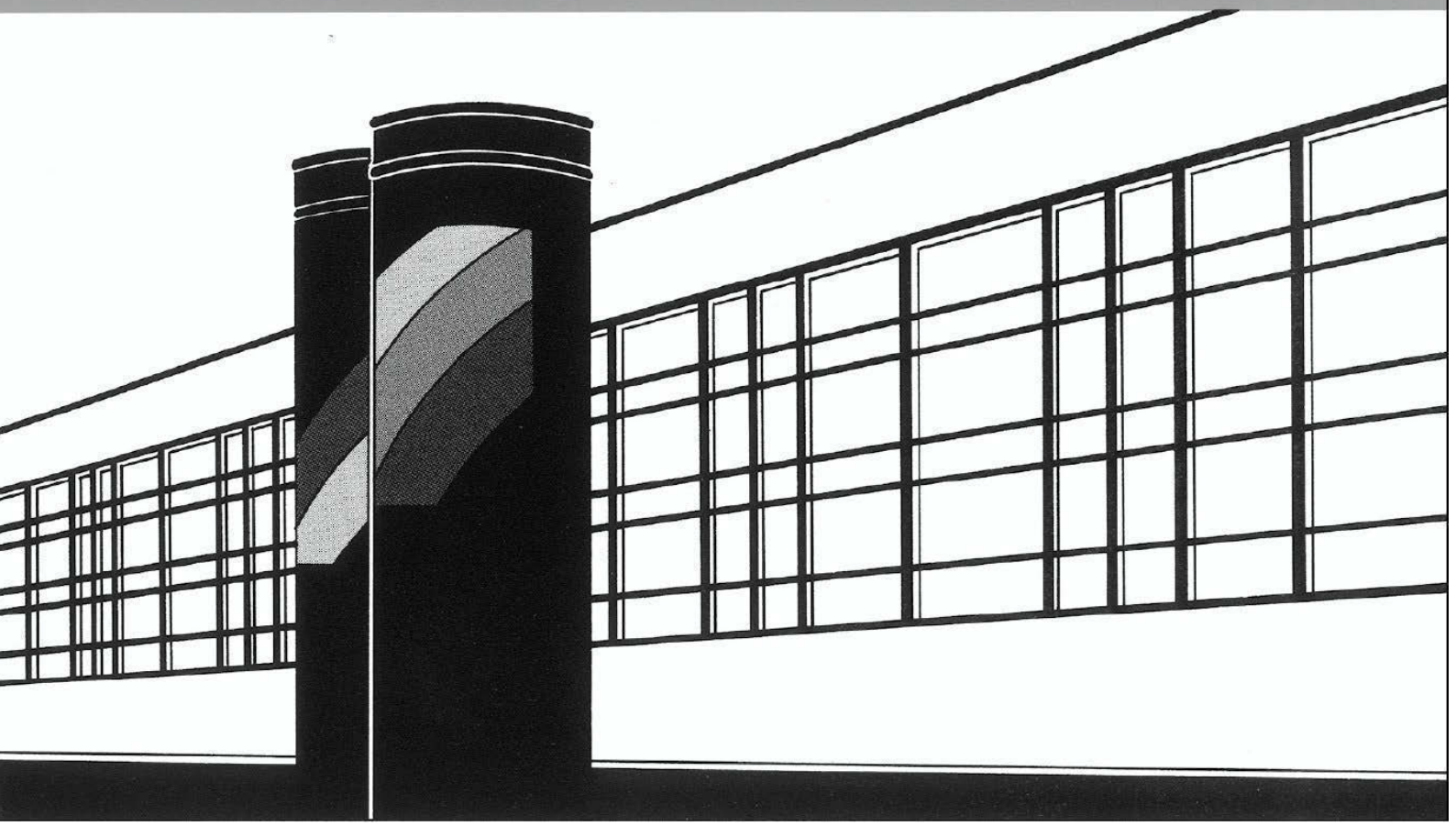
Universität Stuttgart

Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung

Mitteilungen



Heft 269 Rocco Buchta

Entwicklung eines Ziel- und Bewertungssystems zur Schaffung nachhaltiger naturnaher Strukturen in großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes

Entwicklung eines Ziel- und Bewertungssystems zur Schaffung nachhaltiger naturnaher Strukturen in großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes

von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

vorgelegt von

Rocco Buchta

aus Havelaue, Deutschland

Hauptberichter:	Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht
Mitberichter:	Apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Milbradt

Tag der mündlichen Prüfung: 26. April 2019

Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung
der Universität Stuttgart
2019

Heft 269

Entwicklung eines Ziel- und Bewertungssystems zur Schaffung nachhaltiger naturnaher Strukturen in großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes

von
Dr.-Ing.
Rocco Buchta

Eigenverlag des Instituts für Wasser- und Umweltsystemmodellierung der Universität Stuttgart

D93 Entwicklung eines Ziel- und Bewertungssystems zur Schaffung nachhaltiger naturnaher Strukturen in großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über http://www.d-nb.de abrufbar

Buchta, Rocco:
Entwicklung eines Ziel- und Bewertungssystems zur Schaffung nachhaltiger naturnaher Strukturen in großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes, Universität Stuttgart. - Stuttgart: Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung, 2019

(Mitteilungen Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung, Universität Stuttgart: H. 269)
Zugl.: Stuttgart, Univ., Diss., 2019
ISBN 978-3-942036-73-3

NE: Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung <Stuttgart>: Mitteilungen

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 2019 vom Eigenverlag des Instituts für Wasser- und Umweltsystem-modellierung

Druck: Document Center S. Kästl, Ostfildern

Danksagung

Seit etwa 30 Jahren befasse ich mich mit großen Tieflandflüssen. Viel Zeit widmete ich bisher der praktischen Seite von Renaturierungsmaßnahmen, insbesondere an der Unteren Havel. Auch der politischen Wende in der DDR geschuldet, verlief mein Bildungsweg nicht geradlinig und insbesondere in den 1990er Jahren setzte ich große Anstrengungen in die Unterschutzstellung der Unteren Havelniederung sowie in den Aufbau des Naturparkes Westhavelland. Die ehrenamtliche Vorbereitung eines großen Renaturierungsprojektes an der Unteren Havel lief parallel und nahm bis etwa 2005 beinahe meine gesamte Freizeit in Anspruch. In dieser Zeit entstanden sehr viele Kontakte zu Menschen in Behörden, wissenschaftlichen Institutionen und Nichtregierungsorganisationen, die meinem Denken und Handeln immer wieder neue Impulse gaben und geben. Die Vorbereitung des Gewässerrandstreifenprojektes „Untere Havelniederung“ war mühevoll und dauerte beinahe 15 Jahre. Gründe dafür liegen nicht nur im Umfang des Vorhabens, sondern auch in seinem Pioniercharakter. Mir waren damals kaum Kriterien für die Erarbeitung von Entwicklungszielen zugänglich und Bewertungsmethoden, wie sie heute zur Verfügung stehen, waren in den 1990er Jahren noch nicht bekannt. Die ersten und für mich wohl auch prägendsten Denkanstöße dazu bekam ich, während unserer Zusammenarbeit an der Elbe, von Prof. Dr. rer. nat. Emil Dister, dem damaligen Leiter des WWF Aueninstitutes. Er unterstützte mich auch bei den ersten organisatorischen Vorbereitungen zu dieser wissenschaftlichen Arbeit, weshalb ihm mein erster Dank gilt.

Außerdem möchte ich in diesem Zusammenhang meinen zahlreichen Freunden und Weggefährten an Havel, Elbe, Rhein und Aller danken, die mich insbesondere bei der praktischen Naturschutzarbeit unterstützt haben und ohne die einiges nicht zustande gekommen wäre. Sie warten zum Teil bereits auf diese Arbeit und ich hoffe, dass sie diese künftig auch als Ratgeber und Handreichungen bei ihrer Arbeit unterstützen wird. Stellvertretend möchte ich Johann-Joachim Seeger danken, meinem langjährigen Freund, der insbesondere mit seiner bis in die 1950er Jahre zurückreichenden Naturschutzerfahrung bezüglich der Unteren Havel immer auch ein guter praktischer Ratgeber und Diskussionspartner war.

Frau Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht vom Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung der Universität Stuttgart und Apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Milbradt möchte ich herzlich für die Betreuung der Arbeit danken. Ihre Unterstützung war umfassend und die Gespräche mit ihnen sowie ihre Hinweise waren für mich sehr wichtig, auch über die Verfassung der Dissertation hinaus.

Außerdem möchte ich mich für gute Gespräche und wichtige Anregungen zum Thema insbesondere bei Prof. Dr. Michael Succow, Dr. Uwe Koenzen, Dr. Thomas Ehlert, Dr. rer. nat. Dr. agr. Dietmar Mehl, Karl-Heinz Jährling und Yves Blöge bedanken.

Natürlich wäre diese Arbeit nicht ohne die vielen Daten für die Fallstudien möglich gewesen, die mir freundlicherweise von den Wasserstraßen- und Schifffahrtsämtern Brandenburg und Magdeburg, der Bundesanstalt für Gewässerkunde, dem Potsdam-Institut für Klimafolgenforschung und dem Institut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy umfassend zur Verfügung gestellt wurden. Auf die Aufzählung aller Mitarbeiter, mit denen ich in Verbindung stand und die mir auch wertvolle

Hinweise gaben, muss ich an dieser Stelle verzichten. Die Liste würde lang werden und doch voraussichtlich ungerechterweise unvollständig bleiben.

Ein weiterer Dank gilt den Herren Holger Ellmann und Dr. agr. Burkhardt Schulze. Sie haben mit ihrem Planungsbüro im Jahr 2001 eine mehrwöchige Messkampagne am polnischen Fluss Narew durchgeführt und mir die Untersuchungsergebnisse zur Verfügung gestellt.

Auch dem NABU und dem NABU Institut für Fluss- und Auenökologie, der aktuellen Stätte meines beruflichen Wirkens, möchte ich für die moralische Unterstützung und die erforderlichen Freiräume, trotz stets angespannter Arbeitsatmosphäre, danken. Ein besonderer Dank gilt darüber hinaus Marie Reppe und Bianka Michalk für die Kontrolle und Aufbereitung historischer Daten zur Unteren Havel. Diese Hilfe hat mir manche Arbeitsstunde erspart.

Ein weiterer Dank gilt meinem engsten Freundeskreis. Dass ich trotz teilweise monatelanger „sozialer Isolation“ heute noch die gleichen Freunde habe, wie vor der Anfertigung dieser Arbeit, ist für mich der beste Beweis echter Freundschaft.

In diesem Zusammenhang danke ich auch meinen politischen Weggefährten, die am Ende sogar großes Verständnis für mein Ausscheiden aus der kommunalpolitischen Arbeit aufgebracht haben, um mich meiner wissenschaftlichen und auch praktischen Arbeit in Sachen Flussrenaturierung besser widmen zu können.

Doch mein größter Dank gebührt meiner Familie, insbesondere meiner Frau Antje, die mich nicht nur unterstützt hat, sondern auch die Folgen steter Überarbeitung und regelmäßiger geistiger Abwesenheit tapfer und dennoch wohlwollend ertragen hat. Ohne die Unterstützung meiner Familie hätte diese Arbeit schlicht nicht entstehen können.

Havelaue, am 26.04.2019

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis ..... **III**
Tabellenverzeichnis ..... **XI**
Symbolverzeichnis ..... **XIV**
Abkürzungsverzeichnis ..... **XVII**
Kurzfassung ..... **XIX**
Abstract ..... **XX**
1 Einleitung **1**
1.1 Problembeschreibung 1
1.2 Zielsetzung 3
1.3 Gliederung der Arbeit 5
2 Theoretische Grundlagen **6**
2.1 Der Prozess der Flussbettbildung 6
2.2 Zeitliche und räumliche Skalen 8
2.3 Gleichgewichtskonzepte 12
2.4 Große sandgeprägte Flüsse des norddeutschen Tieflandes 15
2.4.1 Fluss- und auentypologische Einordnung 15
2.4.2 Aktuelle Situation und nutzungsbedingte Probleme 19
2.4.3 Entwicklungsziele gemäß WRRL der EU 26
2.5 Vorhersagemodelle 27
2.5.1 Zielstellung 27
2.5.2 Hydraulische Geometrie des Fließquerschnitts 28
2.5.3 Beschreibung der Linienführung 35
2.6 Eingangsgrößen 42
2.6.1 Auswahl der Eingangsgrößen 42
2.6.2 Abfluss 44
2.6.3 Flussleistung 48
2.6.4 Sedimenttransport und Substrateigenschaften 49
2.6.5 Talbodengefälle 52
2.6.6 Gerinnerauheit 52
3 Aufstellung des Zielsystems **55**
3.1 Grundsätze 55
3.2 Definition und Bestimmung der Zielparameter 56
3.2.1 Zielparameter des Energiehaushaltes 56
3.2.2 Zielparameter der Hydrologie 57
3.2.3 Zielparameter der Querschnittsgeometrie 61
3.2.4 Zielparameter der Linienführung 66
3.2.5 Zielparameter der Anpassungsprozesse 68
3.3 Zielsystem 70
3.4 Fortpflanzung von Unschärfen 76

4 Ableitung von Strategien zur Gewässerentwicklung 78
4.1 Grundsätze 78
4.2 Zielparameter der Hydrologie und des Energiehaushaltes als Basis 78
4.3 Änderung der Linienführung 79
4.4 Änderung der Querschnittsgeometrie 80
4.5 Förderung von Anpassungsprozessen 83
4.6 Defizitanalyse 85
4.7 Restriktionen 86
5 Fallstudien 89
5.1 Grundsätze 89
5.2 Fallstudie Untere Havel 89
5.2.1 Kurzcharakteristik 89
5.2.2 Aufstellung des Zielsystems 93
5.2.3 Ableitung einer Entwicklungsstrategie 121
5.2.4 Schlussfolgerungen für die Umsetzung der EU WRRL 130
5.3 Fallstudie Mittlere Elbe 131
5.3.1 Kurzcharakteristik 131
5.3.2 Aufstellung des Zielsystems 133
5.3.3 Ableitung einer Entwicklungsstrategie 153
5.3.4 Schlussfolgerungen für die Umsetzung der EU WRRL 163
5.4 Fallstudie Narew 163
5.4.1 Kurzcharakteristik 163
5.4.2 Aufstellung des Zielsystems 165
5.4.3 Ableitung einer Entwicklungsstrategie 179
5.5 Fallstudie Nordamerika 182
5.5.1 Auswahl von Datensätzen 182
5.5.2 Sohlenschubspannung bei mittleren Abflussverhältnissen 182
5.5.3 Schlussfolgerungen 184
6 Schlussfolgerungen und Ausblick 185
6.1 Wesentliche Erkenntnisse 185
6.2 Ausblick 191
7 Literaturverzeichnis 193
8 Anhang 202
9 Lebenslauf 231

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Ökologischer Zustand / ökologisches Potenzial der Fließgewässerkörper in Norddeutschland (Stand 2016) [Quelle: UMWELTBUNDESAMT (2016), Ausschnitt] 2

Abbildung 2: System der Bettbildung von Flüssen aus MANGELSDORF UND SCHEURMANN ET AL. (1990), abgebildet mit Genehmigung des © Springer Verlages 7

Abbildung 3: Zusammenhänge innerhalb des fluvialen Systems aus KNIGHTON (1998), Seite 2, Abbildung 1.1, Ausschnitt. (+) steht für verstärkende und (-) für dämpfende Wirkung. Pfeile kennzeichnen die Richtung des Einflusses. . 7

Abbildung 4: Zeitspannen nach SCHUMM UND LICHTY (1965), abgebildet mit Genehmigung des American Journal of Science. Gradient (Sohlengefälle des Flusses) wurde beispielhaft als abhängige Zustandsgröße verwendet. 9

Abbildung 5: Zeit- und Raumskalen bei der Bildung von britischen Flusslandschaften nach NEWSON UND SEAR (1993) aus SEAR UND NEWSON ET AL. (2003), abgebildet mit freundlicher Genehmigung der Autoren 10

Abbildung 6: Weichselkaltzeitliche und holozäne Fließwege an Unterer Mittelelbe und Unterer Havel aus WEIßE (2003). a) Tangertal-Abfluss: Schmelzwasser der Randlage 1 und Elbewasser; b) Uchtetal-Abfluss: Schmelzwasser der Randlage 1b, Transitschmelz- und Elbewasser; c) Sandau-Abfluss (teils Uchtetal): Schmelzwasser der Randlagen 1c und 2 sowie Transit- und Elbewasser; d) Elbe- und Schmelzwasserabfluss (ab Randlage 3) quert z.T. Elb-Havel-Winkel und Wische in Richtung Unterelbe / Aufschüttung der schiefen Elbe-Havel-Ebene und der Wischeniederung; e) Elbe schneidet sich im Präboreal und Boreal in Talsande und –kiese ein. Mehrere aneinander gereihte Toteissenken bilden Havellauf; f) Elbe schottert im Atlantikum eigenes Bett auf, danach Hochwasserabfluss nach Nordosten zur Havel (Erosion der alten Elbläufe) sowie nach Nordwesten in die Wische (Flachrinnenbildung) 11

Abbildung 7: Gleichgewichtsbegriffe nach Chorley und Kennedy (1971) aus KERN (1995), abgebildet mit Genehmigung des © Springer Verlages 13

Abbildung 8: Gleichgewichtssytem in der Geomorphologie nach Chorley und Kennedy (1971) aus KERN (1995), abgebildet mit Genehmigung des © Springer Verlages 14

Abbildung 9: Übergang von Gleichgewichtsprozessen zu Katastrophenprozessen durch Überschreitung von Schwellwerten nach KERN (1995), abgebildet mit Genehmigung des © Springer Verlages 15

Abbildung 10: Der Pripjat in der Ukraine am 29.07.2013, Beispiel für einen gefällearmen sandgeprägten Strom des Tieflandes mit Winterhochwasser, Quelle: Google Earth, image © 2018 CNES / Airbus, image Landsat / Copernicus 17

Abbildung 11: Der Narew in Polen, Beispiel für einen gefällearmen sandgeprägten großen Fluss des Tieflandes mit Winterhochwasser / Bild oben: am 24.07.2018, bei Sommerniedrigwasser / Bild unten: am 28.03.2012, bei Winterhochwasser, Quelle: Google Earth, image © 2018 DigitalGlobe..18

Abbildung 12: Differenz normierter Wasserspiegel im Bereich des MNW aus der 2. Hälfte des 20. Jahrhunderts, bezogen auf einen Wasserspiegel von 1888 aus FAULHABER (2000) 20

Abbildung 13: Entwicklung der niedrigsten und höchsten Wasserstände sowie der Medianwerte der Wasserstände am Pegel Magdeburg-Strombrücke von 1730 bis 1880, ohne 1809 bis 1816, aus SIMON (2010).....21

Abbildung 14: Vegetationszonierung im Uferbereich von Mittelrhein und Mittelelbe nach HENRICHFREISE (1996), abgebildet mit freundlicher Genehmigung der W. Kohlhammer GmbH.....23

Abbildung 15: Profilschnitt durch die Flussaue der Elbe bei Barby (ca. Elbe-Stromkilometer 295) [Datenbasis: Digitales Geländemodell des Wasserlaufes Elbe-Mitte der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes 2004, bereitgestellt durch die Bundesanstalt für Gewässerkunde / Pegelnullpunkt und kennzeichnende Wasserstände: Pegel-Online am 03.07.2015 – Gewässerkundliches Informationssystem der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes].....24

Abbildung 16: Gewässerstrukturgüte in Norddeutschland, Ausschnitt aus der Gewässerstrukturkarte der Bundesrepublik Deutschland UMWELTBUNDESAMT (2001) 25

Abbildung 17: Eingriffe in Gewässersysteme und erforderliche Regenerationszeiten aus KERN (1995), abgebildet mit Genehmigung des © Springer Verlages. HRB = Hochwasserrückhaltebecken, NW-Reg. = Niedrigwasser-Regulierung.....26

Abbildung 18: Mittlere hydraulische Geometrie von Flussbettengerinnen (Wasserspiegelbreite, Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit, Sedimenttransport, Gerinnerauheit und Gefälle) in Bezug auf den Abfluss, an einem Profil und an Flussabschnitten stromab aus LEOPOLD UND MADDOCK (1953).....31

Abbildung 19: Abhängigkeit der Laufcharakterisitk von Abfluss und Sohlengefälle nach LEOPOLD UND WOLMAN (1957), aus KNIGHTON (1998), Seite 209, Abbildung 5.17 (A) 36

Abbildung 20: Abhängigkeit der Laufcharakterisitk von Abfluss und Sohlengefälle nach SMITH UND PUTNAM (1980), aus ROSGEN (1996).....36

Abbildung 21: Bild oben: Die Aller bei Bosse am 06.04.2018, Beispiel für eine mäandrierende Laufcharakteristik / Bild unten: Die Havel bei Gülpe am 31.12.2009, Beispiel für eine anastomosierende Laufcharakteristik, Quelle: Google Earth, image Landsat / Copernicus (oben) und Google Earth, image © 2018 GeoBasis-DE/BKG (unten).....37

Abbildung 22: Ausgewählte Größen der Mäandergeometrie in Anlehnung an ZELLER (1967), KNIGHTON (1998) sowie MANGELSDORF UND SCHEURMANN ET AL. (1990) 38

Abbildung 23: Längsprofil des Rheins aus KNIGHTON (1998), Seite 243, Abbildung 5.26 (B) 40

Abbildung 24: Ganglinie der Tagesmittelwerte des Abflusses Q für die Elbe am Pegel Magdeburg Strombrücke in der Zeit vom 01.01.1991 bis 31.12.2010 – 20 Jahre, Datengrundlage: WSA BRANDENBURG (2017A) 44

Abbildung 25: Bestimmung des effektiven Abflusses mithilfe der Bildung des Produktes aus Transportfunktionen A von gelösten Stoffen (links), Schwebstoffen (Mitte) und Geschiebe (rechts) und der Häufigkeitsverteilung des Abflusses B aus KNIGHTON (1998), Seite 163, Abbildung 5.6 (A) 45

Abbildung 26: Dauerlinien der Tagesmittelwerte des Wasserstandes und des Abflusses (oben) und aus diesen Dauerlinien abgeleitete Wasserstand-Abfluss-Beziehung (unten) für die Elbe am Pegel Magdeburg Strombrücke in der Zeit vom 01.01.1991 bis 31.12.2010, Datengrundlage: WSA BRANDENBURG (2017A) 47

Abbildung 27: Hydromorphogramm (oben) und Überflutungscharakteristik (unten) der gefällearmen sandgeprägten und sand-kiesgeprägten Flussauen des Flach- und des Hügellandes mit Winterhochwasser, aus KOENZEN (2005) 48

Abbildung 28: Vergleich der Bilanzierung der mittleren Sedimentfracht [in t/a] der deutschen Elbe [Stromkilometer 0 bis 600) aus Sohlenhöhenentwicklung und Feststofftransportmessungen für die Jahresreihe 1996 bis 2008 sowie Kontrollrechnung über Wasserspiegeländerungen im gleichen Zeitraum, aus VOLLMER ET AL. (2014), Achsenbeschriftung ergänzt 50

Abbildung 29: Beispielhafte Berechnung von Wassertiefe (links) und Wasserspiegelbreite (rechts) nach den Gleichungen (2.14) bis (2.17) für einen Modellfluss (Sohlenrauheit k_S = 0,055 m, Bemessungsdurchfluss Q = 85 m³/s und Wasserspiegelgefälle I_{Sp} = 5 cm/km) bei variierendem mittleren Korndurchmesser 52

Abbildung 30: Beispielhafte Berechnung von Wassertiefe (links) und Wasserspiegelbreite (rechts) nach den Gleichungen (2.14) bis (2.17) für einen Modellfluss (mittlerer Korndurchmesser d_m = 0,65 mm, Bemessungsdurchfluss Q = 85 m³/s und Wasserspiegelgefälle I_{Sp} = 5 cm/km) bei variierender Sohlenrauheit 54

Abbildung 31: Prinzip der Unterteilung in verschiedene Gerinne- und Auenbereiche .. 56

Abbildung 32: Jahresganglinie (oben), Monatsganglinie (mitte) und Dauerlinie (unten) der Tageswerte des Wasserstandes für die Havel am Pegel Havelberg Stadt in der Zeit vom 01.01.1811 bis 31.12.1840, Datengrundlage: WSA BRANDENBURG (2012), auf der Basis von MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842A) 58

Abbildung 33: Jahresganglinie (oben), Monatsganglinie (mitte) und Dauerlinie (unten) der Tagesmittelwerte des Abflusses für die Havel am Pegel Havelberg Stadt in der Zeit vom 01.01.1991 bis 31.12.2010, Datengrundlage: WSA BRANDENBURG (2017A) 59

Abbildung 34: Synthetische Wasserstand-Abfluss-Beziehung für die Havel am Pegel Havelberg Stadt in der Zeit von 1811 bis 1840, Datengrundlage: Wasserstände WSA BRANDENBURG (2012), auf der Basis von MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842A) und Abflüsse WSA BRANDENBURG (2017A), Messwerte 1883 bis 1886 KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) und Messwerte 1900 VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903).....60

Abbildung 35: Definition der Zielparameter h_b und $b_{Sp,b}$ der Querschnittsgeometrie 62

Abbildung 36: Langjährige Monats- und Jahresmittelwerte des Abflusses Q und der Sohlenschubspannung τ_0 im idealisierten Gerinne der Fallstudie Untere Havel 63

Abbildung 37: Prinzip der Ermittlung der Gerinnezahl (n_G) am Beispiel einer einfachen Stromteilung 67

Abbildung 38: Definition der Variablen für die Bilanzierung des Sedimenttransports....68

Abbildung 39: Definition der morphologisch begründeten Mindestbreite der Aue $(b_{A,m})$... 70

Abbildung 40: Empfohlene Reihenfolge bei der Ermittlung der Zielparameter 72

Abbildung 41: Ermittlung der Zielparameter für die Hydrologie, ohne Konstanten nach Tabelle 8.....73

Abbildung 42: Ermittlung der Zielparameter für die Linienführung, ohne Konstanten nach Tabelle 8.....73

Abbildung 43: Ermittlung der Zielparameter für die Querschnittsgeometrie, ohne Konstanten nach Tabelle 8.....74

Abbildung 44: Ermittlung der Zielparameter für die Anpassungsprozesse, ohne Konstanten nach Tabelle 8.....75

Abbildung 45: Ermittlung der Zielparameter für den Energiehaushalt, ohne Konstanten nach Tabelle 8.....75

Abbildung 46: Gewässerentwicklungsstrategie bezüglich der Linienführung 80

Abbildung 47: Gewässerentwicklungsstrategie bezüglich der Querschnittsgeometrie..83

Abbildung 48: Gewässerentwicklungsstrategie bezüglich der Anpassungsprozesse....85

Abbildung 49: Einzugsgebiet der Elbe (beige), mit gekennzeichnetem Teileinzugsgebiet der Havel (gelb), Quelle: NordNordWest, revision/adaption by Ulamm (https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Spree-Havel_in_Elbe_basin.png), „Spree-Havel in Elbe basin“, https://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/legalcode 90

Abbildung 50: Weichselzeitliche Urstromtäler in Brandenburg. Oben: Eberswalder Urstromtal / Mitte: Berliner Urstromtal / Unten: Baruther Urstromtal, Quelle: Grabenstedt (https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Urstromtaeler.png), „Urstromtaeler“, https://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/legalcode 91

Abbildung 51: Untere Havel von Schleuse Spandau bis zur Mündung in die Elbe bei Wehr Gnevsdorf, Quelle: ESRI World Shaded Relief © 2014 ESRI 92

Abbildung 52: Untersuchungsgebiet der Fallstudie für die Untere Havel nördlich von Rathenow, Luftbild: Esri World Imagery (Quelle: Esri, DigitalGlobe, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, GeoEye, USDA FSA, USGS, Aerogrid, IGN, IGP, and the GIS User Community) 94

Abbildung 53: Sohlstrukturen der Untere Havel zwischen Stromkilometer 112 und 115, Datengrundlage: WSV (2012) / Luftbild: Esri World Imagery (Quelle: Esri, DigitalGlobe, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, GeoEye, USDA FSA, USGS, Aerogrid, IGN, IGP, and the GIS User Community) 99

Abbildung 54: Jahresganglinie (oben), Monatsganglinie (mitte) und Dauerlinie (unten) der Tageswerte des Wasserstandes für die Havel am Unterpegel Rathenow in der Zeit vom 01.01.1811 bis 31.12.1840, Datengrundlage: MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842B) 103

Abbildung 55: Jahresganglinie (oben), Monatsganglinie (mitte) und Dauerlinie (unten) der Tagesmittelwerte des Abflusses für die Havel am Pegel Albertsheim in der Zeit vom 01.01.1991 bis 31.12.2010, Datengrundlage: WSA BRANDENBURG (2017A) 104

Abbildung 56: Synthetische Wasserstand-Abfluss-Beziehung für die Havel am Unterpegel Rathenow in der Zeit von 1811 bis 1840, Datengrundlage: Wasserstände aus MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842B), Abflüsse aus WSA BRANDENBURG (2017A), Messwert 1892 aus KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898), Messwerte 1900 aus VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) und Wasserstand-Abfluss-Beziehung 1909 aus VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN – KÖNIGLICHES WASSERBAUAMT RATHENOW (1916) 105

Abbildung 57: Beziehung zwischen dem Wasserspiegelgefälle des Abschnittes Unterpegel Rathenow – Havelberg Stadt und dem Wasserstand am Unterpegel Rathenow für die Zeit von 1811 bis 1840, Datengrundlage: Wasserstände aus MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842A, B) und WSA BRANDENBURG (2012) 108

Abbildung 58: Interpolierte Abschnitte der Wasserstand-Abfluss-Beziehung für die Havel, bezogen auf den Unterpegel Rathenow, Datengrundlage: Wasserstände aus MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842B), Abflüsse aus WSA BRANDENBURG (2017A) 112

Abbildung 59: Über gemittelte Abflussverhältnisse und die Wasserstand-Abfluss-Beziehung ermittelten Zielparameter der Qerschnittsgeometrie des Gerinnes aus Tabelle 17 und Tabelle 18 113

Abbildung 60: Jährliche mittlere Sohlenschubspannung der Qerschnittsgeometrie des Gerinnes aus Tabelle 17 und Tabelle 18, in Bezug zur kritischen Schubspannung des mittleren Korndurchmessers im Untersuchungsgebiet 114

Abbildung 61: Natürliche spezifische Flussleistung im Gerinne und im schmalsten Bereich der Aue der Unteren Havel zwischen Stromkilometer 108 und 115 nach den Gleichungen (3.1) und (3.2) 120

Abbildung 62: Aktuelle mittlere Sohlenhöhe der Unteren Havel zwischen Stromkilometer 108 und 115 im Vergleich zur mittleren Sohlenhöhe und zum bordvollen Wasserstand gemäß Zielkonzept 123

Abbildung 63: Aktuelle Gewässerbreite der Unteren Havel zwischen Stromkilometer 108 und 115 im Vergleich zur Gewässerbreite gemäß Zielkonzept 123

Abbildung 64: Uferverwallung der Unteren Havel (weiß) zwischen Stromkilometer 111,5 und 114,7, Datengrundlage: NABU (2016) 124

Abbildung 65: Entwicklung der mittleren Sohlenhöhe in der Unteren Havel zwischen Stromkilometer 108 und 115 in der Zeit von 2006 bis 2015, Datengrundlage: WSV (2013) 126

Abbildung 66: Mittlere Elbe von Schloss Hirschstein bis Wehr Geesthacht, Quelle: ESRI World Shaded Relief © 2014 ESRI 132

Abbildung 67: Untersuchungsgebiet der Fallstudie für die Mittlere Elbe zwischen Schönhausen und Havelberg, Luftbilder: Esri World Imagery (Quelle: Esri, DigitalGlobe, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, GeoEye, USDA FSA, USGS, Aerogrid, IGN, IGP, and the GIS User Community) 134

Abbildung 68: Jahresganglinie 1821 bis 2014 (oben) sowie Dauerlinien 1821 bis 1895 und 1966 bis 2010 (unten) des Wasserstandes der Elbe am Pegel Sandau, bezogen auf den aktuellen PNP = 22,461 m ü. NHN, Datengrundlage: KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) und BFG (2015) 139

