transactions, American Geophysical Union*, 30 (6), 879–881. doi:10.1029/TR030i006p00879.
- Leadbetter, M.R. (1991): On a basis for ‘Peaks over Threshold modeling. *Statistics & Probability Letters* 12: 357–362.
- Maniak, U. (2010): *Hydrologie und Wasserwirtschaft*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg. ISBN: 978-3-642-05395-5. DOI: 10.1007/978-3-642-05396-2.
- Makkonen, L. (2006): Plotting Positions in Extreme Value Analysis. *Journal of Applied Meteorology and Climatology*, 45, 334–340, doi: 10.1175/JAM2349.1.
- Malcherek, A., Hrsg. (2019): *Fließgewässer: Hydraulik, Hydrologie, Morphologie und Wasserbau. Lehrbuch*. Wiesbaden: Springer Fachmedien Wiesbaden. ISBN: 978-3-658-26999-9. doi: 10.1007/978-3-658-27000-1.

-
- Neves, C., Fraga-Alves, M.I. (2008): Testing extreme value conditions - an overview and recent approaches. *Revstat – Statistical Journal*, Vol. 6, # 1, pp.83–100.
- NLWKN (2012): Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, *Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch - Weser- und Emsgebiet*, 2008
- Patt, H., R. Jüpner (2020): *Hochwasser-Handbuch: Auswirkungen und Schutz*. 3., neu bearbeitete Auflage. ISBN: 9783658267421.
- Pickands, J. (1975): Statistical inference using extreme order statistics, *Ann. Statist.*, 3, 119-131.
- Rosbjerg, D., Madsen, H., Rasmussen, P.F. (1992): Prediction in partial duration series with generalized Pareto-distributed exceedances. *Water Resources Research* 28, 3001-3010.
- Richter, K., Ebner von Eschenbach, A.-D. (2010): Ergänzung zum BfG-Bericht 1635. Ermittlung der Bemessungsabflüsse BHQ1 und BHQ2 nach DIN 19700 für die Edertalsperre. Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG), Koblenz.
- Strobl, T., Zunic, F. (2006): *Wasserbau: Aktuelle Grundlagen - Neue Entwicklungen*. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg. isbn: 3-540-22300-2. doi: 10.1007/978-3-540-47857-7. url: <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-47857-7>.
- StAfuA OWL (2005): *Hochwasser-Aktionsplan Weser (Nordrhein-Westfalen)*, Sönnichsen & Partner (WEB <https://www.bezreg-detmold.nrw.de/wir-ueber-uns/organisationsstruktur/abteilung-5/dezernat-54/hochwasser-aktionsplaene/hochwasser-2>)
- Theobald, S. (2010): *Hochwasserrisikomanagementplan für das hessische Einzugsgebiet der Fulda*. Hrsg. von Regierungspresidium Kassel und Universität Kassel.
- Thompson, P., Cai, Y., Reeve, D., Stander, J. (2009): Automated threshold selection methods for extreme wave analysis, *Coastal Engineering*, Volume 56, Issue 10, Pages 1013-1021, ISSN 0378-3839, <http://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2009.06.003>.
- Weinert, N., Wehe, S., Haendel, H., Dörgeloh, A., Kreil, A., Marburger, M. (2013): *Hochwasserrisikomanagementplan für das hessische Einzugsgebiet der Diemel und Weser*. Hrsg. von Regierungspräsidium Kassel und Sönnichsen & Partner.
- Weinert, N., Wehe, S., Werner, K. (2015): *Hochwasserrisikomanagementplan für das hessische Einzugsgebiet der Werra*. Hrsg. von Regierungspräsidium Kassel und Sönnichsen & Partner.
- WSA Hann. Münden (2009): *Das Wasser- und Schifffahrtsamt Hann. Münden*, Hann. Münden.

Internetquellen

WEB 1: <https://dewiki.de/Lexikon/Edersee>, zuletzt aufgerufen am 23.06.2021