Abbildung 69: Jahresganglinie (oben) und Dauerlinie (unten) der Tagesmittelwerte des Abflusses der Elbe am Pegel Tangermünde in den Jahren 1961 bis 2010, Datengrunflage: BFG (2015) 140

Abbildung 70: Zielparameter Wasserstand-Abfluss-Beziehung für die Elbe am Pegel Sandau, Datengrundlage: BFG (2015) und BFG (2017) 141

Abbildung 71: Trend der mittleren Sohlenhöhen der Elbe zwischen Stromkilometer 395 und 422,3 für die Epochen 1993 – 1999, 2004 und 2013, Datengrundlage: BFG (2017) 142

Abbildung 72: Wasserspiegelgefälle der Elbe zwischen Stromkilometer 395 und 422,3, in Abhängigkeit vom Abfluss in Tangermünde, Datengrundlage: BFG (2017) 143

Abbildung 73: Interpolierte Abschnitte der Wasserstand-Abfluss-Beziehung für die Elbe, bezogen auf den Pegel Sandau, Datengrundlage: BFG (2015) und BFG (2017) 146

Abbildung 74: Über gemittelte Abflussverhältnisse und die Wasserstand-Abfluss-Beziehung ermittelten Zielparameter der Qerschnittsgeometrie des Gerinnes aus Tabelle 34 und Tabelle 35 147

Abbildung 75: Jährliche mittlere Sohlenschubspannung der Qerschnittsgeometrie des Gerinnes aus Tabelle 34 und Tabelle 35, in Bezug zur kritischen Schubspannung des mittleren Korndurchmessers im Untersuchungsgebiet 147

Abbildung 76: Spezifische Flussleistung im Gerinne und der Aue der Elbe zwischen Strkm 395 und 420 nach den Gleichung (3.1) und (3.2) 153

Abbildung 77: Aktuelle mittlere Sohlenhöhe über die gesamte Gewässerbreite „Sohlenhöhe Ist“ und zwischen den Streichlinien der Einschränkungsbauwerke „Sohlenhöhe Ist (Hauptgerinne)“ der Elbe von Stromkilometer 395 bis 422 im Vergleich zur mittleren Sohlenhöhe gemäß Zielkonzept, Datengrundlage: BFG (2017) 155

Abbildung 78: Aktuelle Gewässerbreite der Elbe zwischen Stromkilometer 395 und 422 im Vergleich zur Gewässerbreite gemäß Zielkonzept, Datengrundlage: BFG (2017) 155

Abbildung 79: Rezente Aue der Elbe zwischen Stromkilometer 395 und 422 im Vergleich zur hydrologisch und morphologisch bedingten Mindestbreite gemäß Zielkonzept, Datengrundlage: BFG (2017) 156

Abbildung 80: Mittlere Sohlenhöhen der Mittleren Elbe zwischen Stromkilometer 390 und 425 für die Epochen 1993 – 1999, 2004 und 2013, Datengrundlage: BFG (2017) 157

Abbildung 81: Entwicklung der mittleren Sohlenhöhe in der Mittleren Elbe zwischen Stromkilometer 390 und 425 in den Epochen 1993 – 1999, 2004 und 2013, Datengrundlage: BFG (2017) 158

Abbildung 82: Lage des Narew im Einzugsgebiet der Weichsel (blau), Quelle: Karl Musser (https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Vistula_river_map.png), „Vistula river map“, https://creativecommons.org/ licenses/by-sa/3.0/legalcode 164

Abbildung 83: Der Narew von der Quelle bis zur Mündung in die Weichsel mit ausgewählten Pegelstandorten, Quelle: ESRI World Shaded Relief © 2014 ESRI 165

Abbildung 84: Jahresganglinie (oben), Monatsganglinie (mitte) und Dauerlinie (unten) der Tagesmittelwerte des Wasserstandes für den Narew am Pegel Wizna in der Zeit vom 01.01.1981 bis 31.12.2015, Datengrundlage: IMGW PIB (2017) 169

Abbildung 85: Jahresganglinie (oben), Monatsganglinie (mitte) und Dauerlinie (unten) der Tagesmittelwerte des Abflusses für den Narew am Pegel Wizna in der Zeit vom 01.01.1981 bis 31.12.2015, Datengrundlage: IMGW PIB (2017) 170

Abbildung 86: Synthetische Wasserstand-Abfluss-Beziehung für den Narew am Pegel Wizna in der Zeit von 1981 bis 2015, Datengrundlage: IMGW PIB (2017) 171

Abbildung 87: Mittlere Sohlenhöhe des Narew zwischen den Profilen IX (links) und I (rechts), Datengrundlage: ELLMANN UND SCHULZE (2001) 172

Abbildung 88: Mittleres Wasserspiegelgefälle des Narew, zwischen Wizna und Piątnica-Łomża, in Abhängigkeit vom Abfluss in Wizna, Datengrundlage: IMGW PIB (2017) 172

Abbildung 89: Effektive Sohlenrauheit des Narew an den Profilen I, II und III, Datengrundlage: ELLMANN UND SCHULZE (2001) 174

Abbildung 90: Spezifische Flussleistung im Gerinne und der Aue des Narew am Profil II nach den Gleichungen (3.1) und (3.2) 178

Abbildung 91: Mittlerer Korndurchmesser des Sediments im Verhältnis zur Flussleistung bei MQ, für die Flüsse 89, 90 und 93 aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989) und USGS (2018) sowie Untere Havel, Mittlere Elbe und Narew 183

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Ausgewählte hydromorphologische Qualitätskomponenten der Gewässerkategorie Flüsse nach LAWA (2012) 1

Tabelle 2: Wesentliche Zustandsgrößen der Gerinnegeometrie, unter Berücksichtigung der Aue, nach KNIGHTON (1998) 8

Tabelle 3: Ausgewählte räumliche und zeitliche Parameter des Raum-Zeit-Modells nach KERN (1995) 10

Tabelle 4: Wasserstandsdifferenzen, Ausuferungsdauer, mittlere Überflutungshöhen der niedrigen Aue sowie Flächenanteil der Gewässer und der niedrigen Aue an der Gesamtaue großer sandgeprägter Tiefland-Auentypen nach KOENZEN (2005) 22

Tabelle 5: Exponenten der Regimegleichungen für Flussprofile und -strecken nach LEOPOLD UND MADDOCK (1953) 29

Tabelle 6: Ausgewählte Koeffizienten und Exponenten der Regimegleichungen für Flussstrecken sandgeprägter Flüsse nach KNIGHTON (1998) 30

Tabelle 7: Ausgewählte Koeffizienten und Exponenten zur Bestimmung der Mäandergeometrie nach ZELLER (1967) 39

Tabelle 8: Verwendete Konstanten 71

Tabelle 9: Zu erhebende Grundlagendaten 71

Tabelle 10: Zusammenfassung der Zielparameter 72

Tabelle 11: Ausgewählte hydrologische Hauptdaten des Einzugsgebietes der Havel aus SENATSVERWALTUNG FÜR STADTENTWICKLUNG BERLIN ET AL. (2006) .. 91

Tabelle 12: Zusammenfassung der für die Fallstudie Untere Havel erhobenen Grundlagendaten 101

Tabelle 13: Mittlerer Kordurchmesser und Kornrauheit, Datengrundlage: NABU Institut für Fluss- und Auenökologie, Aufnahme durch Umwelt- und Agrarlabor GmbH Fehrbellin am 13.03.2015 110

Tabelle 14: Effektive Sohlenrauheit am historischen Stromkilometer 55 für die Profile aus den Jahren 1833, 1885 und 1894, Datengrundlage: VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) 111

Tabelle 15: Kritische Schubspannung für die mittleren Korndurchmesser nach der Shields-Funktion aus ZANKE (2013) 111

Tabelle 16: Ermittlung der mittleren Wassertiefe bei Q_{MQ} und Q_b nach den Gleichungen (3.4) und (3.5) 112

Tabelle 17: Ermittlung der Wasserspiegelbreite bei Q_{MQ} und Q_b nach Gleichung (3.6) 112

Tabelle 18: Ermittlung der mittleren Wassertiefe und Wasserspiegelbreite bei Q_b nach Gleichungssystem (3.7) 113

Tabelle 19: Vergleich der errechneten Wassertiefe am Stromkilometer 108,95 mit denen der historischen Profile von 1833 und 1885, Datengrundlage: VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) 114

Tabelle 20: Vergleich der errechneten Wasserspiegelbreite am Stromkilometer 108,95 mit denen der historischen Profile von 1833 und 1885 bei einem etwas niedrigeren Wasserstand, Datengrundlage: VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898).... 115

Tabelle 21: Ermittlung der hydrologisch bedingten Mindestbreite der Aue bei $Q = 209\,m3/s$, für die mittleren Korndurchmesser an Stromkilometer 108,5, 113,0 und 114,5, nach Gleichung (3.8) 116

Tabelle 22: Ermittlung der hydrologisch bedingten Mindestbreite der Aue bei $Q = 310\,m3/s$, für die mittleren Korndurchmesser an Stromkilometer 108,5, 113,0 und 114,5, nach Gleichung (3.8) 117

Tabelle 23: Morphologisch bedingte Mindestbreite der Aue, Datengrundlage: PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) und NABU (2016) 119

Tabelle 24: Mindestbreite der Aue, Datengrundlage: PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) und NABU (2016) 119

Tabelle 25: Natürliche spezifische Flussleistung für das Gerinne der Unteren Havel aus der Mischprobe für die Stromkilometer 108, 113,0 und 114,5 nach Gleichung (3.1) 119

Tabelle 26: Natürliche spezifische Flussleistung für die schmale Aue der Unteren Havel zwischen Stromkilometer 108 und 115 nach Gleichung (3.2) 120

Tabelle 27: Zusammenfassung der innerhalb der Fallstudie Untere Havel ermittelten Zielparameter 121

Tabelle 28: Parameter der Gewässerentwicklungsstrategie innerhalb der Fallstudie für die Untere Havel..... 127

Tabelle 29: Ausgewählte hydrologische Hauptdaten des Einzugsgebietes der Elbe aus FGG ELBE (2006)..... 131

Tabelle 30: Zusammenfassung der für die Fallstudie Mittlere Elbe erhobenen Grundlagendaten..... 138

Tabelle 31: Mittlerer Kordurchmesser, Kornrauheit und kritische Schubspannung im Untersuchungsgebiet Mittlere Elbe zwischen Stromkilometer 395 und 420 145

Tabelle 32: Effektive Sohlenrauheit der Elbe innerhalb des Hauptgerinnes, bei MNQ, 0,75 MQ und MQ, an den Stromkilometern 395, 400, 405, 410, 415 und 420, Datengrundlage: BFG (2017)..... 145

Tabelle 33: Ermittlung der mittleren Wassertiefe bei MQ ≈ Q_b für die mittleren Korndurchmesser der Mischprobe Strkm 395 – 420 und einer Variation von ± 10% nach den Gleichungen (3.4) und (3.5)..... 145

Tabelle 34: Ermittlung der Wasserspiegelbreite bei MQ ≈ Q_b nach Gleichung (3.6) 146

Tabelle 35: Ermittlung der mittleren Wassertiefe und Wasserspiegelbreite bei $Q_b \approx MQ$ nach Gleichungssystem (3.7) 146

Tabelle 36: Ermittlung der hydrologisch bedingten Mindestbreite der Aue der Elbe für die Mischprobe Strkm 395 – 420..... 150

Tabelle 37: Spezifische Flussleistung des Gerinnes der Elbe zwischen Strkm 395 und 420 nach Gleichung (3.1) 152

Tabelle 38: Spezifische Flussleistung für die Aue der Elbe zwischen Strkm 395 und 420 nach Gleichung (3.2) 152

Tabelle 39: Zusammenfassung der innerhalb der Fallstudie Mittlere Elbe ermittelten Zielparameter 153

Tabelle 40: Parameter der Gewässerentwicklungsstrategie innerhalb der Fallstudie für die Mittlere Elbe 159

Tabelle 41: Ausgewählte hydrologische Hauptdaten des Einzugsgebietes des Narew aus IMGW PIB (2016) 164

Tabelle 42: Zusammenfassung der für die Fallstudie Narew erhobenen Grundlagendaten 167

Tabelle 43: Mittlerer Kordurchmesser und Kornrauheit im Untersuchungsgebiet Narew 173

Tabelle 44: Ermittlung der mittleren Wassertiefe bei MQ ≈ Q_b für die Profile I, II und III nach den Gleichungen (3.4) und (3.5) 175

Tabelle 45: Ermittlung der Wasserspiegelbreite bei MQ ≈ Q_b nach Gleichung (3.6) 175

Tabelle 46: Ermittlung der hydrologisch bedingten Mindestbreite der Aue des Narew am Profil II 176

Tabelle 47: Spezifische Flussleistung für das Gerinne des Narew am Profil II nach Gleichung (3.1) 178

Tabelle 48: Spezifische Flussleistung für die Aue des Narew am Profil II nach Gleichung (3.2) 178

Tabelle 49: Zusammenfassung der innerhalb der Fallstudie Narew ermittelten Zielparameter 179

Tabelle 50: Ermittlung der mittleren Wassertiefe bei MQ ≈ Q_b für die Profile I, II und III aus der Vermessung, Datengrundlage: ELLMANN UND SCHULZE (2001) 180

Tabelle 51: Ermittlung der Wasserspiegelbreite bei MQ ≈ Q_b für die Profile I, II und III aus der Vermessung, Datengrundlage: ELLMANN UND SCHULZE (2001) 180

Tabelle 52: Parameter der Gewässerentwicklungsstrategie innerhalb der Fallstudie für den Narew 181

Tabelle 53: Mittlere Kordnurchmesser für Wisconsin River in Muscoda (89), Black River bei Galsesville (90) und Chippewa River bei Pepin (93), Datengrundlage: WILLIAMS UND ROSGEN (1989) 183

Tabelle 54: Wasserstand, Wasserspiegelbreite und Fließgeschwindigkeit bei MQ für Wisconsin River (89), Black River (90) und Chippewa River (93), Datengrundlage: WILLIAMS UND ROSGEN (1989) und USGS (2018) 184

Tabelle 55: Sohlenschubspannung und kritische Schubspannung bei MQ für Wisconsin River (89), Black River (90) und Chippewa River (93), Datengrundlage: WILLIAMS UND ROSGEN (1989) und USGS (2018) 184

Symbolverzeichnis

Lateinische Symbole

A	[m^2]	Fläche
A_*	[-]	energetische Charakteristik der Extremalmethoden
a_M	[m]	Mäanderamplitude
b_A	[m]	Mindestbreite der Aue
$b_{A,h}$	[m]	hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue
$b_{A,m}$	[m]	morphologisch begründete Mindestbreite der Aue
BHQ	[$m^3 \cdot s^{-1}$]	Bemessungshochwasserabfluss
BHW	[m]	Bemessungshochwasserstand
b_M	[m]	Mäandergürtelbreite
b_{Sp}	[m]	Wasserspiegelbreite
$b_{Sp,b}$	[m]	Wasserspiegelbreite bei bordvollem Abfluss
$b_{Sp,n}$	[m]	Wasserspiegelbreite, bezogen auf den Abfluss n
b_{Sp,n_i}	[m]	Wasserspiegelb. im Abschn. i, bezogen auf d. Abfluss n
C	[$m^{1/2} \cdot s^{-1}$]	Chézy-Widerstandsbeiwert
d_m	[m]	mittlerer Korndurchmesser des Sediments
d_s	[m]	Korndurchmesser des Sediments
d_i	[m]	Siebkorngröße des Sediments (i% sind kleiner)
$f_i\ (i = Q, Q_S)$	[-]	Funktionen der Extremalmethoden
Fr	[-]	Froude-Zahl
g	[$m \cdot s^{-2}$]	Fallbeschleunigung
h	[m]	Wassertiefe
H	[m]	Höhe über einem Bezugshorizont
h_b	[m]	Wassertiefe, bezogen auf den bordvollen Abfluss
h_d	[m]	Dünenhöhe
h_n	[m]	Wassertiefe, bezogen auf den Abfluss n
h_{n_A}	[m]	Wassertiefe in der Aue, bezogen auf den Abfluss n
h_{n_G}	[m]	Wassertiefe im Gerinne, bezogen auf den Abfluss n
h_{n_i}	[m]	Wassertiefe im Abschnitt i, bezogen auf den Abfluss n
h_r	[m]	Riffelhöhe
H_{So}	[m]	Höhe der Gewässersohle über einem Bezugshorizont
H_T	[m]	Höhe des Talbodens über einem Bezugshorizont
H_{T_i}	[m]	Höhe des Talbodens über einem Bezugshorizont im Abschnitt i
HQ_n	[$m^3 \cdot s^{-1}$]	Hochwasserabfluss mit n-jährigem Wiederkehrintervall
HW_n	[m]	Hochwasserstand mit n-jährigem Wiederkehrintervall
I	[$m \cdot m^{-1}$]	Gefälle allgemein
I_E	[$m \cdot m^{-1}$]	hydraulischer Gradient, Energieliniengefälle
I_{E_A}	[$m \cdot m^{-1}$]	hydraulischer Gradient, Energieliniengefälle in der Aue
I_{E_G}	[$m \cdot m^{-1}$]	hydraulischer Gradient, Energieliniengefälle im Gerinne
I_{So}	[$m \cdot m^{-1}$]	Sohlengefälle
I_{So_i}	[$m \cdot m^{-1}$]	Sohlengefälle an einer Station i
I_{Sp}	[$m \cdot m^{-1}$]	Wasserspiegelgefälle
I_{Sp_n}	[$m \cdot m^{-1}$]	Wasserspiegelgefälle, bezogen auf den Abfluss n
I_T	[$m \cdot m^{-1}$]	Talbodengefälle

k_s	[m]	effektive Sohlenrauheit
k_s^d	[m]	Formrauheit von Dünen
k_s^f	[m]	Formrauheit
k_s^g	[m]	Kornrauheit
k_s^r	[m]	Formrauheit von Riffeln
l	[m]	Länge eines betrachteten Abschnittes
l_d	[m]	Dünenlänge
l_F	[m]	Fließlänge des Flusslaufes
$l_{F_{0-1}}$	[m]	Fließlänge des Flusslaufes zwischen Station 0 und 1
l_{F_i}	[m]	Fließlänge eines Teilabschnittes des Flusslaufes
$l_{F_{Pegel}}$	[m]	Fließlänge des Flusslaufes zwischen 2 Pegelstationen
l_r	[m]	Riffellänge
l_T	[m]	Tallänge des Flusslaufes
m_i	[kg]	Massenanteil
n_G	[-]	Gerinnenzahl
n_{G_i}	[-]	Gerinnenzahl eines Teilabschnittes des Flusslaufes
Q	[m³·s^{-1}]	Abfluss
Q_b	[m³·s^{-1}]	bordvoller Abfluss
Q_{eff}	[m³·s^{-1}]	effektiver Abfluss
$Q_i\ (i = 1..n, A, G)$	[m³·s^{-1}]	Teilabfluss am Ort i, in der Aue, im Gerinne
Q_{ideell}	[m³·s^{-1}]	ideeller Abfluss
Q_S	[kg·s^{-1}]	Sedimenttransport
Q_{S_i}	[kg·s^{-1}]	Sedimenttransport am Ort i
Q_n	[m³·s^{-1}]	Abfluss mit Wiederkehrintervall n
Q_{n_i}	[m³·s^{-1}]	Teilabfluss i mit Wiederkehrintervall n
$Q(t)$	[m³·s^{-1}]	Abfluss, Zeitreihe
$Q_{ü_n}\ (n = Q_n)$	[m³·s^{-1}]	überschüssiger Abfluss mit Wiederkehrintervall n
r_M	[m]	Mäanderradius
P	[kg·m²·s^{-3}]	gesamte Flussleistung eines Flussabschnittes
s	[m·m^{-1}]	Windungsgrad des mäandrierenden Flusslaufes
t	[s]	Zeit
v	[m·s^{-1}]	Fließgeschwindigkeit
V	[m³]	Volumen
$\bar{v}$	[m·s^{-1}]	mittlere Fließgeschwindigkeit
v_{*crit}	[m·s^{-1}]	kritische Schubspannungsgeschwindigkeit
V_R	[m³]	Retentionsvolumen
$V_{R_n}\ (n = Q_n)$	[m³]	Retentionsvolumen bei Abfluss mit Wiederkehrintervall n
W	[m]	Wasserstand
W_b	[m]	Wasserstand, bezogen auf den bordvollen Abfluss
W_n	[m]	Wasserstand, bezogen auf den Abfluss n
W_{Pegel}	[m]	Wasserstand, bezogen auf einen Pegel
$W(Q)$	[m]	Wasserstand-Abfluss-Beziehung, $W = f(Q)$
$W(t)$	[m]	Wasserstand, Zeitreihe
x	[m]	Länge in x-Richtung (kartesisches Koordinatensystem)
y	[m]	Länge in y-Richtung (kartesisches Koordinatensystem)
z	[m]	Länge in z-Richtung (kartesisches Koordinatensystem)

Griechische Symbole

$\alpha_{b_{Sp}}$	[-]	dimensionsloser Breitenfaktor
$\alpha_i \left(i = h, b_{Sp}, I_{So}, v, d\right)$	[-]	Exponenten in den Regimeformeln
$\alpha_j \; (j = a, r, \lambda)$	[-]	Exponenten zur Berechnung der Mäandergeometrie
α_{So}	[°]	Winkel der Sohlneigung
α_T	[°]	Winkel der Talneigung
γ_r	[-]	Riffel-Präsenzfaktor
Δ	[-]	Differenz
κ	[-]	von Kàrmàn-Konstante
λ_M	[m]	Mäanderwellenlänge
ν	[m^{-1}]	Gefälleminderungsziffer
ν_w	[$m^2 \cdot s^{-1}$]	kinematische Viskosität von Wasser
$\theta_i \left(i = h, b_{Sp}, I_{So}, v, d\right)$	[-]	Faktoren in den Regimeformeln
$\theta_j \; (j = a, r, \lambda)$	[-]	Faktoren zur Berechnung der Mäandergeometrie
ϱ_s	[$kg \cdot m^{-3}$]	Dichte des Sediments
ϱ_w	[$kg \cdot m^{-3}$]	Dichte von Wasser
τ_0	[$kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}$]	Sohlenschubspannung
τ_{crit}	[$kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}$]	kritische Schubspannung
Ω	[$kg \cdot m \cdot s^{-3}$]	Flussleistung
ω	[$kg \cdot s^{-3}$]	spezifische Flussleistung
ω_A	[$kg \cdot s^{-3}$]	spezifische Flussleistung in der Aue
ω_G	[$kg \cdot s^{-3}$]	spezifische Flussleistung im Gerinne

Abkürzungsverzeichnis

Abkürzung	Bedeutung
ABM	Arbeitsbeschaffungsmaßnahme
ATV-DVWK	Abwassertechnische Vereinigung – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall
BfG	Bundesanstalt für Gewässerkunde
BfN	Bundesamt für Naturschutz
BKG	Bundesamt für Kartographie und Geodäsie
BHQ	Bemessungshochwasserabfluss
BHW	Bemessungshochwasserstand
BLHA	Brandenburgisches Landeshauptarchiv
BMVBW	Bundesministerium für Verkehr, Bauen und Wohnungswesen
BMVBS	Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung
ca.	circa
DBWK	Digitale Bundeswasserstraßenkarte
DGM	Digitales Geländemodell
DDR	Deutsche Demokratische Republik
DGM i	Digitales Geländemodell mit einem Rasterabstand von i Metern
DGM-W	Digitales Geländemodell, einschließlich Gewässerbett
DIN	Deutsches Institut für Normung
DVWK	Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.
EG	Europäische Gemeinschaft
et al.	et alii
EU	Europäische Union
e.V.	eingetragener Verein
FGG	Flussgebietsgemeinschaft
FH	Fachhochschule
FLYS	Flusshydrologische Software
GbR	Gesellschaft bürgerlichen Rechts
ggf.	gegebenenfalls
GmbH	Gesellschaft mit beschränkter Haftung
HQ	Hochwasserabfluss (höchster Abfluss im Betrachtungszeitraum)
Hrsg.	Herausgeber
HRB	Hochwasserrückhaltebecken
HW	Hochwasserstand (höchster Wasserstand im Betrachtungszeitraum)
i.d.R.	in der Regel
IMGW PIB	Institut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy
LAWA	Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser
MHQ	mittlerer Hochwasserabfluss (arithmetisches Mittel der Zeitreihe)
MHW	mittlerer Hochwasserstand (arithmetisches Mittel der Zeitreihe)
MNQ	mittlerer Niedrigwasserabfluss (arithmetisches Mittel der Zeitreihe)
MNW	mittlerer Niedrigwasserstand (arithmetisches Mittel der Zeitreihe)
MQ	mittlerer Abfluss (arithmetisches Mittel der Zeitreihe)
m ü. NHN	Meter über Normalnullhöhe (Deutsches Haupthöhennetz 1992)
m ü. NN	Meter über Normal Null

MUNR	Ministerium für Umwelt, Naturschutz und Raumordnung (des Landes Brandenburg)
MW	mittlerer Wasserstand (arithmetisches Mittel der Zeitreihe)
NABU	Naturschutzbund Deutschland e.V.
NQ	Niedrigwasserabfluss (niedrigster Abfluss im Betrachtungszeitraum)
Nr.	Nummer
NW	Niedrigwasserstand (niedrigster Wasserstand im Betrachtungszeitraum)
NW-Reg.	Niedrigwasser-Regulierung
OP	Oberpegel
PIK	Potsdam-Institut für Klimafolgenforschung
PNP	Pegelnullpunkt
POS	Polytechnische Oberschule
Rep.	Reproduktion
SoMW	mittlerer Wasserstand im hydrologischen Sommerhalbjahr
Strkm	Stromkilometer
TK i	Topografische Karte im Maßstab 1: i-tausend
UHW	Untere Havelwasserstraße
UP	Unterpegel
U.S.	United States
USA	United States of America, Vereinigte Staaten von Amerika
USGS	United States Geological Survey
VEB	Volkseigener Betrieb
vol.	volume
WiMW	mittlerer Wasserstand im hydrologischen Winterhalbjahr
WMS	Web Map Service
WRRL	Richtlinie 2000/60/EG (Wasserrahmenrichtlinie)
WSA	Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt
WSV	Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes
WWF	World Wide Fund For Nature
z.B.	zum Beispiel
z.T.	zum Teil

Kurzfassung

Bei der Beurteilung der Zielerreichung der Richtlinie 2000/60/EG (Wasserrahmenrichtlinie) werden in Deutschland vorrangig biologische, chemische und chemisch-physikalische Qualitätskomponenten genutzt. Hydromorphologische Qualitätskomponenten zieht man lediglich „unterstützend“ hinzu. Dies kann, insbesondere bei den großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes, zu Widersprüchen und fehlerhaften Bewertungen führen, wie am Beispiel der Unteren Havel und der Mittleren Elbe nachvollzogen werden kann. Außerdem wird dringender Handlungsbedarf nicht erkannt und Gewässerentwicklungskonzepte enthalten in der Folge ggf. wesentliche Entwicklungsziele und Maßnahmen nicht. Der Betrachtung der Gerinne- und Auengeometrie, aber auch der Anpassungsfähigkeit des Gewässers, muss deshalb künftig eine größere Bedeutung bei der Leitbildfindung zukommen, insbesondere an großen Sandflüssen.

In dieser Arbeit wird ein Ziel- und Bewertungssystem zur Schaffung nachhaltiger naturnaher Strukturen in großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes entwickelt. Dazu werden bezüglich der hydromorphologischen Qualitätskomponente „Morphologie“ der Wasserrahmenrichtlinie ergänzende Zielgrößen für die Gerinnegeometrie und die Anpassungsfähigkeit des Gewässerbettes definiert. Im Ergebnis ist eine allgemeine Strategie zur nachhaltigen naturnahen Gewässerentwicklung entstanden.

Es konnten Ansätze gefunden werden, die eine Lücke im Bereich der konzeptionellen Vorbereitung nachhaltiger Gewässerentwicklungen schließen. Damit wird nicht nur ein Beitrag zum weiteren Systemverständnis geleistet, sondern mit dem beinhalteten Ziel- und Bewertungssystem zur Ableitung einer Entwicklungsstrategie werden auch die Grundlagen für die Ermittlung von Defiziten und geeigneten Entwicklungsmaßnahmen geschaffen. Zentraler Ansatz ist dabei die Erreichung eines möglichst sich selbst erhaltenden hydromorphologischen Gleichgewichtszustandes des Gewässersystems, auf der Basis eines ausgeglichenen Sedimenthaushaltes, auch unter den Bedingungen sich ständig ändernder Abflüsse und Sedimentfrachten. Wesentliche Zustandsgrößen sind die Wasserstand-Abfluss-Beziehung, der zeitlich und räumlich gemittelte Bewegungsbeginn der Gewässersohle sowie die laterale Verlagerungsfähigkeit des Gewässerbettes.

Im Rahmen von drei Fallstudien wurden das aufgestellte Zielsystem und darauf aufbauende Entwicklungsstrategien auf Abschnitte der Unteren Havel, der Mittleren Elbe und des Narew exemplarisch angewendet und in einer weiteren Fallstudie bezüglich der Querschnittsgeometrie für Flüsse Nordamerikas plausibilisiert. Dort, wo auf historische Daten des weitgehend unverbauten Zustandes zurückgegriffen werden konnte, war auch eine Plausibilisierung oder Verifikation der Zielgrößen möglich. Innerhalb der Fallstudien für Havel und Elbe und Narew konnte darüber hinaus geschlussfolgert werden, dass sich die untersuchten Flussabschnitte vor ihrem Ausbau offensichtlich in einem Gleichgewichtszustand befanden. Die daraus abgeleiteten Entwicklungsmaßnahmen spiegeln diesen Umstand wider. Außerdem wurden in der Fallstudie Untere Havel geplante Maßnahmen des laufenden Renaturierungsprojektes „Untere Havelniederung“ diskutiert. Dabei ist deutlich geworden, dass das Projekt in die richtige Richtung weist, die bisher geplanten Maßnahmen aber nicht ausreichen.

Abstract

In Germany, biological, chemical and chemical-physical quality components are primarily used to assess the achievement of the objectives of Directive 2000/60/EC (Water Framework Directive). Hydromorphological quality components are only "supportive". This can lead to inconsistencies and erroneous assessments, especially in the case of the large sandy rivers of the North German Lowlands, as can be seen in the example of the Lower Havel and the Middle Elbe. Furthermore, urgent need for action is not recognised and watercourse development concepts may not contain essential development goals and measures. The consideration of the channel and floodplain geometry, but also the adaptability of the water body, must therefore be given greater importance in the future when developing a vision statement, especially for large sandy rivers.

In this work, a target and evaluation system is developed for the creation of sustainable near-natural structures in large sandy rivers of the North German Lowlands. For this purpose, additional targets for the channel geometry and the adaptability of the watercourse were defined regarding the hydromorphological quality component "morphology" of the Water Framework Directive. The result is a general strategy for sustainable, semi-natural watercourse development.

Approaches could be found that close a gap in the conceptual preparation of sustainable watercourse development. This not only contributes to a further understanding of the system, but also provides the basis for identifying deficits and suitable development measures by means of the methodology for deriving a development strategy. The central approach is the achievement of a hydro-morphological equilibrium of the water system that is as self-sustaining as possible based on a balanced sediment balance, also under the conditions of constantly changing runoff and sediment loads. The main factors are the water level drain relationship, the temporally and spatially averaged start of movement of the river bed and the lateral displacement capability of the watercourse.

Within the scope of three case studies, the established target system and development strategies based on it could be applied to sections of the Lower Havel, the Middle Elbe and the Narew and plausible in another case study for rivers of North America regarding cross-sectional geometry. Where it was possible to access historical data of the largely unobstructed condition, a plausibility or verification of the target sizes was possible. In the case studies for Havel, Elbe and Narew, it was also possible to conclude that the examined river sections were obviously in a state of equilibrium before they were built. The resulting development measures reflect this fact. Furthermore, in the case study Lower Havel, planned measures of the current renaturation project "Lower Havel Lowlands" were discussed. It became clear that the project is pointing in the right direction, but that the measures planned so far are not sufficient.

1 Einleitung

1.1 Problembeschreibung

Bei der Umsetzung der WRRL der EU (Richtlinie 2000/60/EG) richtet man sich in Deutschland gemäß LAWA (2012) bezüglich der Zielerreichung nach biologischen, hydromorphologischen, chemischen und allgemeinen chemisch-physikalischen Qualitätskomponenten. Den hydromorphologischen Qualitätskomponenten fällt dabei nur die Rolle einer „unterstützenden Komponente“ zu. Für die Gewässerkategorie „Flüsse“ fasst Tabelle 1 eine Auswahl zusammen.

Tabelle 1: Ausgewählte hydromorphologische Qualitätskomponenten der Gewässerkategorie Flüsse nach LAWA (2012)

Qualitätskomponente	Zielparameter
Wasserhaushalt	Abfluss und Abflussdynamik
	Verbindung zu Grundwasserkörpern
Durchgängigkeit	
Morphologie	Tiefen- und Breitenvarianz
	Struktur und Substrat des Bodens
	Struktur der Uferzone

Das Ergebnis der Bestandsaufnahme des ökologischen Zustandes oder des ökologischen Potenzials nach UMWELTBUNDESAMT (2016) für den Bereich des norddeutschen Tieflandes kann Abbildung 1 entnommen werden.

Es wird zwar deutlich, dass sich die Fließgewässerkörper der großen sandgeprägten Tieflandflüsse Elbe, Oder, Weser, Havel, Ems und Aller größtenteils in einem unbefriedigenden bis schlechten ökologischen Zustand befinden. Es ist aber auch zu erkennen, dass z.B. die Elbe dort, wo die Probleme der ausbaubedingten Sohlenerosion signifikant sind (siehe Kapitel 2.4.2 und Abbildung 12), die gleiche Einstufung erhält, wie in Abschnitten ohne Sohlenerosion. Dies scheint eigentlich ein Widerspruch zu sein, denn die ökologischen Folgen der Sohlenerosion sind erheblich. Erklärt werden kann dieser Umstand aber damit, dass es in Deutschland bezüglich der Umsetzung der WRRL der EU (Richtlinie 2000/60/EG) bisher keine Zielparameter innerhalb der Qualitätskomponente „Morphologie“ gibt, welche die gewässermorphologisch negativen Folgen von ausbaubedingter Sohlenerosion für die Gewässer und ihre Auen hinreichend berücksichtigen.

Sohlenerosion in Flüssen ist vor allen Dingen ein energetisches Problem. Die von LANE (1955) entwickelte Proportionalitätsbeziehung (1.1) verdeutlicht dies folgendermaßen:

$$Q_S \cdot d_S \sim Q \cdot I \tag{1.1}$$

Dabei ist Q_S der Sedimenttransport, d_S die Sedimentkorngröße, Q der Abfluss und I das Gefälle des Flusses *(slope of the stream)*. Die Variablen auf der linken Seite der Beziehung stehen für die durch Sedimenttransport verrichtete Arbeit, die auf der rechten Seite beschreiben das Energiedargebot. LANE (1955) drückt mit dieser Beziehung aus,

dass Veränderungen einer Seite nicht ohne Konsequenzen für die andere Seite bleiben können.

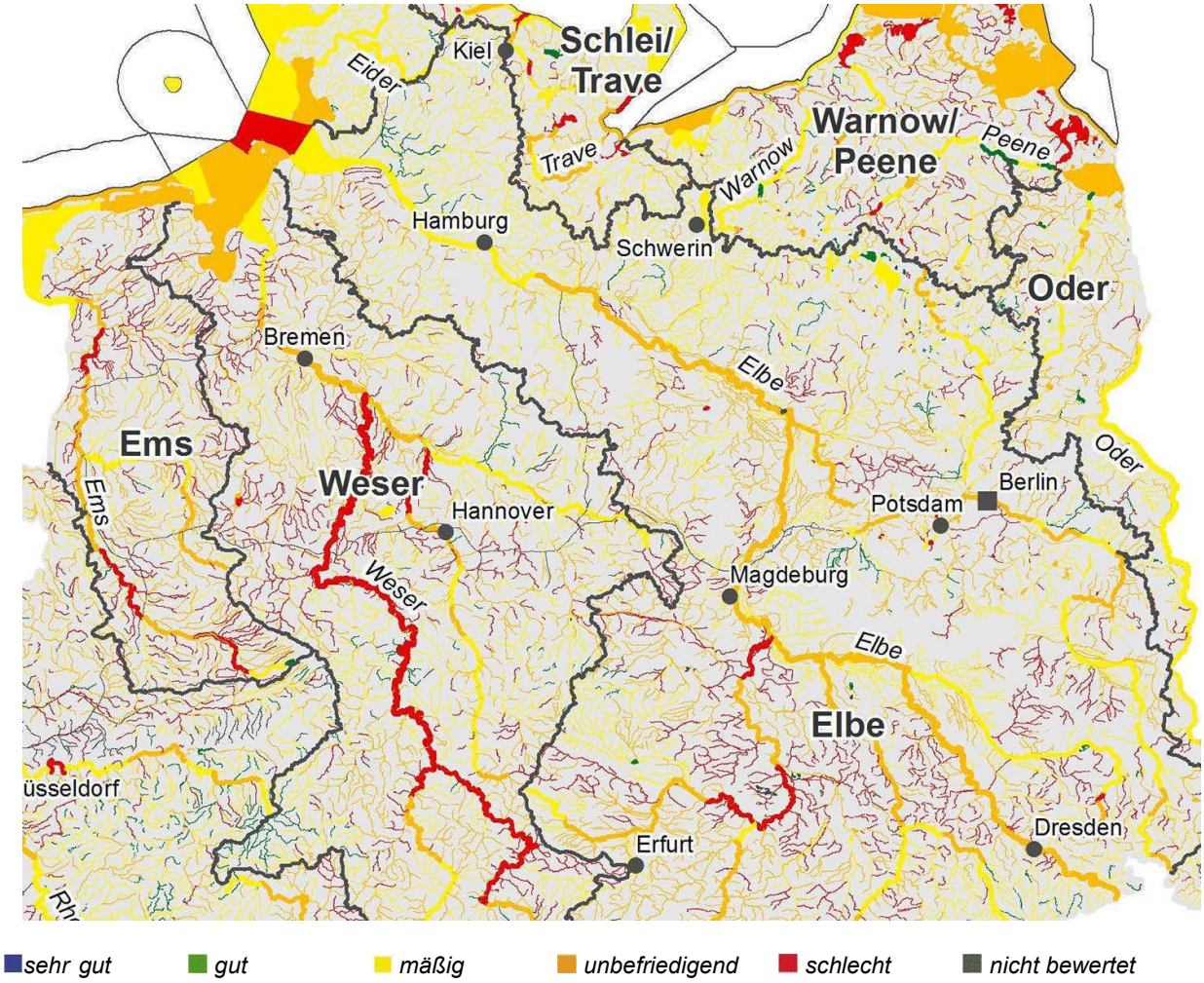


Abbildung 1: Ökologischer Zustand / ökologisches Potenzial der Fließgewässerkörper in Norddeutschland (Stand 2016) [Quelle: UMWELTBUNDESAMT (2016), Ausschnitt]

Die anthropogene Reduktion des Sedimentdargebots in einem Flussabschnitt führt z.B. dazu, dass mehr Energie zur Verfügung steht, als für die Transportarbeit benötigt wird. In einem sandigen Flussbett führt dies zu verstärkter Erosion und Ablagerung der Sedimente stromab, wodurch sich wiederum das Fließgefälle und damit die zur Verfügung stehende Energie verringert.

Wichtige abhängige Eingangsgrößen der Beziehung sind das Gefälle, der Sedimenttransport und der Abfluss. Diese lassen sich insbesondere über die Gerinne- und Auengeometrie sowie über die Möglichkeit der Sedimentaufnahme oder -ablagerung beeinflussen.

Einer Eingangsgröße, dem Abfluss, kommt dabei noch eine weitere fundamentale Bedeutung zu: Je eher es zur Ausuferung kommt und je stärker die Gesamtabflussmenge auf verschiedene Gerinne, Flutrinnen und die Aue aufgeteilt wird, desto mehr Anteile der zur Verfügung stehenden Energie werden in Reibungsarbeit umgewandelt und stehen für den Sedimenttransport nicht mehr zur Verfügung. Darüber hinaus vermindern sich die Fließgeschwindigkeiten im Gerinne, aber auch in der Aue, sofern letztere breit genug ist und es kommt insgesamt zu einem milden Strömungsklima, so wie es KOENZEN (2005)

im Leitbild für die sandgeprägten Tiefland-Auentypen mit Winterhochwasser beschreibt (siehe Tabelle 4).

Der Betrachtung der Gerinne- und Auengeometrie, insbesondere der Fließquerschnitte, kommt demnach eine große Bedeutung bei der Leitbildfindung zu. Hier gab es in der Vergangenheit bereits Ansätze, deren in der Praxis gebräuchlichste Verfahren in der Regel auf den empirisch-statistischen Formeln der Regime-Theorie basieren (siehe dazu Kapitel 2.5.2 und Kapitel 2.5.3).

Die analytische Herleitung von Zielparametern für die Gerinnegeometrie, unter Berücksichtigung der Aue, ist in Deutschland bezüglich der Qualitätskomponente „Morphologie“ bei der Leitbildfindung für große Flüsse allgemein und bezüglich der sandgeprägten großen Tieflandflüsse speziell, bisher wenig untersucht worden. Der Versuch in BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) etwa, mithilfe von Ansätzen der Regime-Theorie historische morphologische Gewässerzustände der Elbe nachzurechnen, war mindestens hinsichtlich der empirisch-statistischen Ansätze wenig erfolgreich. Auch der Versuch einer analytischen Herleitung konnte bei BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) keine durchgehend zufriedenstellenden Ergebnisse bringen. Es besteht diesbezüglich Forschungsbedarf.

Aus der Proportionalitätsbeziehung (1.1) kann außerdem abgeleitet werden, dass fluviale Systeme auf Änderungen des Abflussverhaltens und des Sedimenttransports mit Anpassungsprozessen reagieren. Ist die Anpassungsfähigkeit zwar in der Höhenlage der Gewässersohle, nicht aber in der Breite des Gewässerbettes gegeben, etwa aufgrund von Strombettfixierungen, dann kommt es bei einer Verminderung des verfügbaren Sediments zur Sohlenerosion. Damit steht, neben der Frage nach Zielparametern für die Geometrie von Gerinne und Aue, gleichzeitig auch die nach Zielparametern für die "Anpassungsfähigkeit des Gerinnes“, denn nur bei entsprechenden Freiheitsgraden des Gewässerbettes kann sich eine leitbildgerechte Gerinnegeometrie einstellen oder diese kann sich bei Veränderungen der Randbedingungen (natürliche und anthropogene) auf natürliche Weise anpassen. Auch diesbezüglich besteht Forschungsbedarf.

Die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes sind durch ein geringes Gefälle und sandige bis feinsandige Sohlsubstrate gekennzeichnet. Sie reagieren besonders schnell auf Änderungen von Sedimenttransport, Abfluss und Sohlengefälle. Für die Erreichung eines guten Zustandes gemäß WRRL der EU (Richtlinie 2000/60/EG) hat die Aufstellung von Qualitätskomponenten bezüglich der Gerinnegeometrie und der Anpassungsfähigkeit des Gerinnes deshalb eine große Bedeutung.

Bei der konzeptionellen Vorbereitung nachhaltiger Gewässerentwicklungen bestehen in diesem Bereich Defizite, insbesondere hinsichtlich der Entwicklungsziele für die Querschnittsgeometrie, die erforderlichen Entwicklungskorridore und die Mindestbreite der Aue, weil bei den aktuell in Anwendung befindlichen Verfahren nur eine grobe Abschätzung der Situation möglich ist. Dies kann sogar zu Fehleinschätzungen führen.

1.2 Zielsetzung

Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung von ergänzenden Zielparametern bezüglich der hydromorphologischen Qualitätskomponente „Morphologie“ der WRRL der EU (Richtlinie 2000/60/EG), insbesondere für die Gerinnegeometrie, unter Berücksichtigung der Auen

und der Anpassungsfähigkeit des Gewässers. Dazu werden folgende Fragestellungen adressiert:

Gerinnegeometrie, unter Berücksichtigung der Aue

- Welche Zielparameter müssen bezüglich des Energiehaushaltes für ein fluviales System im Gleichgewichtszustand aufgestellt werden?
- Welche hydrologischen Zustandsgrößen für das Gerinne und die Aue sind zu berücksichtigen?
- Welche Querschnittsgeometrie für das Gerinne und welche Zielgrößen für die Aue leiten sich aus den energetischen und hydrologischen Zielparametern ab?
- Welche Linienführung ist für das Gerinne anzustreben und welche Konsequenzen ergeben sich daraus?

Anpassungsfähigkeit des Gerinnes

- Welche Anpassungsprozesse sind mit welcher Zielstellung zu ermöglichen oder zu fördern?
- Welche Konsequenzen ergeben sich aus dem Anpassungsbedarf?

Außerdem sollen im Rahmen dieser Arbeit geeignete Strategien zur Erreichung der oben genannten Zielparameter abgeleitet werden. Dieser Punkt bezieht sich auf die folgenden Fragestellungen:

Gewässerentwicklung

- Welche Strategien sind geeignet, die Querschnittsgeometrie von Gerinne und Aue kontrolliert in einen morphodynamischen Gleichgewichtszustand zu überführen, der die definierten Zielparameter erfüllt?
- Welche Strategien sind geeignet, die Linienführung des Gerinnes anzupassen?
- Wie können die erforderlichen Anpassungsprozesse ermöglicht werden?

Einschränkend ist festzustellen, dass innerhalb dieser Arbeit nur die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes betrachtet werden. Wie in Kapitel 1.1 bereits dargestellt, ist die behandelte Thematik für diese Flüsse von großer Relevanz. Die diesbezüglich zu entwickelnden Methoden sind auch nicht einfach auf andere Flusstypen übertragbar, insbesondere dann nicht, wenn Ansätze verwendet werden, deren Geltungsbereich sich auf gefällearme alluviale Flüsse beschränkt.

Das Fehlen von natürlichen Referenzgewässern und historischen Vergleichsdaten des unverbauten Zustandes der großen Sandflüsse des norddeutschen Tieflandes ist bei der Aufstellung von Entwicklungskonzepten eher unproblematisch, da hierbei kein historischer Zustand gesucht, sondern stattdessen ein mit den vorhandenen Rahmenbedingungen vereinbarer neuer Gleichgewichtszustand angestrebt werden muss, der sich aufgrund möglicher Anpassungsprozesse künftig auch ohne regelmäßige Unterhaltung selbst erhalten kann.

1.3 Gliederung der Arbeit

Diese Arbeit besteht aus 6 Kapiteln.

Kapitel 2 widmet sich den theoretischen Grundlagen. Zunächst werden Begriffe bestimmt und es erfolgt eine typologische Einordnung der großen Sandflüsse des norddeutschen Tieflandes. Es folgen theoretische Grundlagen und gebräuchliche Modelle. Am Ende des Kapitels werden relevante Eingangsgrößen erläutert.

Kapitel 3 enthält das Zielsystem. Es werden die Zielparameter für Energiehaushalt, Hydrologie, Geometrie und erforderliche Anpassungsprozesse hergeleitet und definiert. Außerdem werden Grenzen der Anwendbarkeit diskutiert.

Kapitel 4 befasst sich schließlich mit der Ableitung von Strategien für die Zielerreichung. Dabei werden, unter Berücksichtigung von Defiziten und Restriktionen, insbesondere Strategien zur Entwicklung des Fließquerschnitts, Änderung der Linienführung und Förderung von Anpassungsprozessen beschrieben und diskutiert.

Kapitel 5 konzentriert sich auf eine Überprüfung der Anwendbarkeit des hergeleiteten Systems, insbesondere anhand ausgewählter Fallstudien.

Kapitel 6 enthält eine Zusammenfassung der wichtigsten Schlussfolgerung sowie einen Ausblick auf den weiteren Forschungsbedarf.

2 Theoretische Grundlagen

2.1 Der Prozess der Flussbettbildung

Unter einem System versteht man nach BEITZ UND KÜTTNER (1990) ein materielles Gebilde, dessen Eigenschaften man untersuchen möchte. Es wird durch die Systemgrenze von der Umgebung abgetrennt, die sich während des zu untersuchenden Vorganges verschieben darf. Ein System ist offen, wenn seine Grenzen für Material, Energie und Informationen durchlässig sind. Es wird durch physikalische Größen charakterisiert, die man messen kann und der Zustand des Systems wird dadurch bestimmt, dass alle diese physikalischen Größen, die Zustandsgrößen, feste Werte annehmen. Den Übergang des Systems von einem Zustand in einen anderen nennt man Zustandsänderung. Diese kommt durch Wechselwirkungen mit der Umgebung des Systems zustande. Um eine Zustandsänderung zu beschreiben, genügt es, den zeitlichen Verlauf der Zustandsgrößen anzugeben. Die Beschreibung eines Prozesses erfordert darüber hinaus Angaben über Größe und Art der Wechselwirkungen mit der Umgebung. Der Prozess ist demnach eine durch äußere Einwirkungen hervorgerufene Zustandsänderung.

Flüsse können nach MANGELSDORF UND SCHEURMANN (1980) und MANGELSDORF UND SCHEURMANN ET AL. (1990) als offene Systeme verstanden werden, deren Zu- und Abflüsse als Energie- und Materialeintrag oder -austrag bestehen. Sie leisten Abtrags- und Transportarbeit und tragen dabei nach KERN (1995) wesentlich zur Verformung der Erdoberfläche bei.

Die bei der Bett- und Auenbildung wirkenden Prozesse sieht KNIGHTON (1998) von so genannten unabhängigen Zustandsgrößen des Talbeckens sowie des Gerinnes beeinflusst, die wiederum eine davon abhängige Gerinne- und Abflussgeometrie hervorbringen (Abbildung 3). Nach der Definition von Systemen können die unabhängigen Zustandsgrößen des Talbeckens als Systemumgebung und die unabhängigen Zustandsgrößen des Gerinnes als Wechselwirkung mit der Umgebung, oder als Systemeingangsgrößen, verstanden werden. Die Elemente der abhängigen Gerinnegeometrie stehen bei dieser Darstellung für die Zustandsgrößen des fluvialen Systems und die Verbindungslinien in Abbildung 3 zeigen Wechselbeziehungen auf.

Bei MANGELSDORF UND SCHEURMANN (1980) und MANGELSDORF UND SCHEURMANN ET AL. (1990) werden die vier unabhängigen Systemeingangsgrößen des Talbeckens als naturräumliche Voraussetzungen bezeichnet: Tektonik (Bewegung der Erdkruste), Gestein (einschließlich der Böden), Klima und Vegetation. Diese führen innerhalb des fluvialen Systems zu Transportvorgängen: Feststoffe und Abfluss. Im Ergebnis des Zusammenwirkens der Systemelemente erfolgt die Entwicklung der Gerinnegeometrie: Längsschnitt, Grundriss und Querschnitt. Das in Abbildung 2 dargestellte einfache Flussdiagramm aus MANGELSDORF UND SCHEURMANN ET AL. (1990) verdeutlicht noch einmal den Zusammenhang. Ein ähnliches Schema kann z.B. bei KERN (1995) gefunden werden.

Verschiedene Autoren haben sich eingehend mit den Zustandsgrößen fluvialer Systeme, als Beitrag zum Prozessverständnis, befasst. So stellt etwa RICHARDS (1982) die Komponenten der Transportvorgänge sowie deren Einfluss auf die Gerinnegeometrie

wesentlich detaillierter dar, als MANGELSDORF UND SCHEURMANN ET AL. (1990) oder KERN (1995).

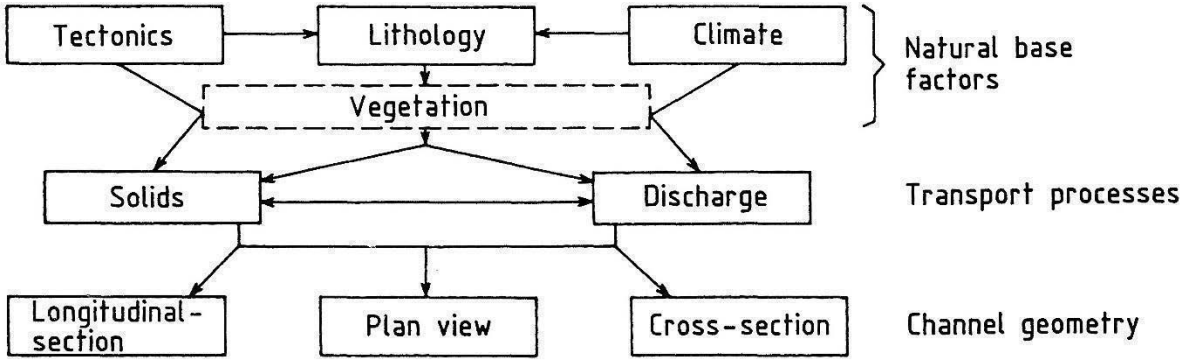


Abbildung 2: System der Bettbildung von Flüssen aus MANGELSDORF UND SCHEURMANN ET AL. (1990), abgebildet mit Genehmigung des © Springer Verlages

Durch Erweiterung des Schemas aus Abbildung 2 um die Ansätze von RICHARDS (1982), kommt man zu einer komplexeren Darstellung des fluvialen Systems, wie man sie bei KNIGHTON (1998) findet (Abbildung 3).

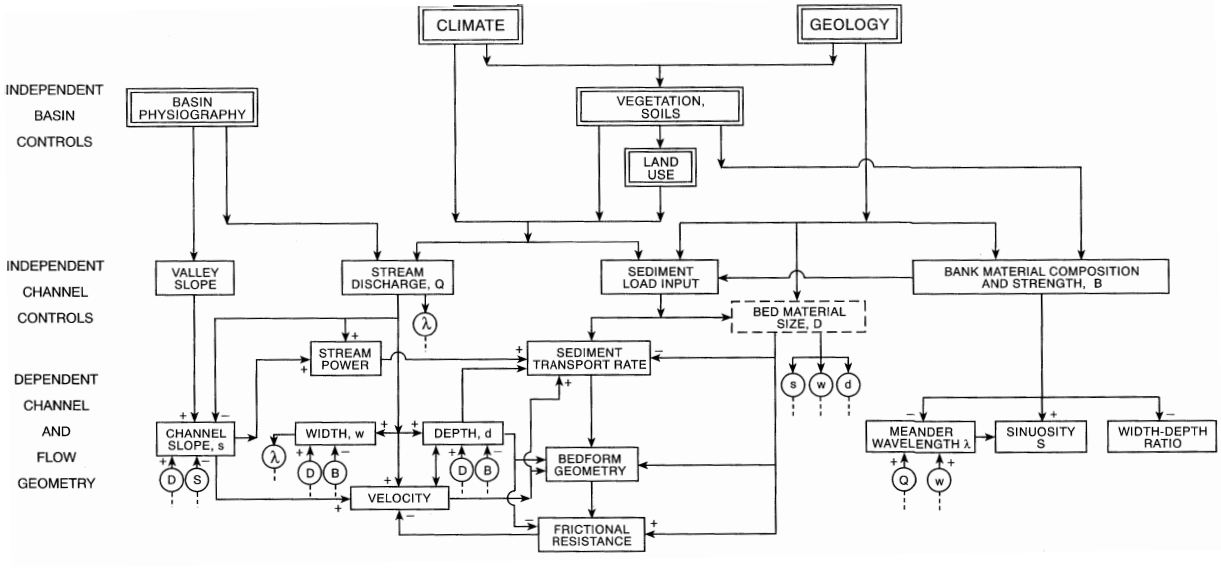


Abbildung 3: Zusammenhänge innerhalb des fluvialen Systems aus KNIGHTON (1998), Seite 2, Abbildung 1.1, Ausschnitt. (+) steht für verstärkende und (-) für dämpfende Wirkung. Pfeile kennzeichnen die Richtung des Einflusses.

In Abbildung 3 wird deutlich, dass KNIGHTON (1998) die unabhängigen Zustandsgrößen des Talbeckens (Topographie, Klima, Geologie und Vegetation) um die Landnutzung ergänzt hat. Auch die unabhängigen Zustandsgrößen des Gerinnes (Abfluss und Feststoffe) wurden um das Talbodengefälle erweitert. Bei den Feststoffen werden Ufer- und Sohlsubstrat unterschieden, außerdem wird die Menge des zur Verfügung stehenden Sediments berücksichtigt. Betrachtet man nun die abhängigen Zustandsgrößen, so sind hier die Flussleistung, das Produkt aus Abfluss, Sohlengefälle, Dichte des Wassers und der Gravitationskonstante (siehe Kapitel 2.6.3), als Ausdruck der zur Verfügung stehenden Energie und die Sedimenttransportrate zu nennen. Beeinflusst wird der Sedimenttransport außerdem von den Zustandsgrößen des Fließquerschnittes (Breite

und Tiefe) und von der Bettform. Reibungswiderstand und Fließgeschwindigkeit sind ebenfalls maßgeblich von den Geometriegrößen abhängig. Hinzu kommen auf der rechten Seite des Flussdiagramms die Zustandsgrößen, welche den Verlauf des Gewässerbettes charakterisieren (Mäanderwellenlänge, Windungsgrad und Breiten-Tiefen-Verhältnis).

Damit zeigt Abbildung 3 aus KNIGHTON (1998) wesentliche Zustandsgrößen für die Gerinnegeometrie, unter Berücksichtigung der Aue, im Sinne der Zielstellung dieser Arbeit. Eine Zusammenfassung erfolgt in Tabelle 2.

Tabelle 2: Wesentliche Zustandsgrößen der Gerinnegeometrie, unter Berücksichtigung der Aue, nach KNIGHTON (1998)

Systemelement	Zustandsgröße
Energiehaushalt	Flussleistung
Querschnittsgeometrie	Breite
	Tiefe
Linienführung	Sohlengefälle
	Mäanderwellenlänge
	Windungsgrad
Hydrologie	Breiten-Tiefen-Verhältnis

Die Darstellung der komplexen Zusammenhänge innerhalb fluvialer Systeme bei KNIGHTON (1998) enthält als Zustandsgröße des Talraumes die Landnutzung, welche auch den Einfluss flussbaulicher Maßnahmen berücksichtigen soll. Hier sind allerdings vorrangig Maßnahmen gemeint, welche den Abfluss und den Sedimenthaushalt des Einzugsgebietes beeinflussen. Stromregelungsmaßnahmen, die zu einer weitgehenden Fixierung des Strombettes führen und die Gewässernutzung durch Schifffahrt, wie sie in den großen Sandflüssen des norddeutschen Tieflandes üblich sind, können die in Abbildung 3 dargestellten Anpassungsprozesse des fluvialen Systems erheblich beeinflussen, wie diese Arbeit zeigen wird, weshalb diese Einflussfaktoren im Flussdiagramm eigentlich nicht unberücksichtigt bleiben dürften. Es muss deshalb einschränkend festgestellt werden, dass Abbildung 3 nur mittelbare anthropogene Einflüsse auf die Gerinne- und Laufgeometrie berücksichtigt. Außerdem ist zu hinterfragen, ob die Landnutzung tatsächlich eine unabhängige Zustandsgröße ist. Die WRRL der EU (Richtlinie 2000/60/EG) verfolgt diesbezüglich z.B. das Ziel, negative Einflüsse der Landnutzung auf das Oberflächen- und Grundwasser zu vermindern.

Für das Systemverständnis innerhalb dieser Arbeit sind die in Abbildung 3 nach KNIGHTON (1998) dargestellten Zusammenhänge dennoch hinreichend.

2.2 Zeitliche und räumliche Skalen

Geomorphologische Prozesse vollziehen sich innerhalb dynamischer Systeme. Sie sind in einem Raum-Zeit-Bezug zu sehen. Die Betrachtungen im Rahmen dieser Arbeit sind damit ebenfalls einem solchen zuzuordnen.

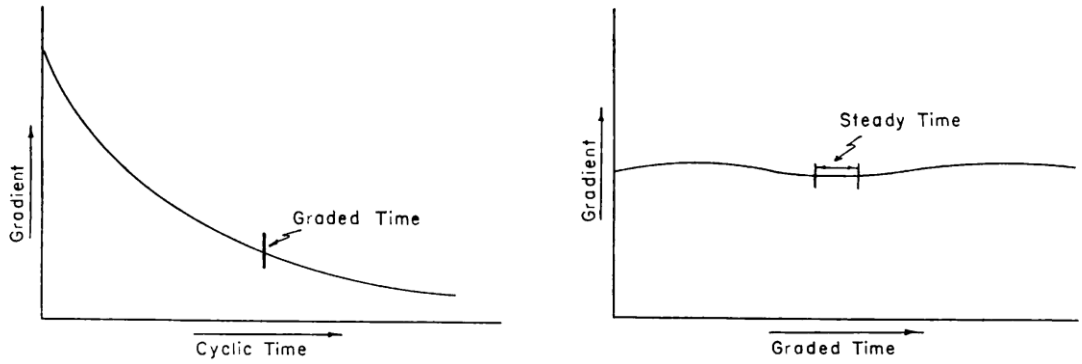


Abbildung 4: Zeitspannen nach SCHUMM UND LICHTY (1965), abgebildet mit Genehmigung des American Journal of Science. Gradient (Sohlengefälle des Flusses) wurde beispielhaft als abhängige Zustandsgröße verwendet.

SCHUMM UND LICHTY (1965) haben sich mit diesem Problem als erste grundsätzlich auseinandergesetzt und dabei für geomorphologische Veränderungen allgemein und speziell für Flusseinzugsgebiete drei Zeitmaßstäbe definiert (Abbildung 4):

cyclic / geologic time span: Unter der geologischen Zeitspanne wird im Rahmen fluvialer Systeme der Zeitraum eines vollständigen Erosionszyklus verstanden, von der Entstehung eines Gebirges, bis hin zu seinem Abtrag. Bezüglich der Flussmorphologie gelten die Eingangsgrößen Geologie und Klima in diesem Zeitraum als unabhängig, Vegetation, Relief, langfristiger Wasser- und Sedimenttransport sowie die Talraumgestalt sind abhängige Zustandsgrößen. Für die cyclic time span, in welcher Gebirge gebildet und durch Erosion wieder abgetragen werden, sehen SCHUMM UND LICHTY (1965) Jahrmillionen, die *geologic time span* im Bereich der Flussmorphologie dagegen wird mit 5.000 bis 10.000 Jahren angegeben.

graded / modern time span: Die Neuzeit umfasst die Phase eines Zustandes mit dynamischem Gleichgewicht innerhalb der cyclic / geologic time span. Geologie, Klima, Vegetation, Relief, langfristiger Wasser- und Sedimenttransport, Talraumgestalt sowie bestimmender Abfluss und Sedimenttransport gelten als unabhängige Zustandsgrößen, die Bettmorphologie ist als einzige Zustandsgröße abhängig. Als *modern time span* bezeichnen SCHUMM UND LICHTY (1965) die letzten 1.000 Jahre.

steady / present time span: Der Zeitraum der *steady / present time span* kennzeichnet wiederum innerhalb der *graded / modern time span* einen Zeitabschnitt ohne oder mit sehr geringen Änderungen des Durchflusses und des Sedimenttransports. Geologie, Klima, Vegetation, Relief, langfristiger Wasser- und Sedimenttransport, Talraumgestalt, bestimmender Abfluss und Sedimenttransport sowie die Bettmorphologie sind oder werden zu unabhängigen Zustandsgrößen. Der reale Verlauf von Durchfluss, Sedimenttransport und Abflusscharakteristik werden zu abhängigen Zustandsgrößen. Die *present time span* umfasst nach SCHUMM UND LICHTY (1965) den Zeitraum von 1 Jahr oder weniger.

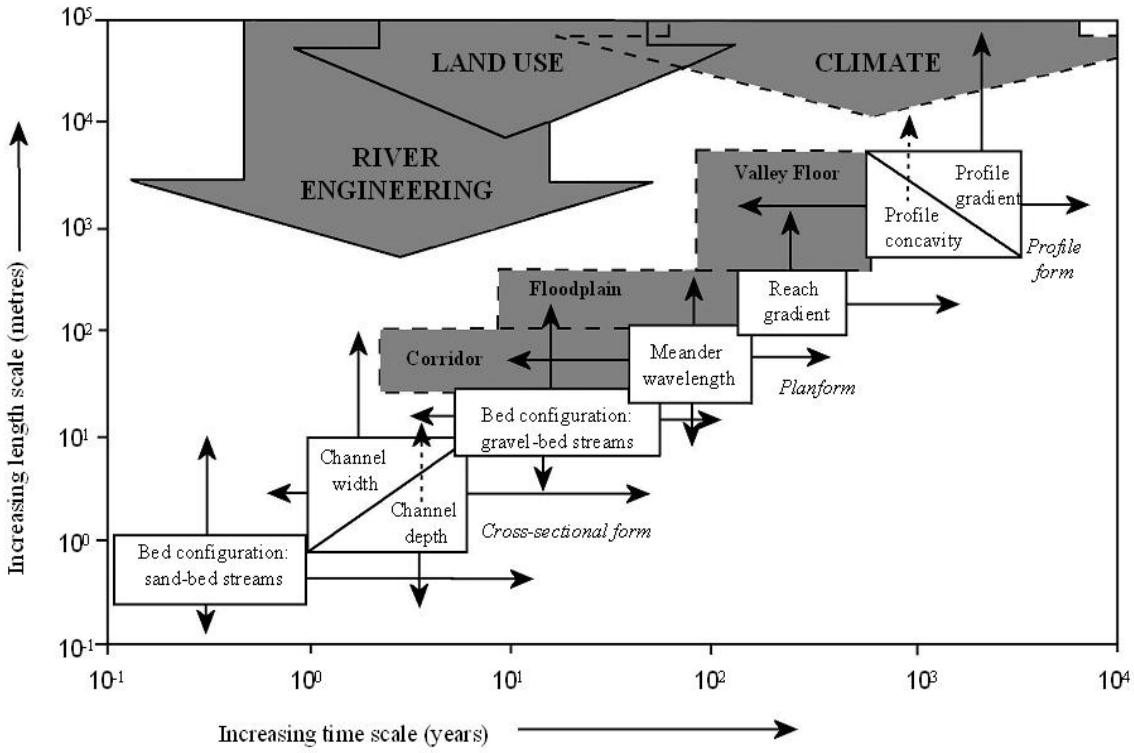


Abbildung 5: Zeit- und Raumskalen bei der Bildung von britischen Flusslandschaften nach NEWSON UND SEAR (1993) aus SEAR UND NEWSON ET AL. (2003), abgebildet mit freundlicher Genehmigung der Autoren

In einer weiteren Arbeit zeigt SCHUMM (1991) die Veränderung der Bedeutung von geologischen Ereignissen in der Zeit. Dabei ordnet er verschiedenen flussmorphologischen Prozessen eine Ereignisbedeutung (Großereignis, mittelgroßes Ereignis, Mikroereignis, kein Ereignis) zu und setzt diese Bedeutung in Bezug zu einer Zeitskala von 1 Tag bis 10^8 Jahren. So ist etwa eine lokale Umlagerung der Sohle in der Zeitskala von 1 Tag ein Großereignis, innerhalb eines Jahres ein mittleres, auf der Zeitskala von 10 Jahren lediglich noch ein Mikroereignis und bei einer Zeitskala von 1.000 Jahren gar kein Ereignis mehr. Dies verdeutlicht bereits, dass Veränderungen in großen räumlichen Maßstäben auch in großen Zeitskalen betrachtet werden müssen, während sich dagegen innerhalb kurzer Zeiträume in der Regel auch nur kleinräumige Strukturen verändern.

Tabelle 3: Ausgewählte räumliche und zeitliche Parameter des Raum-Zeit-Modells nach KERN (1995)

Raumeinheit	Zeitraum	Längenaus-dehnung	Anmerkungen zum räumlichen Geltungsbereich
Einzugsgebiet	10^5 - 10^6 Jahre	10^5 - 10^6 m	Quelle bis Erosionsbasis
Flusstal	10^4 - 10^5 Jahre	10^4 - 10^5 m	bedeutende Gefälleänderung, Großlandschaften
Gewässerabschnitt	10^3 - 10^4 Jahre	10^3 - 10^4/10^5 m	Flussabschnitte zwischen großen Zuflüssen
Gewässerstrecke	10^1 - 10^2/10^3 Jahre	10^2 - 10^4 m	Gefälleknickpunkte, Engstellen, Ausbaustrecken
Bettstrukturen	10^0 - 10^1 Jahre	10^1 - 10^2 m	Teillebensräume gleichartiger Umweltauswirkung
Mikrohabitate	10^{-1} - 10^0 Jahre	10^{-1} - 10^1 m	Räume gleicher Substrattypen

KNIGHTON (1998) konzentriert sich bei seiner Betrachtung von Raum- und Zeitskalen auf den wesentlich kürzeren Zeitraum der jüngsten 10^4 Jahre. Danach bilden sich Bettstrukturen mit einer räumlichen Ausdehnung von bis zu 10 m in der kurzen Zeitspanne von bis zu 10 Jahren. Für die Ausbildung der Querschnittsgeometrie werden

1 bis 100 Jahre veranschlagt. Den größten Zeitraum von bis zu 10.000 Jahre beansprucht dagegen die Ausbildung des Längsprofiles. Abbildung 5 zeigt die in KNIGHTON (1998) dazu veröffentlichte Darstellung in einer durch NEWSON UND SEAR (1993) um äußere Einflüsse und Wirkungsräume ergänzten Form.

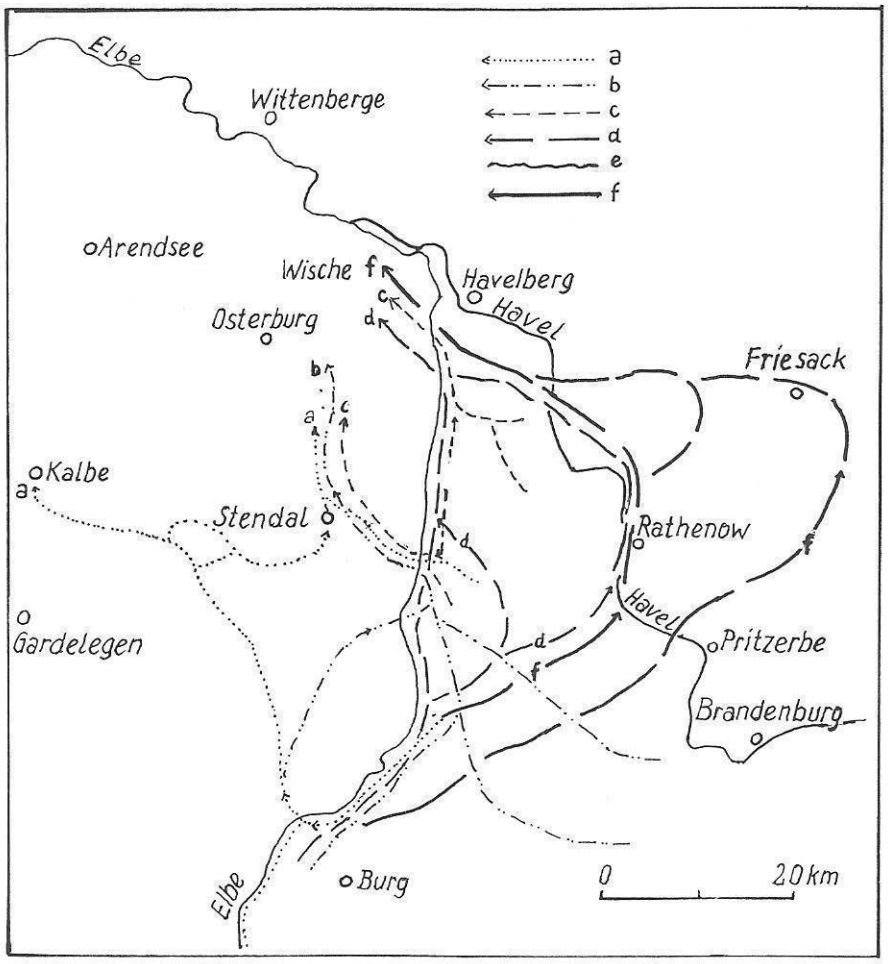


Abbildung 6: Weichselkaltzeitliche und holozäne Fließwege an Unterer Mittelelbe und Unterer Havel aus WEIßE (2003). a) Tangertal-Abfluss: Schmelzwasser der Randlage 1 und Elbewasser; b) Uchtetal-Abfluss: Schmelzwasser der Randlage 1b, Transitschmelz- und Elbewasser; c) Sandau-Abfluss (teils Uchtetal): Schmelzwasser der Randlagen 1c und 2 sowie Transit- und Elbewasser; d) Elbe- und Schmelzwasserabfluss (ab Randlage 3) quert z.T. Elb-Havel-Winkel und Wische in Richtung Unterelbe / Aufschüttung der schiefen Elbe-Havel-Ebene und der Wischeniederung; e) Elbe schneidet sich im Präboreal und Boreal in Talsande und –kiese ein. Mehrere aneinander gereihte Toteissenken bilden Havellauf; f) Elbe schottert im Atlantikum eigenes Bett auf, danach Hochwasserabfluss nach Nordosten zur Havel (Erosion der alten Elbläufe) sowie nach Nordwesten in die Wische (Flachrinnenbildung)

KERN (1995) beschreibt ein Raum-Zeit-Modell für die Raumeinheiten Einzugsgebiet, Flusstal, Gewässerabschnitt, Gewässerstrecke, Bettstrukturen und Mikrohabitate. Er gibt für jede Raumeinheit die zeitliche Skala, die Längenausdehnung, den räumlichen Geltungsbereich, äußere Einwirkungen und wesentliche geomorphologische Prozesse an. Eine Zusammenfassung kann Tabelle 3 entnommen werden.

Bei den großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes, die Hauptgegenstand dieser Arbeit sind, handelt es sich um Mittel- und Unterläufe von Flusseinzugsgebieten, deren räumliche Skala der Raumeinheit Flusstal zuzuordnen ist. Das Alter dieser Flusstäler ist, bedingt durch eiszeitliche und nacheiszeitliche Prozesse,

geringer als 10^4 Jahre. In Abbildung 6 wird dies mit WEIßE (2003) für einen Teil der Unteren Mittelelbe und der Unteren Havel beispielhaft verdeutlicht.

Abbildung 6 aus WEIßE (2003) zeigt, dass die Untere Mittelelbe zwischen Magdeburg und Wittenberge während des Pleistozäns aufgrund unterschiedlicher Eisrandlagen mehrfach ihren Verlauf großräumig geändert hat. Auch führten Warm- und Kaltphasen zu Änderungen im Wasser- und Sedimentdargebot. Die heutigen Flussläufe von Havel und Elbe begannen sich erst im Präboreal und Boreal (ca. vor 11.000 bis 9.000 Jahren) herauszubilden. Im Atlantikum (vor ca. 9.000 bis 6.000 Jahren) führte der kräftige Anstieg des Meeresspiegels nach WEIßE (2003) dann zu einer Aufschotterung des Elbe-Bettes um 8 bis 10 m in kurzer Zeit und in deren Folge zu einer massiven Veränderung im Sediment- und Abflussregime, was eine nochmalige vollständige Umformung der Flusstäler von Elbe und Havel in diesem Raum zur Folge hatte. Die Hochwässer der Elbe strömten nach WEIßE (2003) noch vor 900 Jahren regelmäßig in die Untere Havelniederung, bis im 12. Jahrhundert erste Eindeichungen der Elbe dies schrittweise verminderte.

2.3 Gleichgewichtskonzepte

In seinem Aufsatz über die Bedeutung der fluvialen Morphologie für den Wasserbau stellt LANE (1955) die weiter oben in Kapitel 1.1 dargestellte Proportionalitätsbeziehung (1.1) in den Mittelpunkt seiner Betrachtung bezüglich einer Gleichgewichtsbeziehung für nicht rückstaubeeinflusste fluviale Systeme.

Während sich nach KERN (1995) anfangs der Gleichgewichtsbegriff noch pragmatisch am Ausgleichsgefälle orientierte, versuchten spätere Autoren systemanalytisch die Gleichgewichtsbeziehungen in der Geomorphologie zu ergründen. Dazu wurden verschiedene Gleichgewichtszustände definiert, wie etwa in SCHUMM UND LICHTY (1965), CHORLEY UND KENNEDY (1971) oder SCHUMM (1991).

CHORLEY UND KENNEDY (1971) unterscheiden statisches, gleichförmiges, dynamisches und dynamisches metastabiles Gleichgewicht (siehe Abbildung 7). Statisches Gleichgewicht ist gegeben, wenn sich die Zustandsgröße nicht verändert. Das gleichförmige Gleichgewicht kennzeichnet einen Zustand, bei dem die Zustandsgröße um einen Mittelwert schwankt. Das dynamische Gleichgewicht ist durch Schwankungen um eine stetige Veränderung gekennzeichnet und beim dynamischen metastabilen Gleichgewicht wechseln sich Phasen der Systemänderung mit Phasen der stetigen Änderung oder des gleichförmigen Gleichgewichtes ab.

Fluviale Systeme sind, entsprechend ihrer zeitlichen Einordnung, dynamische Systeme, deren Zustandsgrößen sich, wie in einem Regelkreis, an sich ändernde Randbedingungen oder Systemeingänge anpassen. KERN (1995) unterscheidet hier, insbesondere mit Hinweis auf CHORLEY UND KENNEDY (1971) sowie KNIGHTON (1984), die folgenden drei Zeitspannen (siehe Abbildung 8):

Reaktionszeit: Zeitspanne vom Beginn der Änderung eines kontrollierenden Systemparameters (Eingangsgröße) bis zum Beginn der Systemänderung (Ausgangsgröße)

Relaxationszeit (Anpassungszeit): Zeitspanne, während der das System auf die Änderung des Input-Parameters reagiert, bis zur Wiedererreichung eines Gleichgewichts nach CHORLEY UND KENNEDY (1971)

Ruhezeit: Zeitspanne zwischen zwei Störungen oder Änderungen von Eingangsgrößen

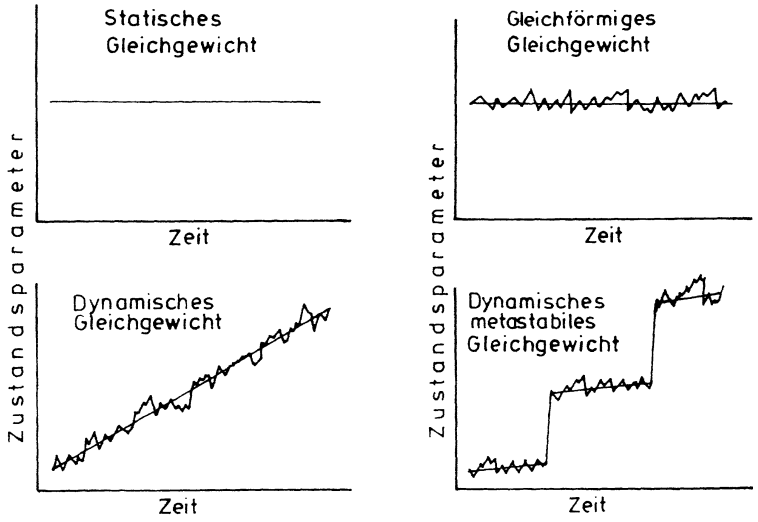


Abbildung 7: Gleichgewichtsbegriffe nach Chorley und Kennedy (1971) aus KERN (1995), abgebildet mit Genehmigung des © Springer Verlages

Dabei wird davon ausgegangen, dass ein sich im gleichförmigen Gleichgewichtszustand befindliches System gestört wird, indem sich Eingangsgrößen ändern. Nach einer gewissen Reaktionszeit beginnt das System auf die Änderung der Eingangsgrößen zu reagieren. In der folgenden Relaxationszeit kommt es zu Anpassungsprozessen, woraufhin sich bis zur nächsten Eingangsgrößenänderung erneut eine Phase des gleichförmigen Gleichgewichtes anschließt.

KNIGHTON (1998) bleibt zwar bei drei Zeitperioden, weist aber darauf hin, dass in der Regel die Teilsysteme, aus denen fluviale Systeme bestehen, eine unterschiedliche Reaktions- und Relaxationszeit benötigen und es dadurch noch einmal zu Rückkopplungseffekten kommt.

Sowohl CHORLEY UND KENNEDY (1971), als auch KNIGHTON (1984), KERN (1995) und KNIGHTON (1998) stellen den Fall einer abrupten Änderung eines Eingangsparameters im Gleichgewichtszustand des Systems dar. In der Realität aber beschränken sich Störungen selten auf eine Eingangsgröße und deren Änderung erfolgt auch nicht immer in Form eines Einzelereignisses. Damit dürften Reaktionszeit und Relaxationszeit verschiedener Störungen sich regelmäßig überlagern. KERN (1995) macht außerdem darauf aufmerksam, dass sich kein Gleichgewicht mehr einstellen kann, wenn die Störungen in kürzeren Zeitabständen auftreten, als Reaktions- und Relaxationszeit des Systems dauern. KERN (1995) verweist weiterhin auf NAIMAN UND DÉCAMPS (1991), welche die Meinung vertreten, dass in Gewässersystemen aufgrund der Häufigkeit natürlicher und anthropogener Störeinflüsse generell nicht von Gleichgewichtszuständen gesprochen werden kann. NAIMAN UND DÉCAMPS (1991) betrachten dabei das gesamte Gewässerökosystem.

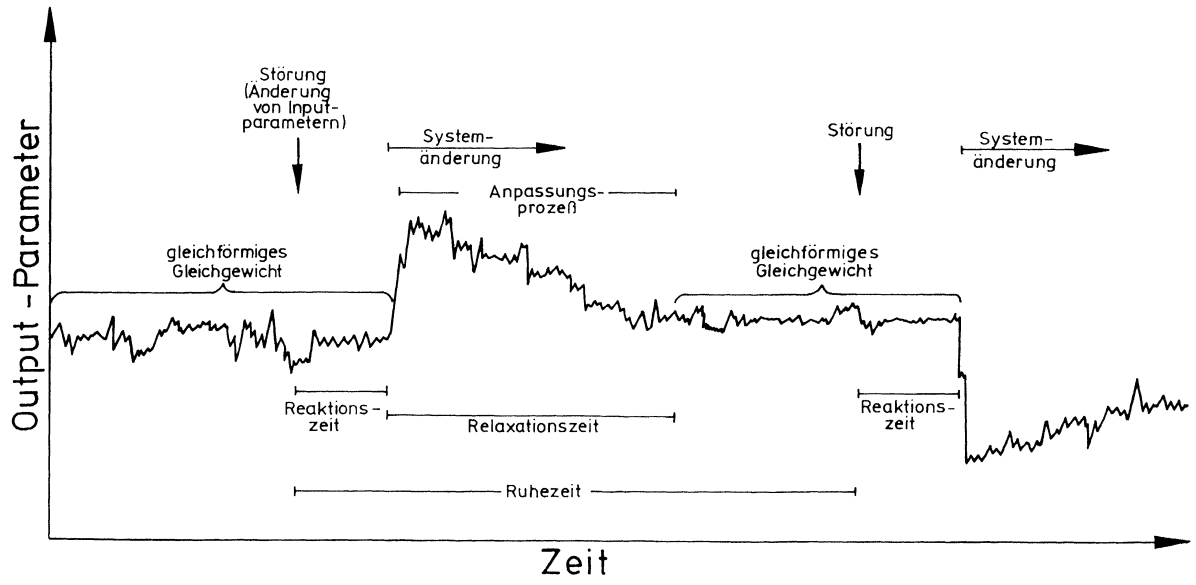


Abbildung 8: Gleichgewichtssytem in der Geomorphologie nach Chorley und Kennedy (1971) aus KERN (1995), abgebildet mit Genehmigung des © Springer Verlages

KERN (1995) definiert Gleichgewichtsbedingungen seines Modells des fluvialen Systems für die einzelnen Raumeinheiten der räumlich-zeitlichen Gewässerentwicklung (siehe Tabelle 3). Dabei kommt er zu dem Schluss, dass sich in den Raumeinheiten Einzugsgebiet und Flusstal innerhalb der Zeitskala von 10^4 bis 10^6 Jahren kein Gleichgewichtszustand einstellen kann. Erst ab der nächst kleineren Raumeinheit, dem Gewässerabschnitt, bei dem Einzugsgebiet und Flusstal zur Systemumgebung gehören, sieht er die Möglichkeit der Erreichung eines dynamischen Gleichgewichtszustandes. Als Störungsursachen sieht er Klimawechsel und schnelle tektonische Lageänderungen. Die Ruhezeiten gibt KERN (1995) für Gewässerabschnitte mit 10^3 bis 10^4 Jahren, die Relaxationszeiten mit 10^2 bis 10^3 Jahren an.

Grundsätzlich kann der Argumentation gefolgt werden, dass fluviale Systeme in den Raumeinheiten Einzugsgebiet und Flusstal innerhalb der Zeitskala von 10^4 bis 10^6 Jahren keine Gleichgewichtszustände erreichen können. Dennoch ist der den Anpassungsprozessen zugrundeliegende Regelungsmechanismus für das Systemverständnis von Bedeutung.

KERN (1995) und KNIGHTON (1998) widmen sich auch der Bedeutung von Schwellenwerten und Katastrophen. Nach KERN (1995) gibt es hier unterschiedliche Auffassungen. Während einerseits die Meinung vertreten wird, dass ständig wiederkehrende Ereignisse die Morphodynamik in fluvialen Systemen maßgeblich bestimmen, wird andererseits großen Einzelereignissen, so genannte Katastrophen, eine dominierende Rolle zuerkannt. KERN (1995) ist auch der Auffassung, dass katastrophale Ereignisse nicht nur in einem zeitlichen, sondern auch in einem räumlichen Bezug gesehen werden müssen. Außerdem werden beim Ablauf katastrophaler Ereignisse spezifische Schwellenwerte überschritten (siehe Abbildung 9). Als Beispiel führt KERN (1995) das Aufreißen von Sohlabpflasterungen und die Zerstörung einer geschlossenen Vegetationsdecke an.

KERN (1995) versucht auch, katastrophale Ereignisse und die Überschreitung von Schwellenwerten seinem Raum-Zeit-Modell der Gewässerentwicklung (siehe Tabelle 3)

zuzuordnen. Für die Raumeinheiten Einzugsgebiet und Flusstal z.B. sieht er Vergletscherung, die Bildung und den Überlauf von Eisstauseen sowie Flussanzapfungen als mögliche Katastrophen in einem Zeitrahmen von 10^3 bis 10^6 Jahren. Diesen Ereignissen ordnet er keine Schwellenwerte zu. Für Gewässerabschnitte sieht KERN (1995) große Rutschungen von Hängen, Abflussereignisse mit einem Wiederkehrintervall von 10^3 Jahren sowie Rodungen als maßgebliche Katastrophen und für Gewässerstrecken Abflussereignisse mit einem Wiederkehrintervall von 10^2 bis 10^3 Jahren, lokale Hangrutschungen und Flutwellen durch Eisversatz.

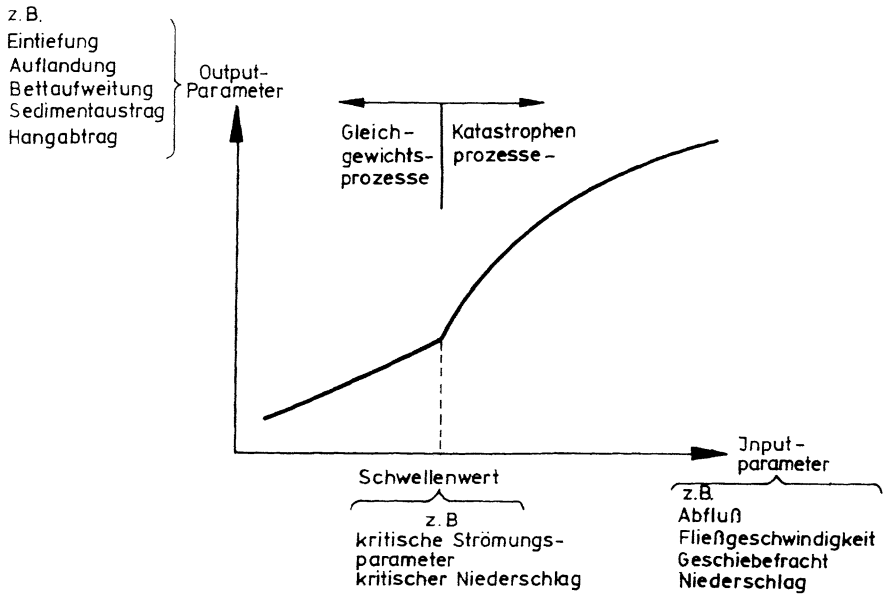


Abbildung 9: Übergang von Gleichgewichtsprozessen zu Katastrophenprozessen durch Überschreitung von Schwellwerten nach KERN (1995), abgebildet mit Genehmigung des © Springer Verlages

Für die Entwicklung von Zielparametern der Gerinnegeometrie ist die Betrachtung von Gleichgewichtskonzepten erforderlich. Insbesondere das Verhalten der Eingangsgrößen und deren Wirkung auf die übrigen Zustandsgrößen des fluvialen Systems erfordert eine Berücksichtigung der in diesem Kapitel diskutierten Ansätze. Aber auch ein weiterer Aspekt wird deutlich: Fluviale Systeme unterliegen ständig veränderten Einwirkungen aus der Umgebung. Deren Wirkungen können innerhalb des „Regelkreises" fluvialer Systeme nur ausgeglichen werden, wenn die Möglichkeit der Anpassung hinreichend gegeben ist. Dieser Aspekt weist auf die Notwendigkeit der Entwicklung von Zielparametern zur Beschreibung und Quantifizierung der Anpassungsfähigkeit des Gerinnes hin.

2.4 Große sandgeprägte Flüsse des norddeutschen Tieflandes

2.4.1 Fluss- und auentypologische Einordnung

Die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes bilden die Hauptabflüsse des Oberflächenwassers in den hier gelegenen pleistozänen Urstromtälern. Sie grenzen sich von anderen Flusstypen insbesondere durch die Größe ihres Einzugsgebietes, ein geringes Gefälle und überwiegend sandiges Sohlsubstrat ab. Diese Flusssysteme haben große, periodisch überflutete Auengebiete und sie entwässern in Richtung Nordsee oder Ostsee.

Um die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes gegenüber anderen Fließgewässertypen abgrenzen zu können, bedient man sich flussmorphologischer Typisierungen.

Eine grundlegende flussmorphologische Typisierung findet man z.B. bei ROSGEN (1996). Die Typisierung erfolgt dort über vier Ebenen:

Ebene 1: geomorphologische Charakteristik (insbesondere Auengefälle und -form sowie Gerinneform)
Ebene 2: morphologische Beschreibung (z.B. Überflutungssituation, Breiten-Tiefen-Verhältnis, Windungsgrad, Flussgefälle und Sohlenmaterial)
Ebene 3: Gewässerzustand (etwa Ufervegetation, Transportkörper, Mäanderausprägung, Bettausprägung und -stabilität, Ufererosionspotenzial, Abflussregime, Anpassungsfähigkeit des Flussbettes)
Ebene 4: Validierung (maßgeblich mittels Messungen)

Das System berücksichtigt alle wesentlichen flussmorphologischen Zustandsgrößen und ist grundsätzlich auch auf deutsche Flüsse anwendbar, obwohl ROSGEN (1996) in seinem Werk ausschließlich auf Flüsse innerhalb Nordamerikas Bezug nimmt.

Seit der Verabschiedung der WRRL der EU (Richtlinie 2000/60/EG) sind auch für Deutschland Standards bezüglich der Fließgewässertypisierung erarbeitet worden. Ein Grundlagenwerk entstand dabei mit den Arbeiten von BRIEM (2002, 2003). Diese Standards basieren in der Regel auf der Herleitung eines heutigen potentiell natürlichen Zustandes der Fließgewässer (BRIEM, 2003). Hauptsächlich kommen im Zuge der Umsetzung der WRRL der EU (Richtlinie 2000/60/EG) in Deutschland die daraus abgeleiteten Steckbriefe der bundesdeutschen Fließgewässertypen nach LAWA in POTTGIESSER UND SOMMERHÄUSER (2008) zur Anwendung. Diese Typisierung wird zur Einstufung der Oberflächenwasserkörper und für die Aufstellung von Maßnahmenprogrammen genutzt. Die innerhalb dieser Arbeit betrachteten Flüsse sind gemäß der LAWA Typisierung dem weitgehend undifferenzierten Fließgewässertyp 20 – sandgeprägte Ströme zuzuordnen. Dieser ist gemäß Steckbrief nach POTTGIESSER UND SOMMERHÄUSER (2008) durch folgende wesentliche Merkmale gekennzeichnet:

Ökoregion: 14 – norddeutsches Tiefland, Höhe < 200 m
Gewässerlandschaft: Auen über 300 m Breite
Biozönotischer Typ: Strom
Einzugsgebietsgröße: > 10.000 km²
Talbodengefälle: ca. 0,07 – 1,0 ‰
Strömungsbild: vorherrschend langsam, abschnittsweise schnell fließend
Sohlsubstrat: dominierend Sande und Kiese verschiedener Korngrößen

Dem Fließgewässertyp 20 sind gemäß POTTGIESSER und SOMMERHÄUSER (2008) Gewässerabschnitte der folgenden Flüsse zuzuordnen: Rhein, Elbe, Weser, Oder und Havel. Dabei wird nicht eindeutig zwischen sandigem und kiesigem Sohlsubstrat unterschieden.

Ein weiteres, insbesondere auf die deutschen Flüsse anwendbares, Verfahren bietet die Typologie und Leitbildfindung für Flussauen in der Bundesrepublik Deutschland

(KOENZEN, 2005). Dabei geht KOENZEN (2005) zunächst einen ähnlichen Weg, wie ROSGEN (1996), passt die Typisierung aber an die Verhältnisse in Deutschland an. So ist z.B. festzustellen, dass die Tieflandflüsse Deutschlands, bedingt durch ihre glaziale und postglaziale Prägung, in der Regel durch breite, gefällearme Auen, sandiges Basissubstrat und langanhaltende periodische Überflutungen geprägt sind. In Nordamerika spielt dieser Flusstyp nur eine untergeordnete Rolle, insbesondere, weil nach EHLERS (2011) die Hauptentwässerung dort in Richtung Süden, zum Mississippi, während der gesamten Vereisung der nördlichen Halbkugel unangetastet blieb.

Abbildung 10: Der Pripjat in der Ukraine am 29.07.2013, Beispiel für einen gefällearmen sandgeprägten Strom des Tieflandes mit Winterhochwasser, Quelle: Google Earth, image © 2018 CNES / Airbus, image Landsat / Copernicus

Die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes sind gemäß der Typologie und Leitbildfindung für Flussauen in der Bundesrepublik Deutschland (KOENZEN, 2005) den gefällearmen Stromauen mit Winterhochwassern (Elbe und Oder) sowie den gefällearmen Flussauen des Flach- und Hügellandes mit Winterhochwassern (z.B. Weser und Havel) zuzuordnen. Die Stromauen werden von den Flussauen bei KOENZEN (2005) durch eine Einzugsgebietsgröße von > 30.000 km² abgegrenzt, womit diese Grenze deutlich höher liegt, als bei der Typisierung nach LAWA (10.000 km²). Da wir uns hier nur auf große Flüsse beschränken wollen, erfolgt im Rahmen dieser Arbeit, in Anlehnung an den LAWA Fließgewässertyp 20 – sandgeprägte Ströme, eine Betrachtung erst ab einem Einzugsgebiet von > 10.000 km² (Weser, Havel, Aller und Ems).

Es besteht, abgesehen vom Rhein, der nach KOENZEN (2005) den gefällearmen Stromauen mit Winter- und Sommerhochwassern zugeordnet wird und außerdem kiesiges Sohlsubstrat aufweist, bezüglich der Fließgewässer mit einem Einzugsgebiet von > 30.000 km² eine weitgehende Übereinstimmung zwischen der Typisierung nach KOENZEN (2005) und der Zuordnung gemäß dem Fließgewässertyp 20 nach LAWA. Aller und Ems haben zwar auch ein Einzugsgebiet von etwas mehr als 10.000 km², wurden aber nach LAWA dem Typ 15 – sand- und lehmgeprägte Tieflandflüsse zugeordnet.

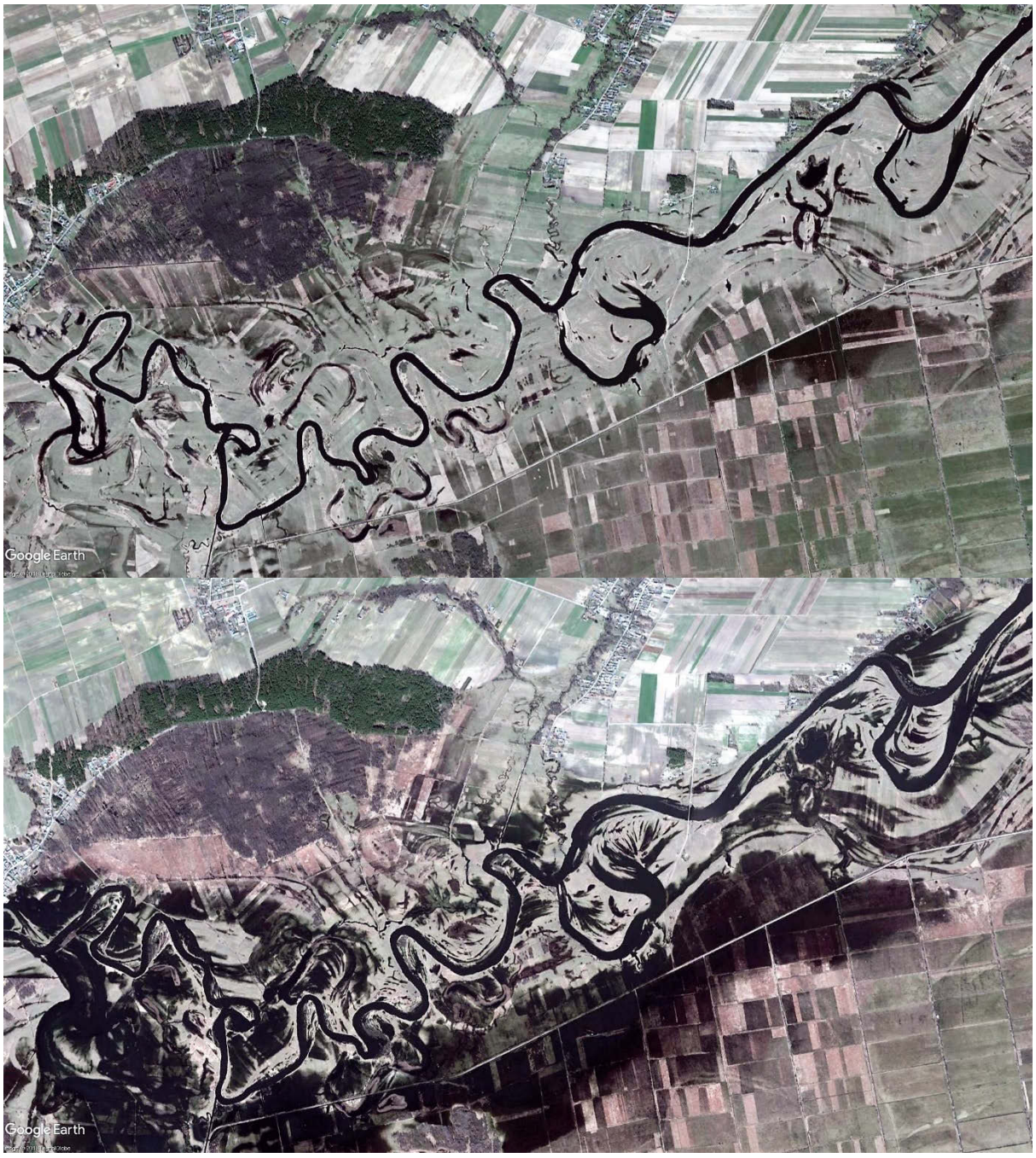


Abbildung 11: Der Narew in Polen, Beispiel für einen gefällearmen sandgeprägten großen Fluss des Tieflandes mit Winterhochwasser / Bild oben: am 24.07.2018, bei Sommerniedrigwasser / Bild unten: am 28.03.2012, bei Winterhochwasser, Quelle: Google Earth, image © 2018 DigitalGlobe

Die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes werden innerhalb dieser Arbeit nach der Typologie und Leitbildfindung für Flussauen in der Bundesrepublik Deutschland (KOENZEN, 2005) abgegrenzt, wobei nur Flüsse mit einem Einzugsgebiet > 10.0000 km² berücksichtigt werden. Einschränkend gilt weiterhin, dass nur die Gewässerabschnitte betrachtet werden, die nicht tidebeeinflusst oder dem Brackwasser zuzuordnen sind und welche innerhalb der Großlandschaft des norddeutschen Tieflandes liegen. Damit ergibt sich die Abgrenzung im Rahmen dieser Arbeit wie folgt:

Elbe und Oder: Gefällearme Stromauen mit Winterhochwassern

Weser, Havel, Ems und Aller: Gefällearme Flussauen des Flach- und Hügellandes mit Winterhochwassern und einer Einzugsgebietsgröße > 10.000 km²

Zwei Beispiele für große europäische sandgeprägte Flüsse des Tieflandes in abschnittsweise noch weitgehend naturnaher Ausprägung werden in Abbildung 10 und Abbildung 11 dargestellt.

2.4.2 Aktuelle Situation und nutzungsbedingte Probleme

Die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes sind heute vollständig reguliert. Das Ziel dieser Regulierung beschreibt TEUBERT (1912) folgendermaßen: „Der Ausbau der großen deutschen Ströme ist ein Kulturwerk ersten Ranges, auf das Deutschland und besonders Preußen mit gerechtem Stolz blicken kann. In keinem anderen Lande hatte man es vorher unternommen, die verwilderten großen Ströme zu zähmen, die Abführung von Eis und Hochwasser für die Anwohner gefahrlos, die durchströmten Täler zur gesicherten und ertragreichen landwirtschaftlichen Benutzung brauchbar und die festgelegten, einheitlich gestalteten Flußbetten zur Ausübung der Schiffahrt geeignet zu machen.“

Nach TEUBERT (1912) erfolgte die durchgehende Regulierung der großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes im 19. Jahrhundert. War das Hauptziel der Regulierung an den großen Strömen (hier: Elbe, Oder und Weser) vorrangig die Verbesserung der Schifffahrt, so stellte dies bei den kleinen Strömen (hier: Havel, Ems und Aller) zwar zunächst auch den Hauptgrund dar, später trat dann aber die Be- und Entwässerung angrenzender Ländereien immer stärker in den Vordergrund.

Einzelne Ausbaumaßnahmen, in der Regel aber nur mit lokaler oder regionaler Wirkung, hat es natürlich schon sehr viel früher gegeben. Auch die Nutzbarmachung der Überflutungsgebiete durch Deichbau begann nach KERN (1995) an den großen deutschen Strömen bereits im Mittelalter.

Die Ausbau- und Bewirtschaftungskonzepte sind von Beginn an auf eine Verbesserung der Schifffahrt und der Landnutzung ausgerichtet gewesen. Wessen Ziele dabei insgesamt mit welchen Strategien verfolgt und welche wasserbaulichen Konzepte deutschlandweit zur Anwendung kamen, kann z.B. in BLACKBOURN (2008) anhand ausgewählter Beispiele anschaulich nachvollzogen werden. So beschreibt BLACKBOURN (2008) zunächst die Urbarmachung und Kolonisierung der großen Moore, wie z.B. des Warthe-Bruchs und des Oder-Bruchs, den Ausbau deutscher Flüsse mit dem Aufkommen der Dampfschifffahrt, insbesondere am Beispiel des Oberrheins und auch die Geschichte des modernen Talsperrenbaus in Deutschland. Es erfolgt dabei stets eine Analyse von Motivation und verfolgten Ziele einerseits und eine Bilanz des Erreichten andererseits. Zusammenfassend ist festzustellen, dass die hohen Erwartungen der hier behandelten Großprojekte in der Regel nicht erfüllt wurden, dass in der Folge aber der Landschaftswasserhaushalt in den beschriebenen Landesteilen bis heute erheblich gestört ist.

Die klassischen Stromregelungskonzepte an den großen deutschen Tieflandflüssen folgen einer einfachen Strategie: Regelungsziel ist ein in seinem Verlauf fixiertes, vereinheitlichtes Flussbett mit möglichst hoher hydraulischer Leistungsfähigkeit und einer bestmöglichen Befahrbarkeit für die Schifffahrt. Außerdem wird die Flussaue so eingedeicht, dass Hochwasser hydraulisch günstig und auf möglichst kleinem Raum

abgeführt werden kann. Diese Strategie dient der Optimierung der Verhältnisse im Sinne der bei TEUBERT (1912) genannten Zielstellung.

Die Gewässerunterhaltung dient damit vorrangig dem Erhalt der Regelungselemente, der Linienführung und der Ausbauquerschnitte. Sie beinhaltet die funktionelle Sicherung der Regelungsbauwerke, die Erhaltung des Abflussquerschnittes durch Beseitigung von Auflandungen und Abflusshindernissen, die Deichpflege und bei Stauhaltungen die Staubewirtschaftung sowie den Betrieb und die Instandhaltung der hydrotechnischen Anlagen.

Sowohl die Regelungselemente, als auch die Unterhaltung und Nutzung der Flüsse induzieren Störungen im Gewässer-System. Diese bewirken nicht nur einen weiteren Unterhaltungsaufwand, sondern beeinträchtigen auch die ökologische Leistungsfähigkeit der ausgebauten Flüsse, oft in erheblichem Maße, wie z.B. KERN (1995) beschreibt.

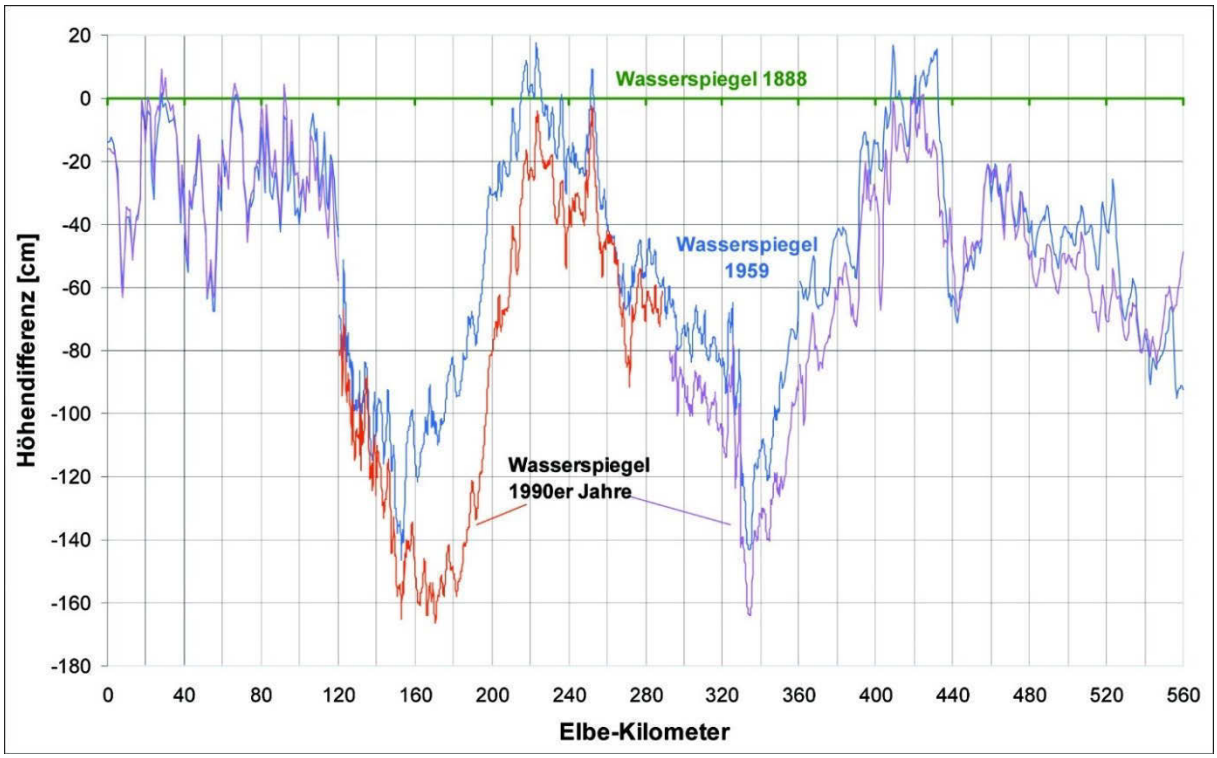


Abbildung 12: Differenz normierter Wasserspiegel im Bereich des MNW aus der 2. Hälfte des 20. Jahrhunderts, bezogen auf einen Wasserspiegel von 1888 aus FAULHABER (2000)

Beispielhaft, weil repräsentativ, soll an dieser Stelle auf das Problem der ausbaubedingten Sohlenerosion der Mittleren Elbe eingegangen werden, die ursächlich auf Laufverkürzung und Strombettfixierung zurückzuführen ist. Auch wenn die Vergleichsbasis für die Veränderungen der Wasserspiegellagen in FAULHABER (2000) der Ausbauzustand von 1888 ist und nicht der natürliche, so kann alleine innerhalb von ca. 100 Jahren von einer ausbaubedingten Eintiefung des Flussbettes der Elbe um bis zu 160 cm ausgegangen werden (siehe Abbildung 12). Wenn (aktuell) nicht in der gesamten sandgeprägten Mittleren Elbe Erosion herrscht, so beschränkt sich diese nicht nur auf die so genannte „Erosionsstrecke“ zwischen Elbe-Stromkilometer 150 und 220. Berücksichtigt man bei der Betrachtung auch Sohlenerosion im Bereich von Dezimetern, können diesbezüglich insgesamt nur weniger als 100 km Fließstrecke der Mittleren Elbe als derzeit nicht betroffen gelten.

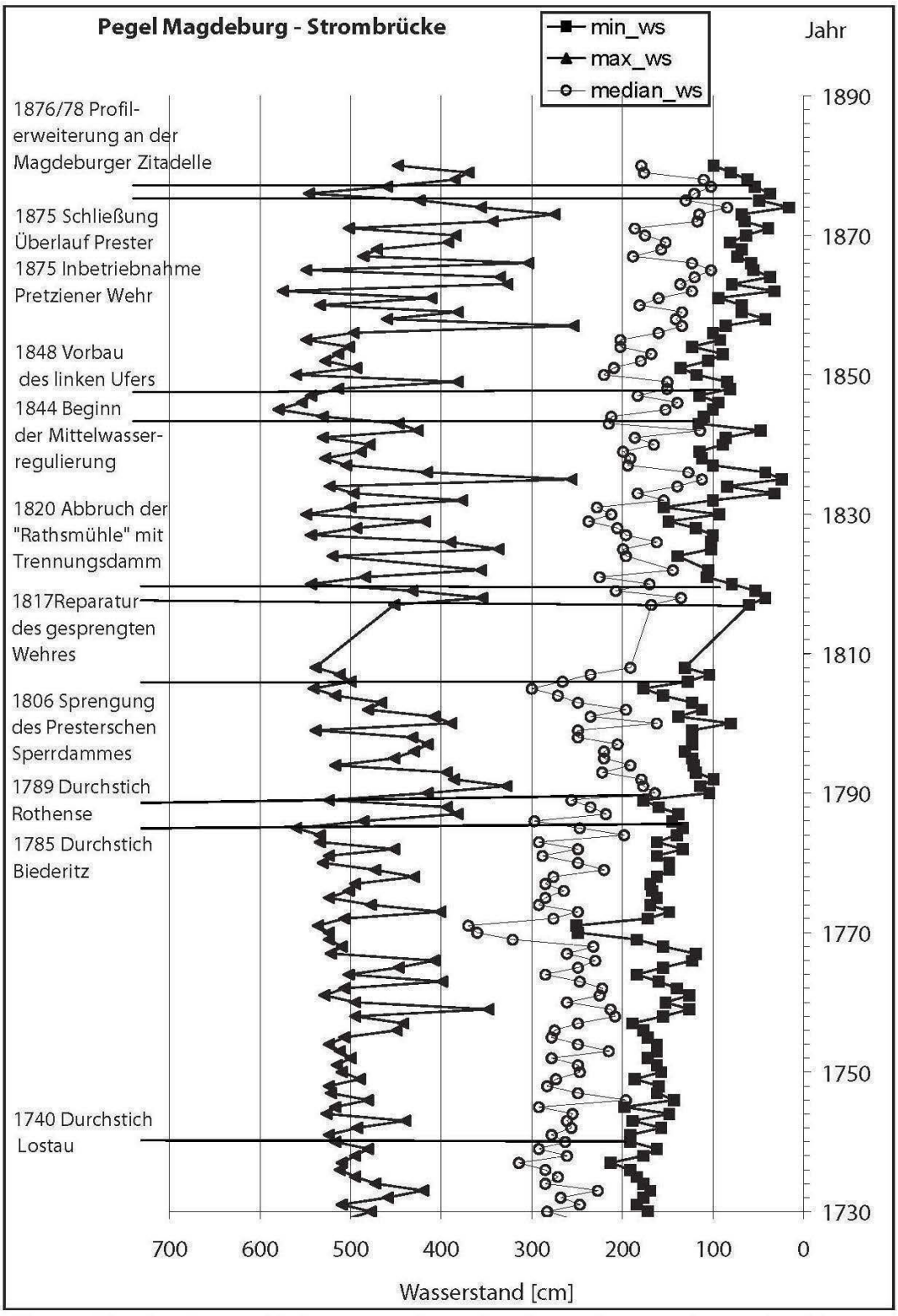


Abbildung 13: Entwicklung der niedrigsten und höchsten Wasserstände sowie der Medianwerte der Wasserstände am Pegel Magdeburg-Strombrücke von 1730 bis 1880, ohne 1809 bis 1816, aus SIMON (2010)

Eine weitere Analyse für die Elbe legt SIMON (2010) vor. In der Arbeit wird die Wirkung anthropogener Veränderungen auf den Pegel Magdeburg Strombrücke untersucht, wobei insbesondere die hier seit 1727 vorgenommenen Messungen des Wasserstandes herangezogen wurden. Auch diese Arbeit weist auf eine signifikante Sohlenerosion und

die damit verbundene Absenkung der Wasserstände bei Niedrig- und Mittelwasser hin. Auffällig ist die Erhöhung der Schwankungsbreite bei den Hochwassern, die gleichermaßen eine Änderung des Ausuferungsverhaltens und den Verlust der Retentionsfähigkeit der Auen verdeutlicht (siehe Abbildung 13).

Sohlenerosion wird, insbesondere in den großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes, ökologisch bereits bei wenigen Dezimetern wirksam, vor allen Dingen dann, wenn sie großflächig auftritt. Die direkten Auswirkungen der Sohlenerosion manifestieren sich in der Verkürzung und verminderten räumlichen Ausdehnung der periodischen Überflutung und damit auch in der Verminderung der lateralen Konnektivität sowie in der Begünstigung der Verlandung von Auengewässern. Je geringer das Talbodengefälle wird, desto gravierender treten diese Probleme zutage, weil die mittleren jährlichen Amplituden des Wasserstands bei Flüssen mit niedrigem Gefälle geringer und die Flächenanteile von Gerinne und niedriger Aue an der Gesamtaue vergleichsweise höher sind. So kann man z.B. KOENZEN (2005) die in Tabelle 4 zusammengefassten Angaben entnehmen.

Tabelle 4: Wasserstandsdifferenzen, Ausuferungsdauer, mittlere Überflutungshöhen der niedrigen Aue sowie Flächenanteil der Gewässer und der niedrigen Aue an der Gesamtaue großer sandgeprägter Tiefland-Auentypen nach KOENZEN (2005)

Auentypen des Flach- und Hügellandes mit Winterhoch-wassern	Wasserstands-differenz zwischen bordvollem Abfluss und Niedrigwasser	Mittlere jährliche Ausuferungsdauer	Mittlere Überflutungshöhe der niedrigen Aue	Flächenanteil der Gerinne und der niedrigen Aue an der Gesamtaue
gefällearme kiesgeprägte Stromauen	0,4 m	180 Tage	0,8 – 1,5 m	55%
gefällearme teilmineralisch-organisch geprägte Stromauen	0,4 m	180 Tage	0,5 – 1 m	70%
gefällearme sandgeprägte oder sand-kiesgeprägte Flussauen	0,5 m	150 Tage	1 m	75%
gefällearme teilmineralisch-organisch geprägte Flussauen	0,2 m	180 Tage	0,3 – 0,5 m	100%

Bei den Auengewässern handelt es sich in der Regel um Reste ehemaliger Gerinne. Bleibt ihr Sohlniveau erhalten, reduziert sich durch eine Absenkung der Wasserstände im Hauptstrom die Wassertiefe der Altwässer. Je nach Größenordnung der Sohlenerosion kann das nicht nur zur beschleunigten Verlandung, sondern sogar zum temporären oder vollständigen Trockenfallen führen. Die so betroffenen Gewässer fallen als aquatischer Lebensraum aus oder sie werden wegen ihrer bei höheren Wasserständen günstig erscheinenden Bedingungen sogar zu ökologischen Fallen.

Ein weiterer ökologischer Aspekt der Sohlenerosion ist die Anpassung der Lebensgemeinschaften, z.B. die der Weichholzaue, an die periodischen, langanhaltenden, flachen Überflutungen. Eine nur leichte Veränderung dieser prägenden

Habitatbedingungen kann zum teilweisen Ausfall ganzer Biozönosen führen. So hat HENRICHFREISE (1996) mithilfe einer Vegetationszonierung an der Mittleren Elbe festgestellt, dass die uferbegleitende Weichholzaue dort nur in einem schmalen Bereich von 0,8 bis 1,6 m über dem mittleren Niedrigwasser hinreichende Habitatbedingungen vorfindet (siehe Abbildung 14).

Im potentiell natürlichen Zustand würde der flussbegleitende Weichholzauenwald damit in der gesamten niedrigen Aue günstige Habitatbedingungen vorfinden (siehe Tabelle 4). Aufgrund der Sohlenerosion erfolgte an der Elbe hingegen eine Verlagerung der Habitatzone der uferbegleitenden Weichholzaue von der niedrigen Aue in das Gewässerbett hinein, unter den Mittelwasserstand. Dort führen insbesondere Überflutungsdauer und auch Eisgang zu einer Verhinderung des Aufwuchses, weshalb sich in der Realität hier eine mehr oder weniger gehölzfreie Zone mit Pioniervegetation gemäß Abbildung 14 einstellt.

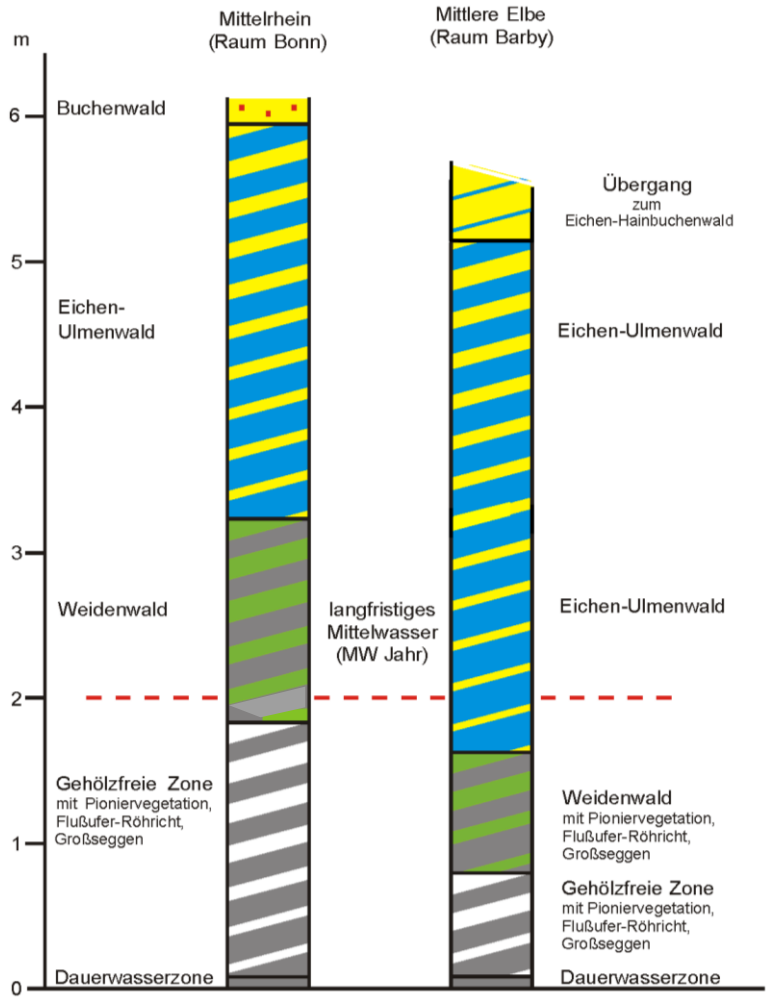


Abbildung 14: Vegetationszonierung im Uferbereich von Mittelrhein und Mittelelbe nach HENRICHFREISE (1996), abgebildet mit freundlicher Genehmigung der W. Kohlhammer GmbH

Und tatsächlich kann man an der Mittleren Elbe beobachten, dass faktisch nur noch vereinzelt eine Naturverjüngung der Weichholzaue stattfindet, wie etwa in trockengefallenen Resten ehemaliger Auengewässer. Die Auengewässer selbst sind einer massiven Verlandung ausgesetzt oder bereits temporär oder ganzjährig

trockengefallen. Damit korrelieren an der Mittleren Elbe die Beobachtungen bezüglich des Auenzustandes mit den sich entwickelnden Wasserständen.

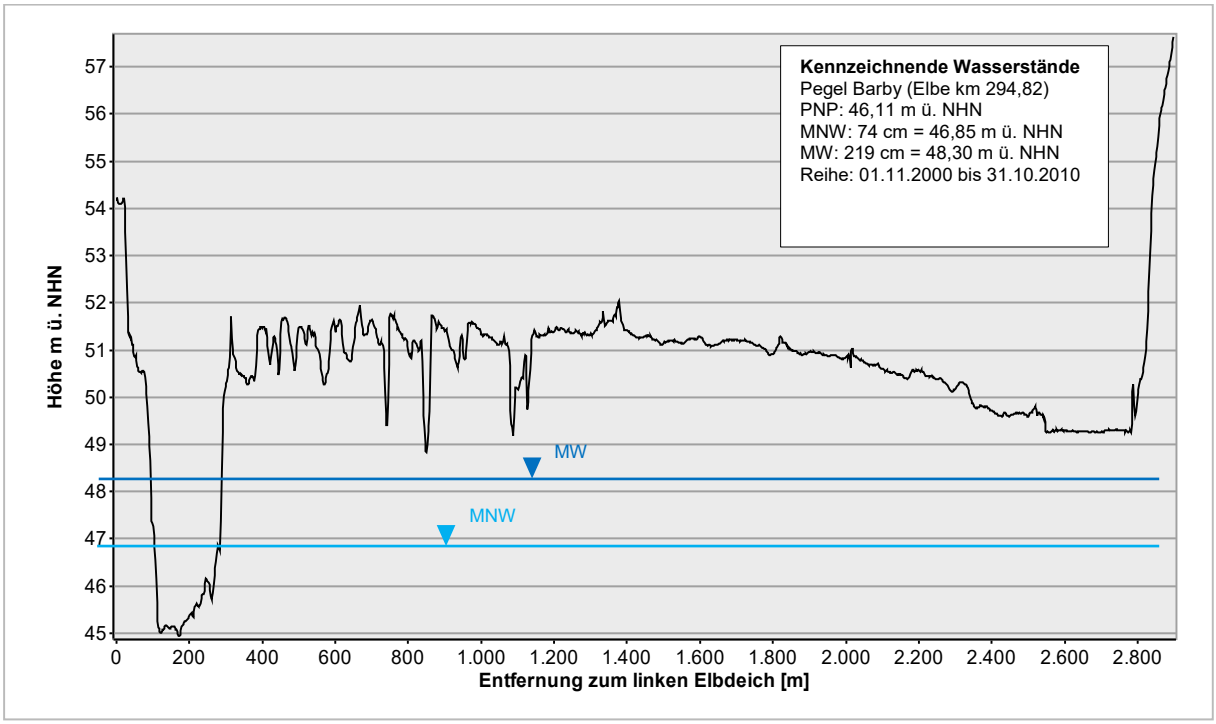


Abbildung 15: Profilschnitt durch die Flussaue der Elbe bei Barby (ca. Elbe-Stromkilometer 295) [Datenbasis: Digitales Geländemodell des Wasserlaufes Elbe-Mitte der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes 2004, bereitgestellt durch die Bundesanstalt für Gewässerkunde / Pegelnullpunkt und kennzeichnende Wasserstände: Pegel-Online am 03.07.2015 – Gewässerkundliches Informationssystem der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes]

Beispielhaft soll in Abbildung 15 ein Profilschnitt durch die Flussaue der Elbe bei Barby die Problematik verdeutlichen. Nach FAULHABER (2010) ist der Wasserspiegel des mittleren Niedrigwassers alleine zwischen 1880 und den 1990er Jahren hier um etwa 1 m gefallen. Setzt man voraus, dass die Habitatzone der Weichholzaue zwischen 0,8 m und 1,6 m über dem MNW liegt (HENRICHFREISE, 1996), dann müssten man die Weichholzaue heute zwischen ca. 47,65 und 48,45 m ü. NHN vorfinden. Beinahe die gesamte Weichholzaue würde damit in einem Bereich liegen, der mehr als 180 Tage im Jahr überflutet ist, was die Überflutungsverträglichkeit selbst von Weiden (salix spec.) übersteigt. Tatsächlich dürfte der anthropogen unbeeinflusste mittlere Wasserstand hier sowohl nach KOENZEN (2005) (siehe Tabelle 4), als auch nach HENRICHFREISE (1996) (siehe Abbildung 14) zwischen ca. 50,5 und 51 m ü. NHN gelegen haben, worauf die heute trockengefallenen Reste ehemaliger Auengewässer am rechten Talrand auch hinweisen.

Die Auen in der Bundesrepublik Deutschland, einstmals große Puffer des Wasserhaushaltes und selbst wertvolle Lebensräume mit einem reichen Formenschatz, sind gemäß BRUNOTTE ET AL. (2009) heute weitgehend abgeschnitten. Die Wasserstand-Abfluss-Beziehungen und das Wasserspeicherungsvermögen der Landschaft sind erheblich gestört. Auch eine deutlich eingeschränkte Varianz an Strukturen (z.B. Breiten- und Tiefenvarianz des Gewässerbettes, Strömungsvarianz, Diversität des Substrates, Inseln, Sandbänke, Totholz, Auengewässer) und der damit verbundene Verlust an Habitaten kennzeichnen das Bild. Dies spiegelt sich für die großen sandgeprägten

Tieflandflüsse Norddeutschlands auch in der weitgehend schlechten Gewässerstrukturgüte wider, die man im Überblick z.B. der Gewässerstrukturkarte der Bundesrepublik Deutschland UMWELTBUNDESAMT (2001) entnehmen kann. Einen Auszug dieser Karte zeigt Abbildung 16. Man kann erkennen, dass von den großen sandgeprägten Tieflandflüssen lediglich die Untere Havel noch in einigen Abschnitten die Strukturgüteklassen 2 (gering verändert) aufweist. Die Klasse 3 (mäßig verändert) findet man ebenfalls nur hier und im Bereich der Mittleren Elbe. Letztere kann außerdem abschnittsweise mit der Klasse 4 (deutlich verändert) aufwarten. Weser, Oder, Ems und Aller erreichen diese Werte im Tiefland nicht.

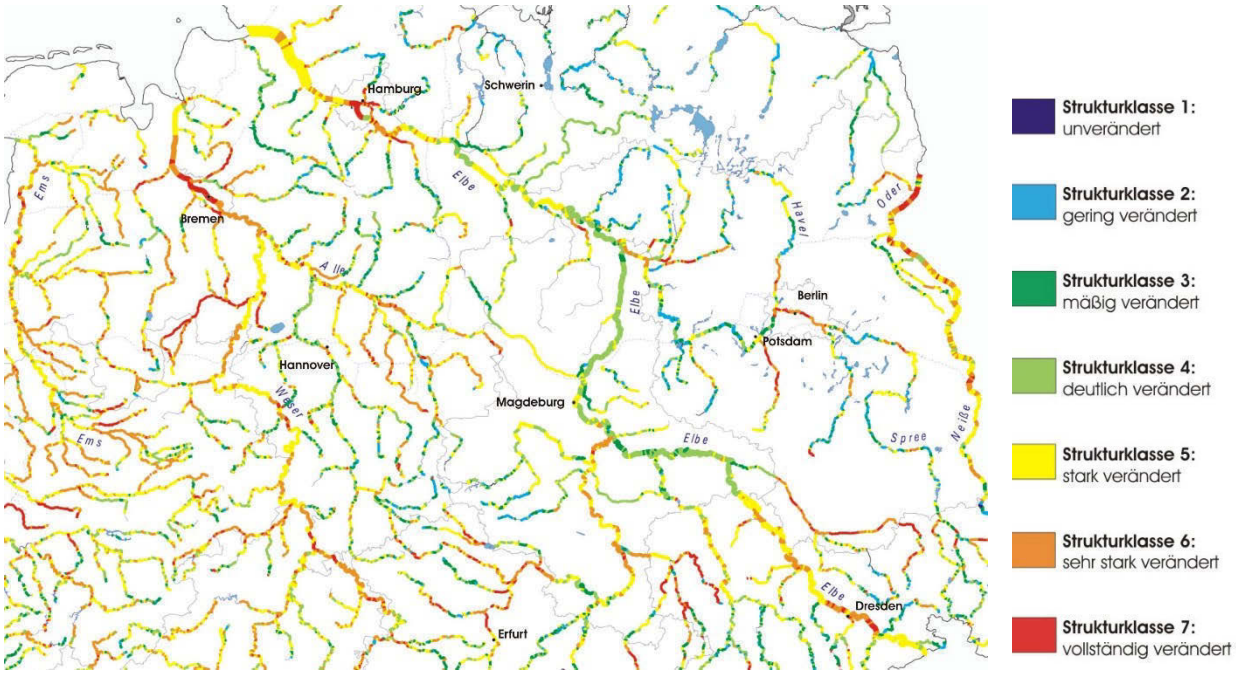


Abbildung 16: Gewässerstrukturgüte in Norddeutschland, Ausschnitt aus der Gewässerstrukturkarte der Bundesrepublik Deutschland UMWELTBUNDESAMT (2001)

Eine Analyse der kulturhistorischen Gewässer- und Landschaftsentwicklung sowie geomorphologischer Auswirkungen anthropogener Eingriffe in Deutschland findet man bei KERN (1995). Innerhalb seiner Arbeit stellt er für verschiedene Eingriffstypen den Ort des Eingriffes, direkte Wirkungen am Eingriffsort und auch Folgewirkungen dar. Außerdem werden Angaben zu betroffenen Raumeinheiten und zur Regenerationszeit gemacht. KERN (1995) geht davon aus, dass die Regenerationszeit für ausbaubedingte Sohlenerosion bei 10^2 bis 10^3 Jahren liegt. Ohne aktive Beseitigung der Sohlenerosion kann sich der Fluss in der Regel sogar erst durch tektonische oder klimatische Umbrüche regenerieren, wofür noch längere Zeiträume anzusetzen sind. KERN (1995) weist auch auf den Verlust der ökologisch bedeutsamen Prozesse der Auenbildung durch Gewässerregulierungen hin, wobei auf DVWK (1991) verwiesen wird. Eine Zusammenfassung der wichtigsten Eingriffe und deren Regenerationszeiten enthält Abbildung 17 aus KERN (1995).

Bezüglich der großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes ist festzustellen, dass es sich hierbei um Mittel- und Unterläufe von Flusseinzugsgebieten handelt, deren räumliche Skalen nach Kapitel 2.2 der Raumeinheit Flusstal zuzuordnen sind. Damit wirken hier die anthropogenen Eingriffe dieser Raumeinheiten selbst (i.d.R. sind das Besiedlung der Aue, Flussregulierung, Auenrodung, Niedrigwasserregulierung,

Eindeichung und in einigen Fällen Flusskraftwerke), aber auch die Eingriffe des gesamten stromauf liegenden Einzugsgebietes (insbesondere Rodungen im Einzugsgebiet, Speicherbau, Folgen der Flößerei, Flusskraftwerke und Hochwasserrückhaltebecken). Als Hauptfolgen dieser anthropogenen Eingriffe sieht KERN (1995) insbesondere Veränderungen im Abflussverhalten und Sedimenttransport, Verlust der Auen, Sedimentation der Aue, Verhinderung der natürlichen Bettentwicklung und Sohlenerosion. Letzterer Aspekt wirkt besonders schwer, da infolge der eiszeitlichen und nacheiszeitlichen Prozesse die heutigen Flusstäler des norddeutschen Tieflandes in ihrer Gestalt höchstens 5.000 Jahre alt und damit noch relativ jung sind. Eine erosionsbedingte Niederterrassenbildung konnte deshalb bisher nicht stattfinden und die natürliche Überflutungsdauer der Aue liegt bei ca. 180 Tagen (siehe Tabelle 4).

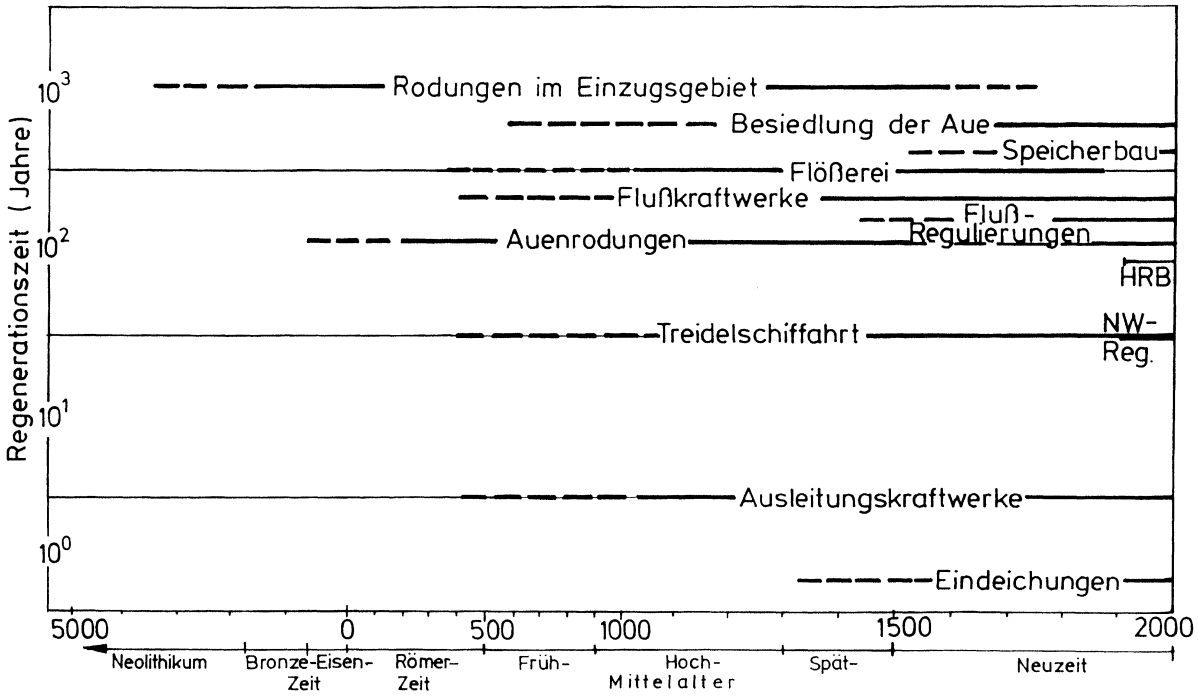


Abbildung 17: Eingriffe in Gewässersysteme und erforderliche Regenerationszeiten aus KERN (1995), abgebildet mit Genehmigung des © Springer Verlages. HRB = Hochwasserrückhaltebecken, NW-Reg. = Niedrigwasser-Regulierung

Der Verlust der Vielfalt abiotischer Standortfaktoren und der Verlust störungsinduzierter eigendynamischer Veränderungen haben einen direkten Einfluss auf die biotische Ausstattung der Flüsse und ihrer Auen, auf die in dieser Arbeit aber nicht näher eingegangen werden soll. Beispielhaft wird auf REICHHOLF (2009) verwiesen. Die Arbeit betrachtet die heutigen Methoden des Naturschutzes kritisch. Der Autor sieht in der durch Gewässerausbau verloren gegangen Auendynamik eine Hauptursache für den starken Rückgang der an Auenlebensräume gebundenen Arten, der durch Unterschutzstellung und Biotopmanagement alleine nicht kompensiert werden kann.

2.4.3 Entwicklungsziele gemäß WRRL der EU

Mit der WRRL der EU (Richtlinie 2000/60/EG) ist ein neuer gesellschaftlicher Anspruch für den Umgang mit Oberflächengewässern und Grundwasser in Europa postuliert worden. So heißt es in Artikel 1 dieser Richtlinie EG (2000):

„Ziel dieser Richtlinie ist die Schaffung eines Ordnungsrahmens für den Schutz der Binnenoberflächengewässer, der Übergangsgewässer, der Küstengewässer und des Grundwassers zwecks

a) Vermeidung einer weiteren Verschlechterung sowie Schutz und Verbesserung des Zustands der aquatischen Ökosysteme und der direkt von ihnen abhängenden Landökosysteme und Feuchtgebiete im Hinblick auf deren Wasserhaushalt,
b) Förderung einer nachhaltigen Wassernutzung auf der Grundlage eines langfristigen Schutzes der vorhandenen Ressourcen,
c) Anstrebens eines stärkeren Schutzes und einer Verbesserung der aquatischen Umwelt, unter anderem durch spezifische Maßnahmen zur schrittweisen Reduzierung von Einleitungen, Emissionen und Verlusten von prioritären Stoffen und durch die Beendigung oder schrittweise Einstellung von Einleitungen, Emissionen und Verlusten von prioritären gefährlichen Stoffen;
d) Sicherstellung einer schrittweisen Reduzierung der Verschmutzung des Grundwassers und Verhinderung seiner weiteren Verschmutzung; und
e) Beitrag zur Minderung der Auswirkungen von Überschwemmungen und Dürren,

…“

In Artikel 4 werden darüber hinaus die Umweltziele für die Oberflächengewässer konkretisiert. Bezüglich der Umsetzung von Maßnahmenprogrammen gilt für die Oberflächengewässer Folgendes, EG (2000):

- Die Verschlechterung des Zustands aller Oberflächenwasserkörper ist zu verhindern.
- Alle nicht erheblich veränderten Oberflächenwasserkörper sind zu schützen, zu verbessern und zu sanieren, mit dem Ziel, einen guten Zustand der Oberflächengewässer zu erreichen.
- Alle künstlichen und erheblich veränderten Wasserkörper sind mit dem Ziel zu schützen und zu verbessern, ein gutes ökologisches Potential und einen guten chemischen Zustand der Oberflächengewässer zu erreichen;
- Die Verschmutzung durch prioritäre Stoffe ist schrittweise zu reduzieren und die Einleitungen, Emissionen und Verluste prioritärer gefährlicher Stoffe zu beenden oder schrittweise einzustellen.

Damit definiert die WRRL der EU (Richtlinie 2000/60/EG) auch den Handlungsrahmen für die künftige Entwicklung der großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes. Zur Umsetzung der oben genannten Zielstellung wurden und werden in Deutschland auf der Ebene der Bundesländer Programme entwickelt, auf deren Grundlage Maßnahmen umzusetzen sind.

2.5 Vorhersagemodelle

2.5.1 Zielstellung

Innerhalb des in Kapitel 3 aufzustellenden Zielsystems werden die Zustandsgrößen der Querschnittsgeometrie (mittlere Wassertiefe und Wasserspiegelbreite des Gerinnes, hydrologisch bedingte Mindestbreite der Aue und Retentionsvolumen) sowie der Linienführung (Sohlen- und Wasserspiegelgefälle, Windungsgrad und Gerinnezahl) gemäß der in Kapitel 2.1 dargestellten theoretischen Grundlagen, aus vorgegebenen Systemeingangsgrößen (Talbodengefälle, Abfluss, Sedimentfracht, Uferstabilität und Gerinnerauheit), mithilfe von Vorhersagemodellen bestimmt.

Dabei wird angenommen, dass die verwendeten Vorhersagemodelle ein statisches Gleichgewicht (vergleiche Abbildung 7 in Kapitel 2.3) bezüglich der mittleren Modellzustandsgrößen einnehmen und mit ihnen die Raumeinheiten Gewässerstrecke und Gewässerabschnitt, mit einer Längenausdehnung von ca. 10^2 bis 10^5 m und einem Bezugszeitraum von 10^1 bis 10^4 Jahren (vergleiche Tabelle 3 in Kapitel 2.2) hinreichend abgebildet werden können.

Zur Bestimmung flussmorphologischer Zustandsgrößen sind in der Vergangenheit verschiedene Vorhersagemodelle entwickelt worden. Die wichtigsten sollen hier vorgestellt und hinsichtlich ihrer Eignung im Rahmen dieser Arbeit bewertet werden.

Auf eine nähere Betrachtung der Entwicklung der Bettstrukturen wird dabei verzichtet, weil die diesbezüglich ablaufenden Prozesse gemäß den Ausführungen in Kapitel 2.2 unterhalb der innerhalb dieser Arbeit betrachteten Raum- und Zeitskalen liegen.

Streng genommen sind in den großen sandgeprägten Tieflandflüssen Norddeutschlands aufgrund der zahlreichen nutzungsbedingten Restriktionen mindestens mittelfristig kaum eigendynamische Änderungen der Linienführung zu erwarten. Dennoch muss dieser Aspekt ebenfalls betrachtet werden, insbesondere um notwendige Entwicklungskorridore für eigendynamische Prozesse abschätzen zu können.

2.5.2 Hydraulische Geometrie des Fließquerschnitts

Empirische Modelle

Einen kurzen geschichtlichen Abriss der Entwicklung empirischer Modelle zur Bestimmung der hydraulischen Geometrie des Gewässerquerschnitts findet man bei ZELLER (1965). Demnach beobachteten und beschrieben Ende des 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts erstmals britische Wasserbauingenieure an künstlich angelegten stabilen Erdkanälen in Indien Abhängigkeiten zwischen der mittleren Fließgeschwindigkeit $\bar{v}$ und der Wassertiefe h sowie der Wasserspiegelbreite b_{Sp} in der Form der Gleichungen (2.1) und (2.2), wobei θ_i und α_i zu kalibrierende Faktoren oder Exponenten sind.

(2.1) *Wassertiefe*

$$\bar{v} = \theta_h \cdot h^{\alpha_h}$$

(2.2) *Wasserspiegelbreite*

$$\bar{v} = \theta_{b_{Sp}} \cdot B^{\alpha_{b_{Sp}}}$$

Später wurden auch das Gefälle I der Sohle sowie der Abfluss Q in die Betrachtung einbezogen. Von Interesse war zunächst die Frage, unter welchen Bedingungen sich ein künstliches Gewässer im sogenannten „Regime“ befindet, sich also Erosion und Akkumulation derart die Waage halten, dass keine Änderung der Geometrie erfolgt und damit keine Unterhaltung erforderlich ist. Die auf der Basis statistischer Auswertungen zahlreicher Naturdaten entstandenen und weiter entwickelten Regimegleichungen hatten alle gemeinsam, dass sie einen Zusammenhang zwischen der gesuchten Geometriegröße und dem Abfluss in Form einer Potenzfunktion annehmen. Der Grund für diese Annahme ist, dass eine Darstellung dieser Abhängigkeiten im doppelt logarithmischen Raum sich mehr oder weniger gut in Trendgeraden darstellen lassen.

Ab Mitte des 20. Jahrhunderts beschäftigte man sich nach ZELLER (1965) in den USA intensiv mit der Regimetheorie. Auf der Basis zahlreicher Messwerte von Kanälen, aber auch natürlicher Flussläufe, wurden Regimegleichungen in der Form einfacher Potenzfunktionen des Abflusses Q entwickelt.

In ihrer fundamentalen Arbeit versuchten LEOPOLD UND MADDOCK (1953) nach GLEASON (2015) erstmals, mithilfe der Regimetheorie Gesetzmäßigkeiten für die Ausbildung der Querschnittsgeometrie in natürlichen Gewässern herzuleiten. Ausgangsbasis der Betrachtung bildeten Gleichungen für die hydraulische Geometrie in der bis heute verbreiteten Form (2.3) bis (2.7), mit den zu kalibrierenden Faktoren oder Exponenten θ_i und α_i.

(2.3) *Wassertiefe* $$h = \theta_h \cdot Q^{\alpha_h}$$

(2.4) *Wasserspiegelbreite* $$b_{Sp} = \theta_{b_{Sp}} \cdot Q^{\alpha_{b_{Sp}}}$$

(2.5) *Fließgeschwindigkeit* $$v = \theta_v \cdot Q^{\alpha_v}$$

(2.6) *Kontinuität* $$\theta_h \cdot \theta_{b_{Sp}} \cdot \theta_v = 1$$

(2.7) *Kontinuität* $$\alpha_h + \alpha_{b_{Sp}} + \alpha_v = 1$$

LEOPOLD UND MADDOCK (1953) unterscheiden bei ihrer Betrachtung zwischen einzelnen Querprofilen und Flussstrecken. Das grundlegende Konzept illustriert Abbildung 18. Dabei kennzeichnet A die Bedingungen an einem Profil im Oberlauf während einer Niedrigwasserphase und C die Bedingungen am gleichen Profil bei Hochwasser. Mit B und D werden jeweils die Bedingungen an einem Profil stromab markiert. Die durchgezogenen Linien zwischen A_i und B_i oder C_i und D_i stehen nun für die Änderung der einzelnen Größen entlang des Flussverlaufes bei gleichem Wiederholungsintervall des Abflusses, während die gestrichelten Linien zwischen A_i und C_i oder B_i und D_i für Änderungen der Größen am gleichen Profil bei sich änderndem Wiederholungsintervall des Abflusses stehen.

Als mittlere Exponenten geben LEOPOLD UND MADDOCK (1953) im Ergebnis der Auswertung von Daten zahlreicher natürlicher Flüsse in den USA die in Tabelle 5 dargestellten Werte an. Dabei ist zu berücksichtigen, dass es sich um Mittelwerte insgesamt stark streuender Einzelergebnisse handelt.

Tabelle 5: Exponenten der Regimegleichungen für Flussprofile und -strecken nach LEOPOLD UND MADDOCK (1953)

Zustandsgröße	Exponent	Flussprofil	Flussstrecke
Wassertiefe	α_h	0,40	0,40
Wasserspiegelbreite	$\alpha_{b_{Sp}}$	0,26	0,50
Fließgeschwindigkeit	α_v	0,34	0,10

Nach der Veröffentlichung von LEOPOLD UND MADDOCK (1953) überprüften zahlreiche Autoren empirisch die Gültigkeit der Gleichungen für die hydraulische Geometrie. Tabelle

6 enthält z.B. eine Auswahl von empirisch ermittelten Faktoren und Exponenten verschiedener Autoren für Sandflüsse, die KNIGHTON (1998) entnommen wurde.

Tabelle 6: Ausgewählte Koeffizienten und Exponenten der Regimegleichungen für Flussstrecken sandgeprägter Flüsse nach KNIGHTON (1998)

Autoren	Datenherkunft	Abfluss	Koeffizienten		Exponenten		
			θ_h	$\theta_{b_{Sp}}$	α_h	$\alpha_{b_{Sp}}$	α_v
Lacy (1929)	Kanäle: Punjab	Q_b	0,39	4,84	0,33	0,50	0,17
Simons u. Albertson, Sandufer (1963)	Kanäle: Indien, USA	Q_b	0,69	5,23	0,36	0,50	0,14
Mahmood et al. (1979)	Kanäle: Pakistan	Q_b	0,53	4,93	0,31	0,51	0,18

Die von LEOPOLD UND MADDOCK (1953) postulierte Ableitung von Exponenten über die Bildung von Mittelwerten aus Stichproben von Strömen vergleichbarer Charakteristik konnte dabei nach PARK (1977) und RHODES (1977), beide zitiert in GLEASON (2015), nicht bestätigt werden.

Außerdem muss festgestellt werden, dass die meisten empirischen Daten für die Herleitung von Koeffizienten und Exponenten von großen Flüssen Nordamerikas und von Bewässerungskanälen Asiens stammen (siehe dazu z.B. LEOPOLD UND MADDOCK (1953), ZELLER (1965) und KNIGHTON (1998)). Für Europa liegen nur wenige Daten vor und für die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes gar keine, was sich dadurch begründen lässt, dass die größeren Flüsse Europas nicht mehr in einem natürlichen Zustand vorgefunden werden können und dadurch als Referenz für natürliche Prozesse ausscheiden.

Genau das aber ist ein wesentliches Problem, denn die Charakteristik der norddeutschen Sandflüsse unterscheidet sich wesentlich von denen Nordamerikas (siehe dazu auch Kapitel 2.2. und Kapitel 2.4.1). Weil die Flüsse Nordamerikas während der gesamten Vereisung der nördlichen Halbkugel nicht durch diese verändert wurden, wirkte die natürliche Sohlenerosion dort wesentlich länger als in den Flüssen Norddeutschlands, deren heutige Flusstäler sich erst vor 10^3 bis 10^4 Jahren herausbildeten.

Auf eine weitere Unsicherheit weisen ZELLER (1965) und GLEASON (2015) hin. So kommt dem Abfluss bei der Bestimmung der hydraulischen Geometrie eine wesentliche Bedeutung zu. Hier ist in der Vergangenheit allerdings keineswegs einheitlich vorgegangen worden. Während sich die Regimetheorie auf einen das Regime bestimmenden konstanten Abfluss bezieht (in der Regel bordvolle Kanäle), nutzen LEOPOLD UND MADDOCK (1953) den mittleren jährlichen Abfluss MQ als Bezugsgröße. Spätere Autoren (siehe z.B. Tabelle 6) beziehen sich auf den mittlerweile hier etablierten bordvollen Abfluss Q_b.

Aufgrund fehlender geeigneter Referenzdaten für die großen sandgeprägten Flüsse Norddeutschlands, bei gleichzeitig stark begrenzter Gültigkeit ermittelter Koeffizienten und Exponenten, wird im Rahmen dieser Arbeit die von LEOPOLD UND MADDOCK (1953) vorgeschlagene Methode für die Herleitung von Zielgrößen der hydraulischen Geometrie nicht angewendet.

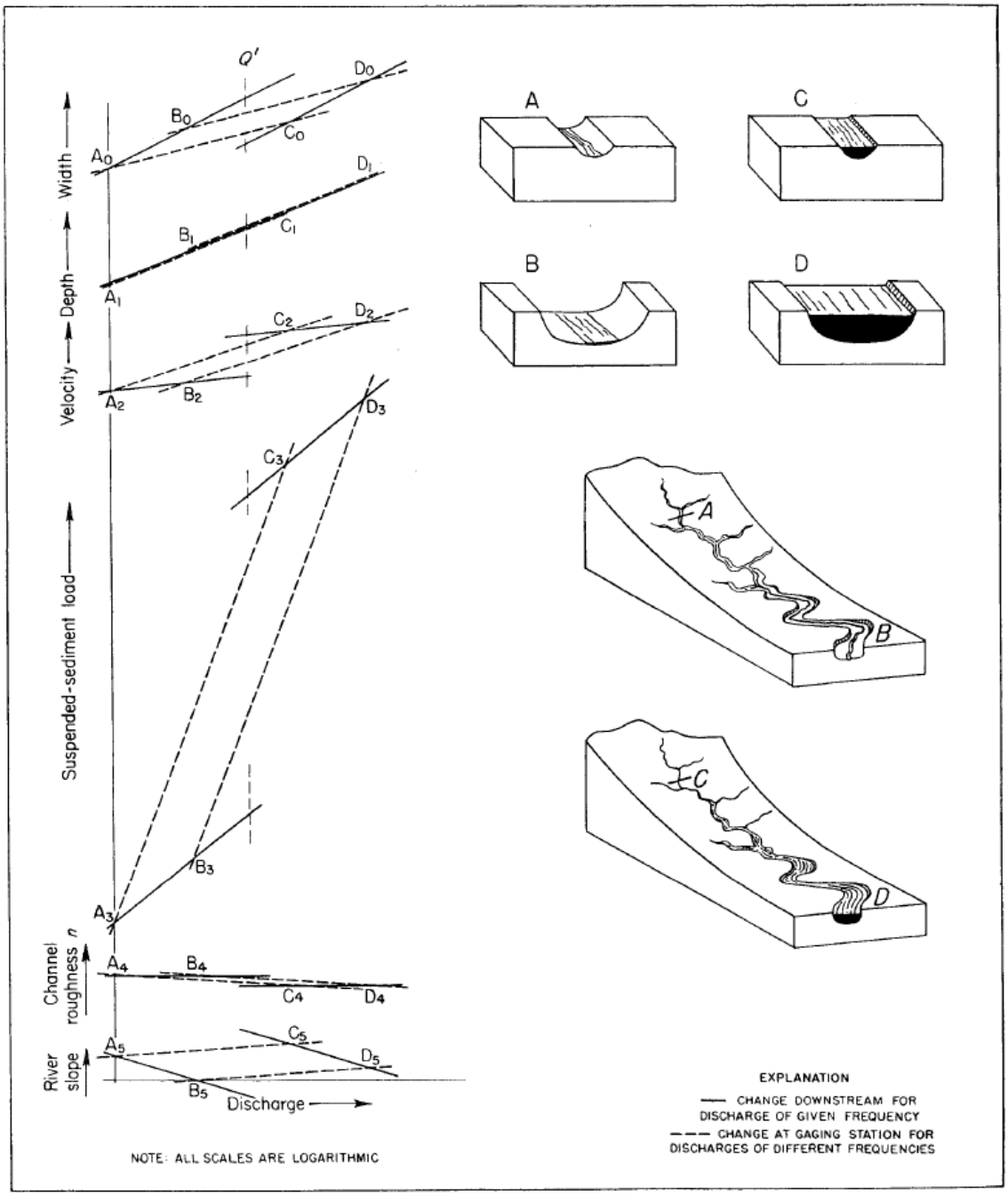


Abbildung 18: Mittlere hydraulische Geometrie von Flussbettengerinnen (Wasserspiegelbreite, Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit, Sedimenttransport, Gerinnerauheit und Gefälle) in Bezug auf den Abfluss, an einem Profil und an Flussabschnitten stromab aus LEOPOLD UND MADDOCK (1953)

Analytische Modelle – Extremalmethoden

Seit über 60 Jahren wird versucht, eine solide theoretische Grundlage für die von LEOPOLD UND MADDOCK (1953) empirisch hergeleiteten Gleichungen der hydraulischen Geometrie zu finden. Zahlreiche Forscher haben sich damit beschäftigt, determinierte Lösungen zu finden. Die wichtigsten Arbeiten dazu hat GLEASON (2015) zusammengefasst und bewertet.

Analytische Modelle der Extremalmethoden stützen sich nach YALIN (1992) sowie YALIN UND DA SILVA (2001) auf ein Gleichungssystem aus Gleichungen für Kontinuität (2.8) und

Transport (2.9), als Funktionen von Wasserspiegelbreite b_{Sp}, Wassertiefe h, Gefälle I und des Chézy-Widerstandsbeiwerts C sowie der energetischen Charakteristik (2.10). Dies beruht auf der Annahme, dass sich selbst regulierende Flüsse für bestimmte Zustandsgrößen ein Minimum, Maximum oder Optimum anstreben (siehe dazu auch GLEASON (2015)).

(2.8) *Kontinuität* $$Q = f_Q(b_{Sp}, h, I, C)$$

(2.9) *Transport* $$Q_S = f_{Q_S}(b_{Sp}, h, I, C)$$

(2.10) *Energetische Charakteristik* $$dA_* = 0$$

Die Extremalhypothesen lassen sich nach CAO UND KNIGHT (2002) in folgende Kategorien entsprechend der energetischen Größe A_* einteilen:

- Minimale Flussleistung (umfasst die Hypothesen: Minimale Flussleistung, maximale Sedimenttransportrate und minimale Energiedissipation)
- Minimale spezifische Flussleistung
- Maximaler Fließwiderstand (maximale Bettreibung)
- Thermodynamische Betrachtung

Auch bezüglich der Extremalhypothesen fasst GLEASON (2015) die wichtigsten Arbeiten und deren Ergebnisse zusammen. So weist der Autor z.B. darauf hin, dass LEOPOLD selbst diesen Ansatz bereits gefördert hat. Dieser ging davon aus, dass natürliche Systeme immer einem Zustand minimaler Arbeit entgegenstreben (siehe LANGBEIN UND LEOPOLD (1964)). Mitte der 1970er Jahre rückten nach GLEASON (2015) Ansätze der maximalen Sedimenttransportkapazität und der minimalen Energiedissipation in das Zentrum der Betrachtung. Für letzteren Ansatz sei hier beispielhaft YANG ET AL. (1981) angeführt. Aktuellere Arbeiten versuchten nach GLEASON (2015) immer stärker physikalische Zusammenhänge zu berücksichtigen und somit die Gleichungssysteme der hydraulischen Geometrie zu ergänzen. Schließlich überprüften EATON UND CHURCH (2007) modellierte Ergebnisse und Naturdaten mit dem Ansatz eines maximalen Strömungswiderstandes, unter Berücksichtigung der Böschungsstabilität und erhielten eine gute Übereinstimmung mit traditionellen Vorhersagemodellen (siehe dazu GLEASON (2015)).

Von Beginn an waren nach GLEASON (2015) Extremalhypothesen starker Kritik ausgesetzt. Zwar hat man mittlerweile befriedigende rationale Lösungen finden können, diese gelten aber immer nur unter zahlreichen Einschränkungen und Annahmen. In seiner Arbeit kommt GLEASON (2015) zu der Schlussfolgerung, dass bis heute keine universelle Theorie der hydraulischen Geometrie gefunden werden konnte.

Im Rahmen des BMBF-Verbundprojektes „Morphodynamik der Elbe“ versuchten BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) Wasserspiegelbreite b_{Sp} und Wassertiefe h der Elbe vor 1800 und damit einen naturnahen hydraulisch-morphologischen Zustand dieses Flusses, für verschiedene maßgebende Abflüsse Q und ein bekanntes Gefälle I zu rekonstruieren. Dabei entschieden sich die Autoren, den Extremalansatz aus YALIN UND

DA SILVA (2001) in der Form der Gleichungen des Optimierungsproblems (2.11) bis (2.13) anzuwenden.

(2.11) *Kontinuität* $$Fr = Q^2/(g \cdot b_{Sp}^2 \cdot h^3)$$

(2.12) *Gerinnebreite* $$b_{Sp} = \alpha_{b_{Sp}} \cdot \sqrt{Q/v_{*cr}}$$

(2.13) *Minimum der Froudezahl* $$Fr = C^2 \cdot I \rightarrow min$$

Mithilfe der YALIN UND DA SILVA (2001) beiliegenden Software *BHS-STABLE* haben BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) eine Vielzahl von Kombinationen der Zustandsgrößen (maßgebender Abfluss Q, Chézy-Widerstandsbeiwert C und repräsentativer Sedimentkorndurchmesser, zur Bestimmung der kritischen Schubspanungsgeschwindigkeit v_{*cr} sowie des dimensionslosen Breitenfaktors $\alpha_{b_{Sp}}$) berechnet. Dabei haben sie festgestellt, dass der Bestimmung eines repräsentativen Sedimentkorn-Durchmessers bei diesem Verfahren eine große Bedeutung zukommt, wogegen eine Unschärfe beim maßgebenden Abfluss eher unkritisch gesehen wird. Insgesamt werden die Ergebnisse kritisch gesehen und die Ursachen für Abweichungen ausführlich diskutiert. Diese sehen die Autoren vor allen Dingen in der Unsicherheit bei der Erhebung historischer Naturdaten und der unzureichenden Berücksichtigung morphologischer Strukturen, wie etwa Bänke, Inseln und Stromverzweigungen.

Im Rahmen dieser Arbeit sollen ergänzende Zielparameter bezüglich der hydromorphologischen Qualitätskomponente „Morphologie“ der WRRL der EU (Richtlinie 2000/60/EG) entwickelt werden. Grundsätzlich scheinen zur Bestimmung der Zielgrößen für die Querschnittsgeometrie Extremalmethoden geeignet zu sein, sofern es gelingt, sinnvolle Annahmen für den maßgebenden Abfluss und einen repräsentativen Sedimentkorndurchmesser zu finden. Allerdings würden die Ergebnisse voraussichtlich nur für kompakte Flussbetten repräsentativ sein und diese kommen natürlicherweise in den sandgeprägten Tieflandflüssen Norddeutschlands aufgrund der auentypologischen Charakteristik höchstens abschnittsweise vor.

Außerdem muss kritisch angemerkt werden, dass sowohl das Sohlengefälle, als auch die Gerinnerauheit nicht als Eingangsgröße in der Prozedur eingegeben werden können, sondern, neben Bettbreite und mittlerer Gerinnetiefe, als Zustandsgrößen des Regimezustandes berechnet werden. Damit wäre die Frage, welche Zustandsgrößen des Querschnittes für die Gerinnebreite und die mittlere Wassertiefe bei gegebenen Eingangsgrößen für Abfluss, Sedimentkorndurchmesser, Gerinnerauheit und Sohlengefälle im Regime wären, mit Extremalmethoden, mindestens nach YALIN UND DA SILVA (2001), nicht zu beantworten.

Deshalb werden im Rahmen dieser Arbeit auch keine Extremalmethoden für die Herleitung von Zielgrößen der hydraulischen Geometrie angewendet.

Analytische Modelle – Bewegungsbeginn

Die Nachteile der weiter oben in diesem Kapitel beschriebenen Ansätze zur Bestimmung der hydraulischen Geometrie werfen die Frage nach Alternativen auf. Berücksichtigt man,

dass ein im Gleichgewicht befindlicher Flussabschnitt morphodynamisch stabil ist, also über eine größere Zeitskala weder Auflandungs- noch Erosionstendenzen oder Gefälleveränderungen (z.B. durch Mäanderentwicklung) aufweist, so lässt sich nach MALCHEREK (2016B) aus den Erkenntnissen zum Bewegungsbeginn und zur Sohlenschubspannung eine geschlossene Regimetheorie entwickeln.

Dem Ansatz von MALCHEREK (2016B) liegt die Annahme zugrunde, dass die mittlere Sohlenschubspannung eines sedimentführenden Flusses im Gleichgewichtszustand der mittleren kritischen Schubspannung entspricht. Hierzu ersetzt MALCHEREK (2016B) die Sohlenschubspannung im Gesetz von Nikuradse (siehe dazu NIKURADSE (1933), zitiert in MALCHEREK (2016A)) durch die kritische Schubspannung und erhält Gleichung (2.14). Dann eliminiert MALCHEREK (2016B) die mittlere Fließgeschwindigkeit mithilfe der in MALCHEREK (2016A) hergeleiteten Schleppspannungsbeziehung nach Gleichung (2.15) und erhält die mittlere Wassertiefe mit Gleichung (2.16). Mithilfe der nun bekannten Wassertiefe ermittelt MALCHEREK (2016B) aus der Schleppspannungsbeziehung nach Gleichung (2.15) die Wasserspiegelbreite nach Gleichung (2.17).

(2.14) *Kritische Schubspannung*

$$\tau_0 = \tau_{crit} = \frac{\varrho_w \cdot \kappa^2}{\left(ln\frac{12 \cdot h}{k_s^g}\right)^2} \cdot \bar{v}^2$$

(2.15) *Schleppspannungsbeziehung*

$$g \cdot h \cdot tan\,\alpha_{So} = \frac{\kappa^2}{\left(ln\frac{12 \cdot h}{k_s}\right)^2} \cdot \bar{v}^2$$

(2.16) *Wassertiefe*

$$h = \left(\frac{\left(ln\frac{12 \cdot h}{k_s^g}\right)}{\left(ln\frac{12 \cdot h}{k_s}\right)}\right)^2 \cdot \frac{\tau_{crit}}{\varrho_w \cdot g \cdot tan\,\alpha_{So}}$$

(2.17) *Wasserspiegelbreite*

$$b_{Sp} = \frac{\kappa}{\left(ln\frac{12 \cdot h}{k_s}\right)} \cdot \frac{Q}{h \cdot \sqrt{g \cdot h \cdot tan\,\alpha_{So}}}$$

Die von Kàrmàn-Konstante gibt MALCHEREK (2016A) für das vertikale Geschwindigkeitsprofil der turbulenten Strömung mit $\kappa = 0{,}41$ an und $\tan\alpha_{So}$ ist das Sohlengefälle I_{So} (mit $\tan\alpha_{So} > 0$). Die kritische Schubspannung τ_{crit} ermittelt MALCHEREK (2016B) über die Shields-Funktion und auch zur Bestimmung der Kornrauheit k_s^g sowie der effektiven Sohlenrauheit k_s werden in MALCHEREK (2016A) verschiedene Ansätze vorgestellt. Nähere Ausführungen dazu werden in den Kapiteln 2.6.4 und 2.6.6 gemacht.

Das entstehende System aus einer impliziten und einer expliziten Gleichung ist zu lösen. Eingangsgrößen sind die bezüglich der betrachteten Raumausdehnung und Zeitintervalle gemittelten Größen kritische Schubspannung, in der Regel abgeleitet aus der Sieblinie des Sediments, Sohlengefälle, Rauheit der Sohle und des Sedimentkorns sowie Abfluss. Letzterer ist sorgfältig zu bestimmen, denn über ihn definiert sich die Wasserspiegelbreite

im Regimezustand. Sich ändernde Abflüsse wirken sich zwar in der Regel signifikant auf die Wassertiefe aus, die Wasserspiegelbreite dagegen ändert sich eher geringfügig. Dies bedeutet, dass bei geringeren Abflüssen als dem maßgebenden, Sedimentation und bei höheren Abflüssen Erosion auftritt, wie es in der Natur zu beobachten ist und wie MALCHEREK (2016B) auch feststellt.

Ein Vorteil des in MALCHEREK (2016B) vorgestellten Ansatzes besteht darin, dass man auch bei nicht beeinflussbaren Eingangsgrößen eine sich im Gleichgewicht befindliche hydraulische Querschnittsgeometrie findet. Dies ist z.B. von Bedeutung, wenn eine Gleichgewichtsgeometrie für ein anthropogen verändertes Sohlengefälle gesucht wird und nicht die Möglichkeit einer Gefälleänderung, etwa durch Mäanderbildung, besteht.

Welchen Einfluss die Wahl der Eingangsgrößen auf das Ergebnis hat, lässt sich über Sensitivitätsbetrachtungen ermitteln. Dabei kann man feststellen, dass insbesondere die Wahl der Korngröße, der Sohlenrauheit und des Sohlengefälles die Ergebnisse sowohl für die Wassertiefe, als auch für die Wasserspiegelbreite beeinflussen. Der Abfluss wirkt sich dagegen nur auf die Wasserspiegelbreite aus. Das ist positiv, denn Korngröße, Sohlengefälle und Abfluss kann man mithilfe von Messungen bestimmen, so dass lediglich die Ermittlung der Sohlenrauheit von größerer Unsicherheit behaftet sein dürfte. Näheres dazu wird in Kapitel 2.6 erläutert.

Die Herleitung von Zielgrößen der hydraulischen Geometrie über den Bewegungsbeginn erscheint plausibel, denn sie basiert auf einer geschlossenen und physikalisch begründeten Theorie. Außerdem lassen sich die erforderlichen Eingangsgrößen weitgehend durch Messungen bestimmen, was die Unschärfe der Ergebnisse vermindert. Deshalb wird im Rahmen der Arbeit insbesondere dieses Konzept weiterverfolgt.

2.5.3 Beschreibung der Linienführung

Bezüglich der Vorhersagemodelle sind, neben denen der hydraulischen Geometrie des Querschnittes, insbesondere die zur Beschreibung der Linienführung im Rahmen dieser Arbeit von Bedeutung. Dabei geht es allerdings nicht darum, eine sich frei entwickelnde Linienführung möglichst gut vorherzusagen, sondern vielmehr um die Bewertung des IST-Zustandes und die Herleitung von Entwicklungszielen, insbesondere bezüglich des Sohlengefälles und eines vorzuhaltenden Entwicklungskorridors in der Aue.

Bei unseren Betrachtungen konzentrieren wir uns auf die großen sandgeprägten Tieflandflüsse Norddeutschlands (siehe dazu Kapitel 2.4.1), die alle über ein geringes Gefälle und ein sandiges Flussbett verfügen. Zahlreiche Autoren, wie z.B. LEOPOLD UND WOLMAN (1957), SMITH UND PUTNAM (1980), SCHUMM (1981, 1985), ROSGEN (1996), KNIGHTON (1998) und KOENZEN (2005), ordnen Flüsse dieses Typs von der Laufcharakteristik her den mäandrierenden und den anastomosierenden Flüssen zu. Als maßgebende Kennziffern für die Laufcharakteristik gelten nach LEOPOLD UND WOLMAN (1957) der Abfluss und das Sohlengefälle, wie man Abbildung 19 entnehmen kann. Noch deutlicher unterscheiden SMITH UND PUTNAM (1980) in Abbildung 20 anastomosierende und mäandrierende Flüsse in Kanada.

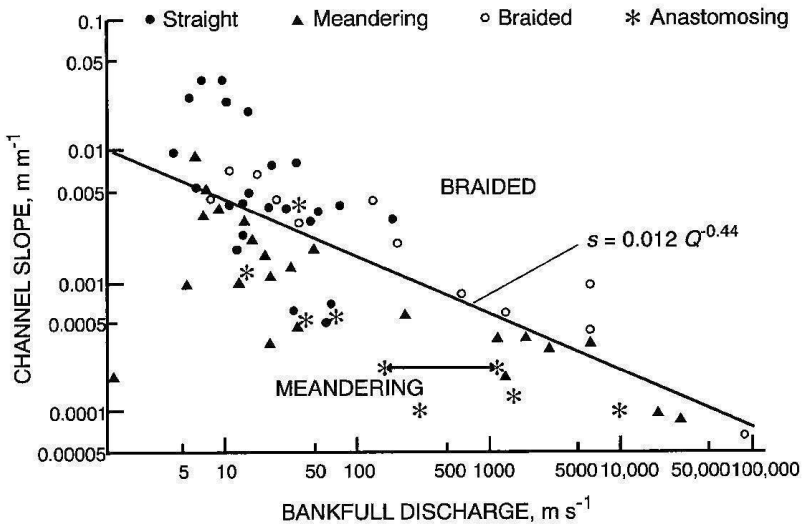


Abbildung 19: Abhängigkeit der Laufcharakterisitk von Abfluss und Sohlengefälle nach LEOPOLD UND WOLMAN (1957), aus KNIGHTON (1998), Seite 209, Abbildung 5.17 (A)

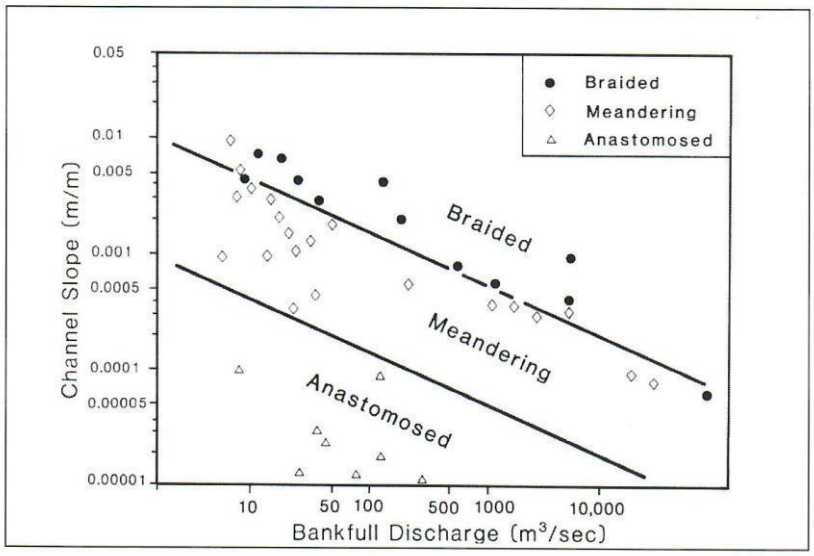


Abbildung 20: Abhängigkeit der Laufcharakterisitk von Abfluss und Sohlengefälle nach SMITH UND PUTNAM (1980), aus ROSGEN (1996)

Berücksichtigt man, dass das Sohlengefälle der norddeutschen sandgeprägten Tieflandflüsse Werte zwischen 0,05 ‰ und etwa 0,3 ‰ und der bordvolle Abfluss Werte zwischen etwas unter 100 m³/s und maximal 800 m³/s annimmt, können im norddeutschen Tiefland Flussabschnitte mit mäandrierender und anastomosierender Charakteristik erwartet werden. Diese Annahme findet sich in der Praxis bestätigt, wie zwei Beispiele in Abbildung 21 zeigen.

Abbildung 21: Bild oben: Die Aller bei Bosse am 06.04.2018, Beispiel für eine mäandrierende Laufcharakteristik / Bild unten: Die Havel bei Gülpe am 31.12.2009, Beispiel für eine anastomosierende Laufcharakteristik, Quelle: Google Earth, image Landsat / Copernicus (oben) und Google Earth, image © 2018 GeoBasis-DE/BKG (unten)

Während sich bezüglich der anastomosierenden Laufcharakteristik die Vorhersagemodelle auf die Fragen konzentrieren, welche Laufcharakteristik zu erwarten ist und wie es zur Verflechtung und Verzweigung kommt, gibt es zur Entwicklung mäandrierender Flüsse auch eine Reihe von Vorhersagemodellen über die Größenordnung der zu erwartenden Strukturen (siehe z.B. RICHARDS (1982), KNIGHTON (1998), YALIN UND DA SILVA (2001) und YALIN (1992)). Die wichtigsten Ansätze sollen an dieser Stelle vorgestellt werden.

Mäandrierende Laufcharakteristik

Mäandergeometrien lassen sich hinreichend über die Größen Mäanderwellenlänge λ_M, Mäanderamlitude a_M, Mäanderradius r_M sowie Windungsgrad s, als dem Quotienten aus Fließlänge und Tallänge, definieren (siehe Abbildung 22).

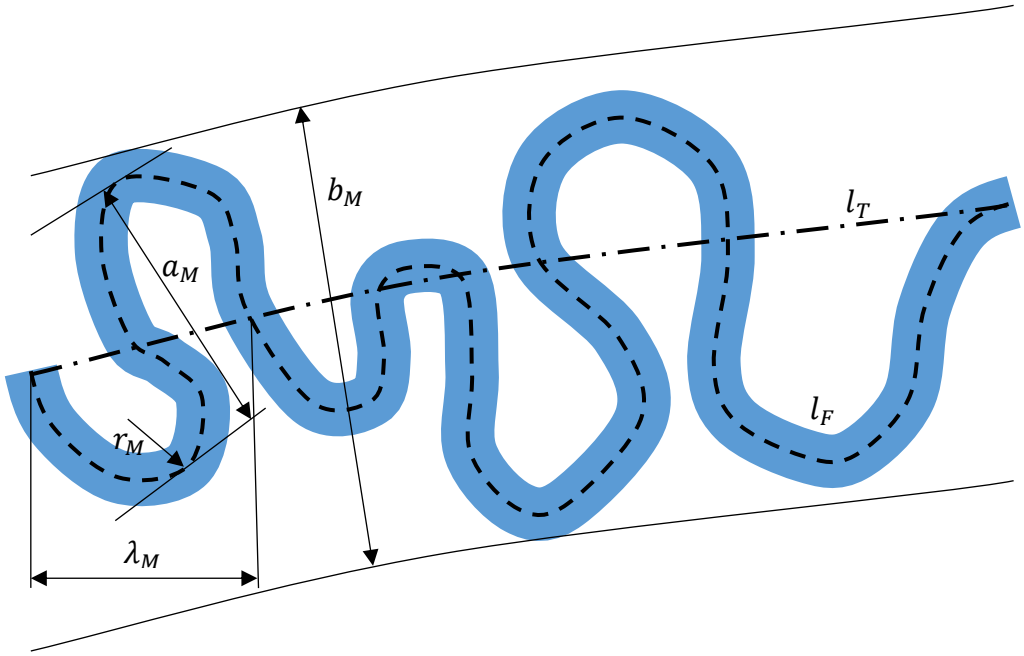


Abbildung 22: Ausgewählte Größen der Mäandergeometrie in Anlehnung an ZELLER (1967), KNIGHTON (1998) sowie MANGELSDORF UND SCHEURMANN ET AL. (1990)

Zur empirischen Bestimmung der Mäandergeometrie sind, wie bei der Regimetheorie, einfache Exponentialfunktionen der Form (2.18) bis (2.20) verbreitet (siehe dazu ZELLER (1967), MANGELSDORF UND SCHEURMANN (1980) und MANGELSDORF UND SCHEURMANN ET AL. (1990) sowie KNIGHTON (1998)). Als Eingangsgröße hat sich der Abfluss durchgesetzt, allerdings gibt es auch Ansätze unter Berücksichtigung der Einzugsgebietsgröße oder der Querschnittsgeometrie als Eingangsgrößen (siehe ZELLER (1967)).

(2.18) *Mäanderwellenlänge* $\lambda_M = \theta_\lambda \cdot Q^{\alpha_\lambda}$

(2.19) *Mäanderamplitude* $a_M = \theta_a \cdot Q^{\alpha_a}$

(2.20) *Mäanderradius* $r_M = \theta_r \cdot Q^{\alpha_r}$

Nach ZELLER (1967) nimmt θ_λ Werte zwischen 50 und 100 an und α_λ ist grundsätzlich 0,5. Die Werte bei KNIGHTON (1998) variieren dagegen für θ_λ von 33 bis 166 und α_λ kann zwischen 0,46 und 0,63 liegen. Zu berücksichtigen sind die unterschiedlichen Referenzabflüsse, welche im Wesentlichen für die stark schwankenden Faktoren und Exponenten mit verantwortlich sind, darauf weist insbesondere ZELLER (1967) hin. Die Werte für θ_a schwanken bei ZELLER (1967), mit einer Ausnahme, zwischen 17,4 und 142 und α_a liegt, mit einigen Ausnahmen, in der Regel bei 0,5. Auch hier bestimmen die

unterschiedlich definierten Referenzabflüsse maßgeblich die Faktoren. Für die Bestimmung des Mäanderradius lagen ZELLER (1967) nur wenige Datengrundlagen vor, so dass er auf Details nicht näher eingeht. Bei KNIGHTON (1998) werden keine Angaben bezüglich der Bestimmung der Mäanderamplitude und des Mäanderradius gemacht.

Tabelle 7 enthält eine Auswahl von empirisch ermittelten Faktoren und Exponenten verschiedener Autoren, die ZELLER (1967) entnommen wurde. In KNIGHTON (1998) sind weitere Werte zu finden.

Tabelle 7: Ausgewählte Koeffizienten und Exponenten zur Bestimmung der Mäandergeometrie nach ZELLER (1967)

Autoren	Datenherkunft	Abfluss	Koeffizienten			Exponenten		
			θ_λ	θ_a	θ_r	α_λ	α_a	α_r
Leopold und Wolman (1960)	USA, Indien	Q_b	65,0	-		0,5	-	
Inglis (1902)	Indien	HQ_1		104			0,54	
V. M. Makkaveev (1966)	Thur	HQ_{50}			4,3			0,61

Die Faktoren und Exponenten der Gleichungen (2.18) bis (2.20) sind in der Regel Ergebnisse von Regressionsanalysen (siehe z.B. LEOPOLD UND WOLMAN (1957)). Es stellt sich bezüglich der Zielstellung dieser Arbeit also die Frage nach dem Sinn der Anwendung dieser Formeln. Normalerweise sind Mäander, auch wenn sie im Rahmen von Flussbaumaßnahmen abgeschnitten wurden, in der Landschaft noch erkennbar, mindestens in digitalen Geländemodellen. Die Erfassung dieser Strukturen mithilfe von Satellitenbildern, topographischen Karten oder digitalen Geländemodellen bietet sich also an.

Eine wesentliche Eigenschaft von Flussmäandern ist, dass sie sich über die Zeit verändern. Dabei kann es zur Änderung der Schlingengröße, aber auch zur talwärts gerichteten Migration kommen (vergleiche ZELLER (1967), MANGELSDORF UND SCHEURMANN (1980) sowie KNIGHTON (1998)). Im Rahmen dieser Arbeit sind diese Veränderungen von Interesse, da deren Abschätzung bei der Herleitung von Entwicklungskorridoren von Bedeutung ist. Allgemeingültige Vorhersagemodelle für die Mäandermigration konnten allerdings nicht gefunden werden, lediglich Ergebnisse von Einzeluntersuchungen. Nach ZELLER (1967) etwa migrieren mäandrierende Flüsse umso stärker, je größer sie sind und je weniger Widerstand ihre Böschungen der Erosion entgegensetzen. Die Bandbreite liegt zwischen wenigen Dezimetern und über einhundert Metern pro Jahr. Letzteres betrifft die großen Ströme mit Einzugsgebieten von mehr als 400.000 km².

Auch bezüglich der möglichen Expansion und Migration von Mäandern scheint eine kartografische Auswertung der geeignetere Weg zu sein, entsprechende Potentiale abzuschätzen. Für die Elbe verweisen BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) z.B. auf ROMMEL (2000), der für die Elbe an einigen Stellen eine Mäandermigration von bis zu 2 Kilometer in 100 Jahren feststellen konnte.

Anastomosierende Laufcharakteristik

Wie man Abbildung 19 und Abbildung 20 entnehmen kann, entsteht eine anastomosierende Laufcharakteristik bei sehr geringem Sohlengefälle. Im Gegensatz zu den verzweigten (braided) Gerinnen, sind nach KNIGHTON (1998) die Strukturen (Inseln und Flussarme, aber auch die Ufer) relativ stabil und die einzelnen Flussarme

mäandrieren mit einem variierenden Windungsgrad, wobei nur eine geringe Mäanderexpansion vorzufinden ist.

Für anastomosierende Gerinne konnten im Rahmen der Recherche keine aussagekräftigen Vorhersagemodelle gefunden werden. Vielmehr sind nach KNIGHTON (1998) die einzelnen Flussarme, welche ja i.d.R. eine mäandrierende Laufcharakteristik aufweisen, einzeln mittels der weiter oben beschriebenen Ansätze für die mäandrierende Charakteristik zu betrachten.

Sohlengefälle

Das Längsprofil eines Flusses ist nach MANGELSDORF UND SCHEURMANN (1980) eines der wichtigsten Formelemente der Landoberfläche, es stellt eine Gefällekurve dar (siehe Abbildung 23). Verschiedene Autoren (siehe dazu z.B. MANGELSDORF UND SCHEURMANN (1980), RICHARDS (1982), KNIGHTON (1998)) haben diesbezügliche Arbeiten zusammengetragen und ausgewertet. Letztendlich lassen sich Vorhersagemodelle in die folgenden Gruppen unterteilen:

- Ableitung aus Referenzstrecken
- Regimetheorie und Extremalmethoden
- Modelle mit mehreren Kontrollparametern

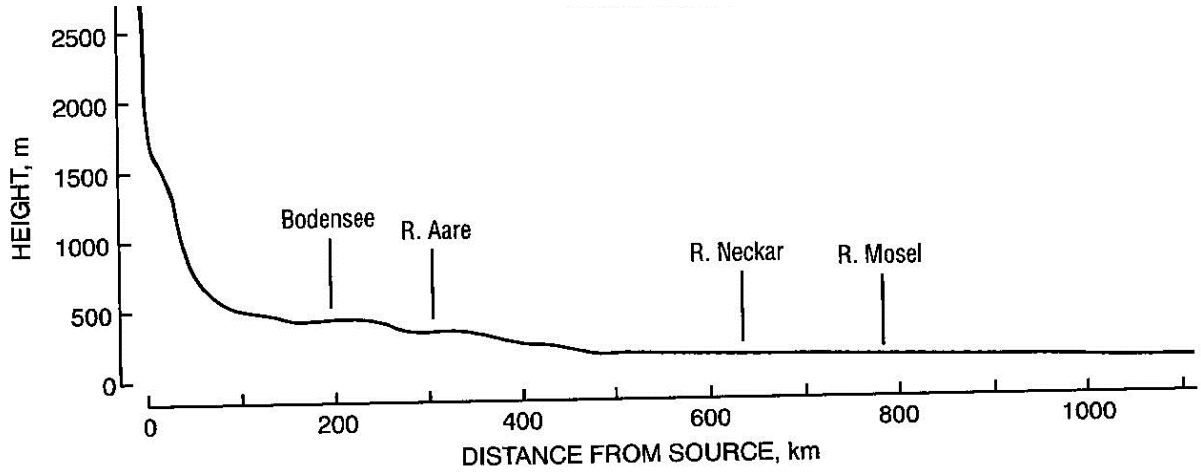


Abbildung 23: Längsprofil des Rheins aus KNIGHTON (1998), Seite 243, Abbildung 5.26 (B)

Exponentielles Modell aus Referenzstrecken

Zur Ableitung des Sohlengefälles aus Referenzstrecken hat sich das nach MANGELSDORF UND SCHEURMANN (1980) auf STERNBERG (1875) zurückgehende und von PUTZINGER (1919, 1927) entwickelte Konzept des Ausgleichsgefälles durchgesetzt. Die Autoren gehen aufgrund der Charakteristik von Flusslängsprofilen davon aus, dass einem im dynamischen Gleichgewicht befindlichen Flussabschnitt mit beweglicher Sohle auch ein so genanntes Beharrungs- oder Ausgleichgefälle zuzuordnen ist (siehe dazu MANGELSDORF UND SCHEURMANN (1980)) und dass sich das Ausgleichsgefälle entlang des Flusslaufes wie eine abklingende Exponentialfunktion verhält. Die Gleichungen (2.21) bis (2.22) wurden MANGELSDORF UND SCHEURMANN (1980) entnommen, können aber auch bei anderen Autoren, wie z.B. KNIGHTON (1998), in ähnlicher Form gefunden werden.

(2.21) *Ausgleichsgefälle*

$$I_{So_x} = I_{So_0} \cdot e^{-\nu \cdot x}$$

(2.22) *Gefälleminderungsziffer*

$$\nu = \frac{ln\, I_{So_0} \cdot ln\, I_{So_1}}{l_{F_{0-1}}}$$

Dabei ist S_{So_x} das Sohlengefälle an einem Punkt im Abstand x vom Bezugspunkt 0, gemessen entlang der Flussachse. Die Änderung des Gefälles in einem Flussabschnitt wird durch die Gefälleminderungsziffer bestimmt, die sich über das bekannte Gefälle am Ausgangspunkt 0, über ein zweites bekanntes Gefälle am Punkt 1 stromab und über die Entfernung beider Punkte $l_{F_{0-1}}$ entlang der Flussachse bestimmen lässt.

MANGELSDORF UND SCHEURMANN (1980) diskutieren das Ausgleichsgefällekonzept und zeigen seine Schwächen anhand von Beispielen auf. Insbesondere werden zu wenig Eingangsgrößen berücksichtigt, so dass nur für Abschnitte mit verhältnismäßig ruhender Sohle eine gute Annäherung erreicht werden kann. Andere Autoren haben nach MANGELSDORF UND SCHEURMANN (1980) versucht, das Ausgleichsgefällekonzept zu erweitern. Diese Ansätze sollen aber an dieser Stelle nicht diskutiert werden, weil der hier aufgezeigte Weg grundsätzlich im Rahmen dieser Arbeit nicht weiterverfolgt wird. Der Grund dafür liegt darin, dass die großen sandgeprägten Flüssen Norddeutschlands in ihren Mittel- und Unterläufen aufgrund des Ausbauzustandes über keine Referenzstrecken verfügen. Außerdem ist die Gefälleveränderung sehr gering, so dass die praktische Bedeutung des Ausgleichsgefällekonzeptes bezüglich der Aufgabenstellung hinterfragt werden muss.

Polynomales Modell aus Regimetheorie und Extremalmethoden

In Kapitel 2.5.2 wurden empirische und analytische Modelle für die Vorhersage der Querschnittsgeometrie beschrieben und diskutiert. Dort sind auch Gründe dargelegt, warum diese Methoden im Rahmen der Arbeit nicht weiterverfolgt werden. Diese Gründe gelten sinngemäß auch für entsprechende Formulierungen bezüglich des Sohlengefälles.

Die Regimeformulierung für das Sohlengefälle I_{So} nach ZELLER (1965) ist in Gleichung (2.23) dargestellt, sie lehnt sich an die Formulierungen der Gleichungen (2.3) bis (2.5) für das Querprofil an. Der Faktor $\theta_{I_{So}}$ und der Exponent $\alpha_{I_{So}}$ sind für den jeweiligen Flusstyp zu bestimmen.

(2.23) *Sohlengefälle*

$$I_{So} = \theta_{I_{So}} \cdot Q^{\alpha_{I_{So}}}$$

Bezüglich der Ansätze der Extremalmethoden und einer ausführlichen Diskussion dieser wird auf Kapitel 2.5.2 und insbesondere auf die Gleichungen (2.8) bis (2.10) oder (2.11) bis (2.13) verwiesen.

Auch diese Ansätze scheinen für die Herleitung von Zielstellungen für Flussrenaturierungen nicht geeignet zu sein. Insbesondere die Kopplung des Zielparameters an den Abfluss als einzige Eingangsgröße bei der Regimeformulierung, aber auch die Einbeziehung des Sedimenttransportes bei den Extremalmethoden,

dessen Erfassung für historische Zustände kaum möglich sein dürfte, was wiederum eine Verifizierung von Berechnungsergebnissen erheblich erschwert, müssen im Sinne der Aufgabenstellung dieser Arbeit als zu unsicher angesehen werden.

Polynomale Modelle mit mehreren Kontrollparametern

Neben dem Abfluss beeinflusst insbesondere die Sedimentzusammensetzung das sich frei einstellende Sohlengefälle von Flüssen. Entsprechend sind von verschiedenen Autoren Beziehungen der Form (2.24) hergeleitet worden (siehe KNIGHTON (1998)).

(2.24) *Sohlengefälle (multivariat)*

$$I_{So} = \theta_{I_{So}} \cdot Q^{\alpha_{I_{So}}} \cdot \prod_i d_i^{\alpha_d}$$

(2.25) *Sohlengefälle nach LACY (1929)*

$$I_{So} = 0{,}211 \cdot Q^{-0{,}17} \cdot d_{50}^{0{,}83}$$

Bezüglich des Faktors $\theta_{I_{So}}$ und des Exponenten $\alpha_{I_{So}}$, aber auch der Exponenten α_d und der Siebkorndurchmesser d_i, werden von KNIGHTON (1998) Werte für unterschiedliche Flusstypen angegeben. Für Sandflüsse ist nur eine Gleichung (2.25) nach LACY (1929) zu finden, wobei lediglich ein nicht näher definierter Abfluss Q und der Mediandurchmesser der Sieblinie d_{50} in der Gleichung berücksichtigt werden.

Setzt man in Gleichung (2.25) für Q den mittleren Abfluss ein und überprüft diese für Sandflüsse des norddeutschen Tieflandes, so muss man feststellen, dass das so errechnete Sohlengefälle deutlich höher ausfällt, als das tatsächlich vorhandene, obwohl dieses i.d.R. bereits durch Begradigungen verändert wurde.

Um die hier dargestellten Ansätze für die Definition von Entwicklungszielen benutzen zu können, müssten diese zunächst an die Verhältnisse der großen Sandflüsse des norddeutschen Tieflandes angepasst werden. Außerdem müssten diese Anpassungen so erfolgen, dass die hier auftretenden spezifischen Bedingungen Berücksichtigung finden. So weist z.B. die Elbe in ihrem Mittellauf mehrere Felsrippen auf, die jeweils eine Erosionsbasis darstellen und deren Wirkung ober-, wie unterstrom das Ausgleichsgefälle beeinflusst hat. Und in der natürlichen Unteren Havel etwa konnte man ein mehrfach wechselndes Sohlengefälle des Flusses, in Abhängigkeit vom Talbodengefälle, beobachten. Dies stellt den Einsatz von Vorhersagemodellen im Sinne der Aufgabenstellung grundsätzlich infrage.

Stattdessen dürfte die Auswertung historischer Karten und hydrologischer Daten, aber auch digitaler Geländemodelle, ein wesentlich genaueres Bild darüber geben, welches Sohlengefälle in den zu betrachtenden Flussabschnitten zu erwarten wäre.

2.6 Eingangsgrößen

2.6.1 Auswahl der Eingangsgrößen

Ausgehend von dem in Kapitel 2.1 vorgestellten Prozess der Flussbettbildung bestimmen nach KNIGHTON (1998) vor allen Dingen die abhängigen Zustandsgrößen (Talbodengefälle, Abfluss, Sedimenttransport und Uferstabilität) die Zustandsgrößen der Gerinnegeometrie in nicht verbauten Flüssen (siehe dazu Abbildung 3). Die in Kapitel 2.5

diskutierten Vorhersagemodelle zeigen zudem eine deutliche Abhängigkeit dieser Zustandsgrößen von den als Eingangsgrößen verwendeten Zustandsgrößen.

Es ist demnach für die Herleitung von Zielparametern im Sinne der Zielstellung dieser Arbeit (siehe dazu Kapitel 1.2) von Bedeutung, welche Zustandsgrößen zur Bestimmung des Systemzustandes bekannt sein müssen, wie sie definiert werden und mit welchen Unsicherheiten sie behaftet sind. Auch ist zu entscheiden, mithilfe welcher Zustandsgrößen eine Systembeeinflussung im Sinne von Gewässerentwicklungszielen erfolgen kann.

Dabei ist zu berücksichtigen, dass die zu betrachtenden räumlichen und zeitlichen Skalen bezüglich natürlicher Flüsse sehr unterschiedlich sein können. So können z.B. Flusstäler betrachtet werden, die nach dem Raum-Zeit-Modell in Tabelle 3 eine räumliche Ausdehnung von 10^4 bis 10^5 m Länge aufweisen oder Gewässerabschnitte, mit einer räumlichen Ausdehnung von 10^3 bis 10^4 oder 10^5 m Länge. Die zugehörigen zeitlichen Skalen der Veränderung umfassen 10^3 bis 10^5 Jahre, also Zeiträume, die erheblich über aktuelle politische Vorgaben hinausgehen (vergleiche dazu Kapitel 2.4.3).

Die Konsequenz im Rahmen der Zielsetzung dieser Arbeit ist (vergleiche dazu Kapitel 1.2), dass Prozesse, wie z.B. eine ungehinderte und freie Entwicklung des Längsprofiles, des Laufgefälles, der Laufcharakteristik oder die Veränderung der Sohlenrauheit aufgrund einer sich grundlegend ändernden Gerinnegeometrie und Sohlengestalt zwar berücksichtigt werden müssen, für die Definition von Zielparametern aber aufgrund der großen Zeitskala nur eine mittelbare Bedeutung haben.

Wegen der relativ kleinen Zeitskala (10^1 bis 10^3 Jahre) und der vergleichsweise großen Raumskala (10^3 bis 10^5 m) der Betrachtung im Rahmen dieser Arbeit und auch aufgrund zu berücksichtigender Restriktionen, können darüber hinaus abhängige Zustandsgrößen der Gerinnegeometrie nach Abbildung 3 auch als sich innerhalb der betrachteten Raum- und Zeitskala im Mittel nicht oder nur gering verändernde Eingangsgrößen genutzt werden. Die gewählte Herangehensweise besteht deshalb darin, den zu betrachtenden Zielgrößen, auch unmittelbar wirkende Zustandsgrößen der Gerinnegeometrie als Eingangsgrößen zuzuordnen, falls dies sinnvoll und notwendig ist.

Unabhängige Zustandsgrößen des Gerinnes im Sinne der Abbildung 3 sind dabei der Abfluss und der von oberstrom ankommende Sedimenttransport, einschließlich der Substrateigenschaften. Hinzu kommt die Flussleistung als semi-unabhängige Zustandsgröße, die zugleich aber auch Zielparameter ist. Mit dem Sohlengefälle und der Gerinnerauheit werden darüber hinaus abhängige Zustandsgrößen definiert, die nach Abbildung 3 in unverbauten Flusssystemen klassische Zielparameter der Gerinnegeometrie darstellen. Dies ist möglich, weil in den großen Sandflüssen des norddeutschen Tieflandes innerhalb der zu betrachtenden Zeitskala kaum eine maßgebliche eigendynamische Änderung des Laufgefälles zu erwarten ist und die Sohlenrauheit sich kaum signifikant ändern wird. Demnach können diese Zielgrößen auch als über einen gewissen Zeitraum unveränderliche Randbedingung und damit als Eingangsgrößen für Vorhersagemodelle genutzt werden.

Wegen der relativ einfachen Möglichkeit der Veränderung des Laufgefälles im Rahmen von Entwicklungsmaßnahmen kommt dieser Zustandsgröße auch eine besondere

Bedeutung im Rahmen der Ableitung von Entwicklungsstrategien zur Gewässerentwicklung in Kapitel 4 zu.

2.6.2 Abfluss

Die Gerinnegeometrie fluvialer Systeme hängt wesentlich vom Abfluss Q ab. Darunter wird das Wasservolumen V verstanden, welches einen Abflussquerschnitt in einer bestimmten Zeit t durchfließt (siehe z.B. BRETSCHNEIDER UND LECHER ET AL. (1982) und Gleichung (2.26)).

(2.26) *Abfluss*

$$Q = \frac{V}{t}$$

Der Abfluss kann nach KNIGHTON (1998) als unabhängige Zustandsgröße aufgefasst werden, die von den unabhängigen Zustandsgrößen Oberflächengestalt und Klima direkt sowie Vegetation, Landnutzung und Geologie indirekt beeinflusst wird (vergleiche Abbildung 3).

Der Abfluss in Flüssen unterliegt grundsätzlich Schwankungen in jeder Zeitskala. Beispielhaft soll dies für die Elbe am Pegel Magdeburg Strombrücke anhand von Abbildung 24 verdeutlicht werden.

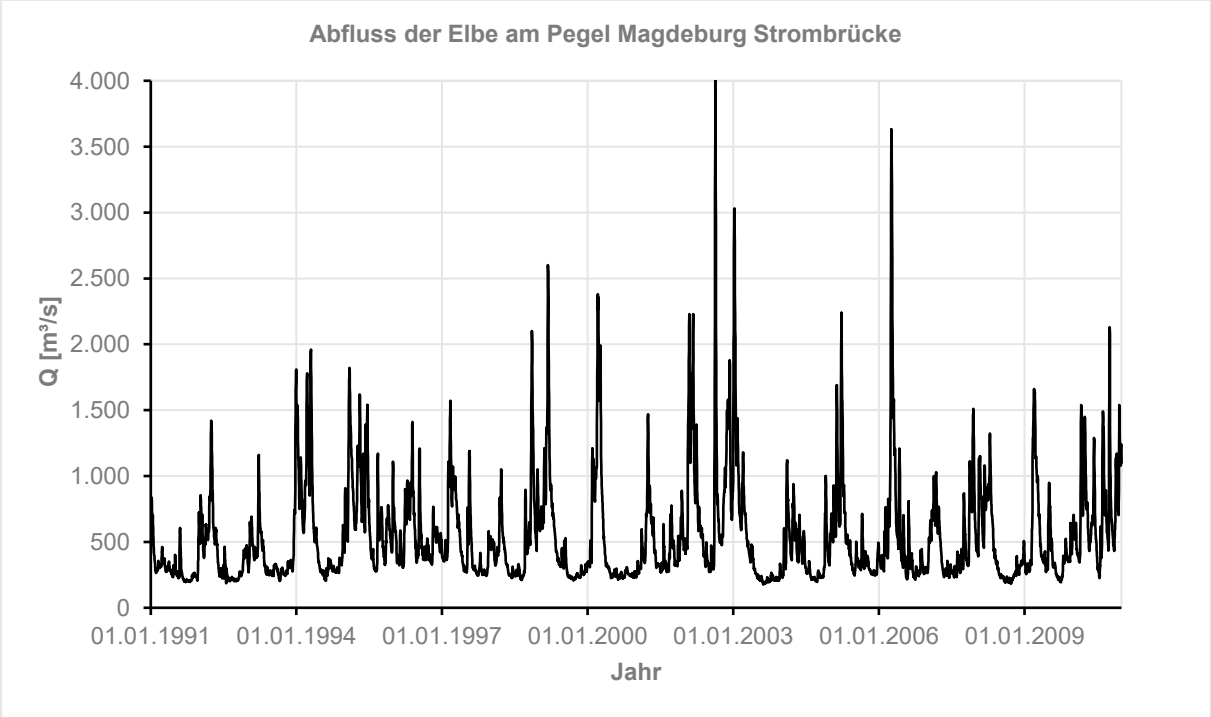


Abbildung 24: Ganglinie der Tagesmittelwerte des Abflusses Q für die Elbe am Pegel Magdeburg Strombrücke in der Zeit vom 01.01.1991 bis 31.12.2010 – 20 Jahre, Datengrundlage: WSA BRANDENBURG (2017A)

Die wichtigsten, den charakteristischen Gang des Abflusses beschreibenden Werte des Wasserstandes, Abflusses und der Abflussspende werden als gewässerkundliche Hauptwerte bezeichnet (BRETSCHNEIDER UND LECHER ET AL. (1982)).

Insbesondere in den im Kapitel 2.5 vorgestellten Vorhersagemodellen zur Regimetheorie und zur hydraulischen Geometrie ist der Abfluss Q eine wesentliche und oft sogar die einzige Eingangsgröße. Die Diskussion über den zu verwendenden Abfluss wird dabei schon so lange geführt, wie die über geeignete Ansätze allgemein. Die Autoren vertreten hier keinesfalls eine einheitliche Meinung.

So diskutiert ZELLER (1965, 1967) verschiedene Ansätze zur Findung eines repräsentativen Abflusses und schlägt auch eine Methodik zur Findung des geeigneten maßgebenden Abflusses vor. Er weist darauf hin, dass vor allen Dingen ältere Studien mit dem so genannten gerinnefüllenden oder bordvollen Abfluss Q_b arbeiten. Erst später, mit der Einbeziehung natürlicher Flüsse in die Betrachtung, stellte man fest, dass die Gerinnebildung, außer vom Abfluss, auch erheblich vom Sedimenttransport abhängt. Das US Bureau of Reclamation schlägt deshalb vor, ein so genanntes Q_{ideell} zu definieren, welches dem Durchfluss entspricht, der die größte Geschiebefracht (Korndurchmesser ≥ 0,0625 mm), unter Berücksichtigung der Zeit, zu transportieren vermag (siehe ZELLER (1965)). Zur Berechnung des Q_{ideell} zeigt ZELLER (1967) drei Verfahren auf, die an dieser Stelle aber nicht näher vorgestellt werden sollen. Zur Ermittlung des Q_{ideell} ist die Kenntnis der Sedimenttransportfunktion erforderlich.

Auch KNIGHTON (1998) diskutiert das Konzept eines maßgebenden Abflusses (dominant discharge) und stellt Methoden zur Bestimmung eines effektiven Abflusses Q_{eff} mithilfe der Sedimenttransportfunktion vor (siehe Abbildung 25). Dabei wird die Häufigkeitskurve des Abflusses mit der Sedimenttransportfunktion multipliziert und der effektive Abfluss als Scheitelpunkt der so entstandenen Kurve bestimmt. Allerdings gibt KNIGHTON (1998) dem bordvollen Abfluss Q_b wegen der einfachen Bestimmbarkeit und der weiten Verbreitung bei Studien weiterhin eine große Bedeutung als maßgebende Eingangsgröße.

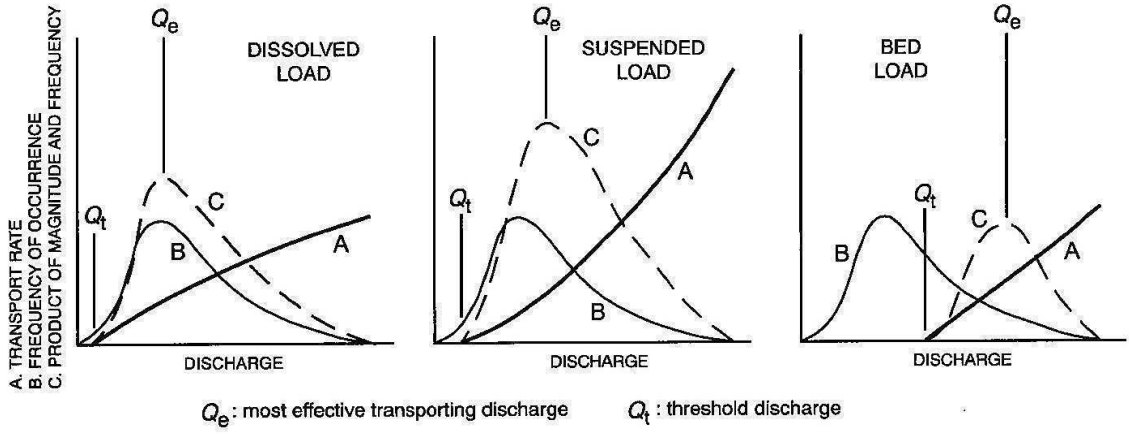


Abbildung 25: Bestimmung des effektiven Abflusses mithilfe der Bildung des Produktes aus Transportfunktionen A von gelösten Stoffen (links), Schwebstoffen (Mitte) und Geschiebe (rechts) und der Häufigkeitsverteilung des Abflusses B aus KNIGHTON (1998), Seite 163, Abbildung 5.6 (A)

Die Gestalt des Gewässerbettes eines Flusses wird durch die hydrologischen Abflussverhältnisse sowohl kurzfristig als auch langfristig geprägt. Die mittlere Ausprägung der Gewässerbettgeometrie eines Flussabschnittes wird durch die hydrologischen Abflussverhältnisse über einen langen Zeitraum geformt.

Die hydrologischen Abflussverhältnisse über einen langen Zeitraum lassen sich durch integrale (mittlere) Abflüsse, Wasserstände und Wasserspiegelgefälle charakterisieren. Andererseits führt eine gegebene Gewässergeometrie zu einer zugehörigen (mittleren) charakteristischen Wasserstand-Abfluss-Beziehung.

Für die Ermittlung von Zielparametern der Querschnittsgeometrie des Gerinnes über den Bewegungsbeginn nach MALCHEREK (2016B), wie in Kapitel 3 beschrieben, soll deshalb der über einen möglichst langen Zeitraum integrale (mittlere) Abfluss MQ genutzt werden.

Außerdem ist es erforderlich, die natürliche Wasserstand-Abfluss-Beziehung der Gewässer zu kennen, was auf gewisse Schwierigkeiten stößt, denn Tageswerte für den Wasserstand gibt es an deutschen Flüssen zwar für verhältnismäßig lange Zeitreihen, der Abfluss hingegen wird in der Regel erst seit der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts erfasst und zu diesem Zeitpunkt erfolgte bereits eine erhebliche anthropogene Überprägung der Wasserstand-Abfluss-Beziehungen, etwa durch Stauhaltung oder andere Wasserregulierungsmaßnahmen in den Flüssen selbst oder in deren Einzugsgebieten.

Natürliche oder mindestens typspezifische Wasserstand-Abfluss-Beziehungen müssen dann hilfsweise ohne genaue Kenntnis der historischen Abflusswerte rekonstruiert werden. Dazu analysiert man z.B. die Wasserstandsganglinien möglichst langer Zeitreihen mittels Wasserstandsdauerlinien und ordnet diesen dann zugehörige Abflusswerte aus aktuellen Abflussdauerlinien zu. Dieses Verfahren sollte allerdings nur dann zur Anwendung kommen, wenn mindestens die Hauptwerte des Abflusses und des Wasserstandes bezüglich der Ereignishäufigkeit und besser noch die jeweilige Form der Dauerlinien ähnlich sind.

Das grundsätzliche Vorgehen wird an dieser Stelle anhand der in Abbildung 24 dargestellten Zeitreihe 1991 bis 2010 für den Pegel Magdeburg Strombrücke der Elbe demonstriert (siehe dazu Abbildung 26). Im oberen Diagramm der Abbildung 26 werden die beiden Dauerlinien des Wasserstandes W und des Abflusses Q dargestellt. Außerdem sind mit MNW, MW und MHW sowie MNQ, MQ und MHQ wesentliche gewässerkundliche Hauptwerte markiert. Verbindet man nun die beiden Dauerlinien über die Anzahl der Unterschreitungstage, ergibt sich daraus die in der unteren Abbildung dargestellte Wasserstand-Abfluss-Beziehung „W-Q aus Dauerlinie“.

Ein Vergleich mit den Wertepaaren der Tagesmittelwerte „W und Q Messwerte“ zeigt eine große Übereinstimmung. Dies war zu erwarten, denn der Abfluss wird an den Pegeln der Elbe nach BFG (2017) über so genannte Abflusstafeln aus den gemessenen Wasserständen ermittelt. Diese Abflusstafeln werden regelmäßig überprüft und angepasst. Auch im unteren Diagramm sind die wasserwirtschaftlichen Hauptwerte, jetzt als Wertepaare, eingetragen. Es ist zu erkennen, dass sie nicht genau mit den diesbezüglichen Werten der Wasserstand-Abfluss-Beziehung übereinstimmen. Der Grund dafür ist im oberen Diagramm erkennbar, die Hauptwerte weisen abweichende Ereignishäufigkeiten auf. Die Ursache dafür wiederum dürften Ungenauigkeiten in den Abflusstafeln sein. So galten nach BFG (2017) im Betrachtungszeitraum zwei unterschiedliche Abflusstafeln, die erste vom 01.11.1989 bis 31.10.2000 und die zweite vom 01.11.2000 bis 31.12.2012.

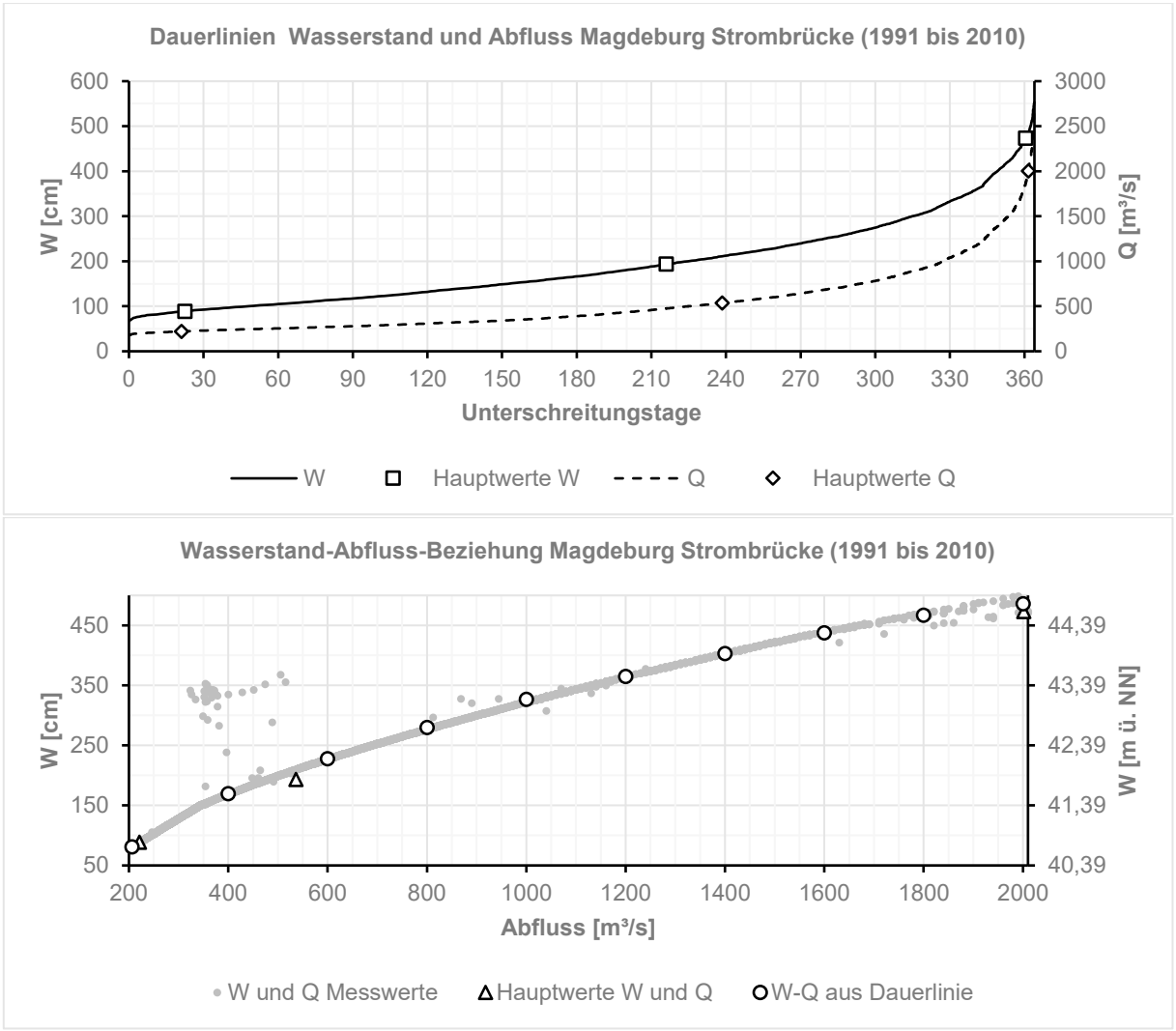


Abbildung 26: Dauerlinien der Tagesmittelwerte des Wasserstandes und des Abflusses (oben) und aus diesen Dauerlinien abgeleitete Wasserstand-Abfluss-Beziehung (unten) für die Elbe am Pegel Magdeburg Strombrücke in der Zeit vom 01.01.1991 bis 31.12.2010, Datengrundlage: WSA BRANDENBURG (2017A)

Stehen entsprechende Daten nicht zur Verfügung, kann man sich hilfsweise auch an typspezifischen Wasserstand-Dauerlinien orientieren, wie sie KOENZEN (2005) in Form so genannter Hydromorphogramme und Überflutungscharakteristiken für die Fluss- und Stromauen in Deutschland entwickelt hat. Abbildung 27 zeigt das Hydromorphogramm und die Überflutungscharakteristik für die gefällearmen sandgeprägten bzw. sand-kiesgeprägten Flussauen des Flach- und des Hügellandes mit Winterhochwasser.

Bezüglich der Wasserstand-Abfluss-Beziehung kann der Abbildung entnommen werden, dass die mittlere jährliche Amplitude des Wasserstandes bei diesem Auentyp mit nur ca. 1,5 m gering ist, und dass etwa 150 Tage im Jahr eine Überflutung der niedrigen Aue erfolgt. Damit sollte der bordvolle und für die Ermittlung der Wasserspiegelbreite des Querprofils maßgebliche Abfluss derjenige sein, der an 150 Tagen im Jahr überschritten wird. Darüber hinaus beträgt die durchschnittliche natürliche Überflutungshöhe bei MHQ ca. 1 m. Die Ausuferung beginnt etwa im Dezember und endet im April.

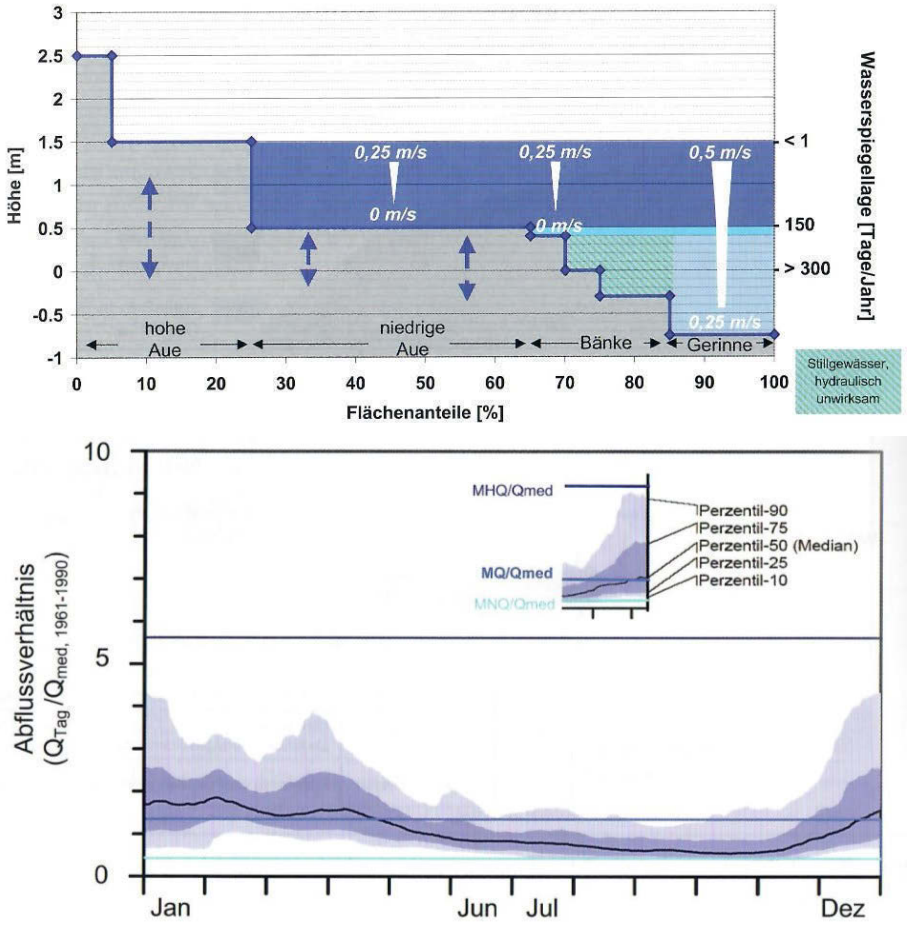


Abbildung 27: Hydromorphogramm (oben) und Überflutungscharakteristik (unten) der gefällearmen sandgeprägten und sand-kiesgeprägten Flussauen des Flach- und des Hügellandes mit Winterhochwasser, aus KOENZEN (2005)

Man kann davon ausgehen, dass die Erfassungsgenauigkeit des Durchflusses eher geringer ist, als dies die Genauigkeitsangaben der Messstationen vermuten lassen. Es stellt sich also die Frage, welche Auswirkungen fehlerhafte Annahmen bezüglich des maßgebenden Abflusses nach sich ziehen würden. Dazu ist festzustellen, dass der Durchfluss bezüglich der Ermittlung der hydraulischen Geometrie des Querprofils über den Bewegungsbeginn nur in die Bestimmung der mittleren Gewässerbreite eingeht. Wird ein zu geringer Durchfluss als Eingangsgröße gewählt, ergibt sich eine geringere Gewässerbreite. Bei der Auswahl der Zeitreihen sind deshalb wesentliche Änderungen des Wasserregimes, etwa durch anthropogene Einflüsse, zu berücksichtigen.

2.6.3 Flussleistung

Das Konzept der Flussleistung geht auf BAGNOLD (1960) zurück (siehe RHOADS (1987)). Die Flussleistung ist ein Ausdruck für die Arbeit, die ein Fluss, einschließlich seiner Aue, je Zeiteinheit innerhalb eines definierten Fließweges verrichten kann (siehe BAGNOLD (1966)) und nach RICHARDS (1982) sowie KNIGHTON (1998) eine semi-unabhängige Zustandsgröße für den Sedimenttransport (vergleiche dazu Abbildung 3 in Kapitel 2.1).

Die RHOADS (1987) entnommenen Definitionen der Flussleistung sind in den folgenden Gleichungen zusammengefasst. Dabei unterscheidet man die Flussleistung an einem bestimmten Querprofil nach Gleichung (2.27), die mit der Gewässerbreite normierte

spezifische Flussleistung entsprechend Gleichung (2.28) und nach Gleichung (2.29) die Flussleistung, die in einem Flussabschnitt zur Verfügung steht.

Man kann leicht erkennen, dass die Flussleistung maßgeblich von den Zustandsgrößen Abfluss Q und hydraulischer Gradient des Gewässers I_E bestimmt wird, und dass die spezifische Flussleistung darüber hinaus von der Gewässerbreite abhängt, die bei großen Flüssen etwa der Wasserspiegelbreite b_{Sp} entspricht.

Neben ihrer Rolle als semi-unabhängige Zustandsgröße kommt der Flussleistung auch die einer Zielgröße, insbesondere bezüglich des Energiehaushaltes des Gewässers, zu. Verschiedene Ausbaumaßnahmen haben in der Vergangenheit zu einer Veränderung der Flussleistung geführt. Bei der Lösung der daraus resultierenden Probleme sollte das Augenmerk auf dem Energiehaushalt der betroffenen Flüsse liegen, wobei die Flussleistung als Zielgröße grundsätzlich geeignet erscheint.

(2.27) *Flussleistung*

$$\Omega = \varrho_W \cdot g \cdot Q \cdot I_E$$

(2.28) *Spezifische Flussleistung*

$$\omega = \frac{\Omega}{b_{Sp}} = \frac{\varrho_W \cdot g \cdot Q \cdot I_E}{b_{Sp}}$$

(2.29) *Gesamte Flussleistung*

$$P = \int_{l=0}^{x} \varrho_W \cdot g \cdot Q \cdot I_E \cdot dx$$

Wegen der linearen Abhängigkeiten der Zustandsgrößen innerhalb der Gleichungen (2.27) und (2.28) ist die Frage der verwendeten Bezugsbasis für das Ergebnis von besonderer Bedeutung. Aus diesem Grunde ist die Definition einer Bezugsbasis bei den Eingangsgrößen von Modellierungen, wie z.B. das Wiederkehrintervall des Abflusses, für die Ergebniseinordnung notwendig.

2.6.4 Sedimenttransport und Substrateigenschaften

Auf die Gleichgewichtsbeziehung zwischen Abfluss und Gefälle auf der einen sowie Sedimenttransport auf der anderen Seite wurde bereits in Kapitel 1.1 eingegangen (vergleiche LANE (1955) und Proportionalitätsbeziehung (1.1)) sowie in Kapitel 2.3 hingewiesen.

Setzt man nach LANE (1955) voraus, dass im Gleichgewichtszustand der mit dem Abfluss und dem Gefälle zur Verfügung stehenden Transportenergie eine äquivalente Transportarbeit bezüglich des Sedimenttransports gegenüberstehen muss, dann kommt letzterem eine besondere Bedeutung bei der Flussbettbildung zu. Nach Abbildung 3 in Kapitel 2.1 gibt es in fluvialen Systemen folgende Wege, dieses Gleichgewicht einzustellen:

- die Veränderung der zur Verfügung stehenden Transportenergie über die Änderung des Sohlengefälles oder des Fließwiderstandes (Reibung und Bettform) oder auch des Abflusses (z.B. durch Ausleitung aus dem System)
- die Veränderung der verrichteten Transportarbeit über die Änderung des zur Verfügung stehenden Sediments, wobei der gesamte Sedimenttransport (Geschiebe und Schwebstoffe) zu berücksichtigen ist

Von zentraler Bedeutung für einen Gleichgewichtszustand ist also, dass über einen längeren Zeitraum die in einer Flussstrecke ankommenden Mengen an Sediment in etwa auch der abgehenden Sedimentmenge entspricht, sofern sich der Abfluss, das Sohlengefälle, die Bettform und der Fließwiderstand in dieser Strecke nicht ändern.

In natürlichen Systemen können verschiedene Anpassungsprozesse auftretende Störungen ausgleichen (siehe dazu Kapitel 2.3). In den regulierten Sandflüssen des norddeutschen Tieflandes hingegen steht wegen der seitlichen Bettfixierung für Ausgleichsprozesse in der Regel nur noch die Anpassung der Sohlenhöhe des Flussbettes zur Verfügung, die sich dann bei Sedimentüberschuss aufhöht und bei Sedimentdefizit eintieft (siehe dazu Kapitel 2.4.2).

Wegen der zahlreichen Einflussfaktoren auf die Abflussentwicklung und die im Einzugsgebiet zur Verfügung stehende Sedimentfracht ist die Fähigkeit des Gewässers zur eigendynamischen Anpassung von Sohlengefälle, Bettform, Fließwiderstand und auch des Sedimenttransports von zentraler Bedeutung. Letzteres impliziert die Möglichkeit des Flusses, an jedem Punkt seines Verlaufes, nicht nur durch Änderung der Sohlenlage, sondern auch über eine seitliche Verlagerung des Flussbettes, Sediment aufzunehmen oder abzulagern.

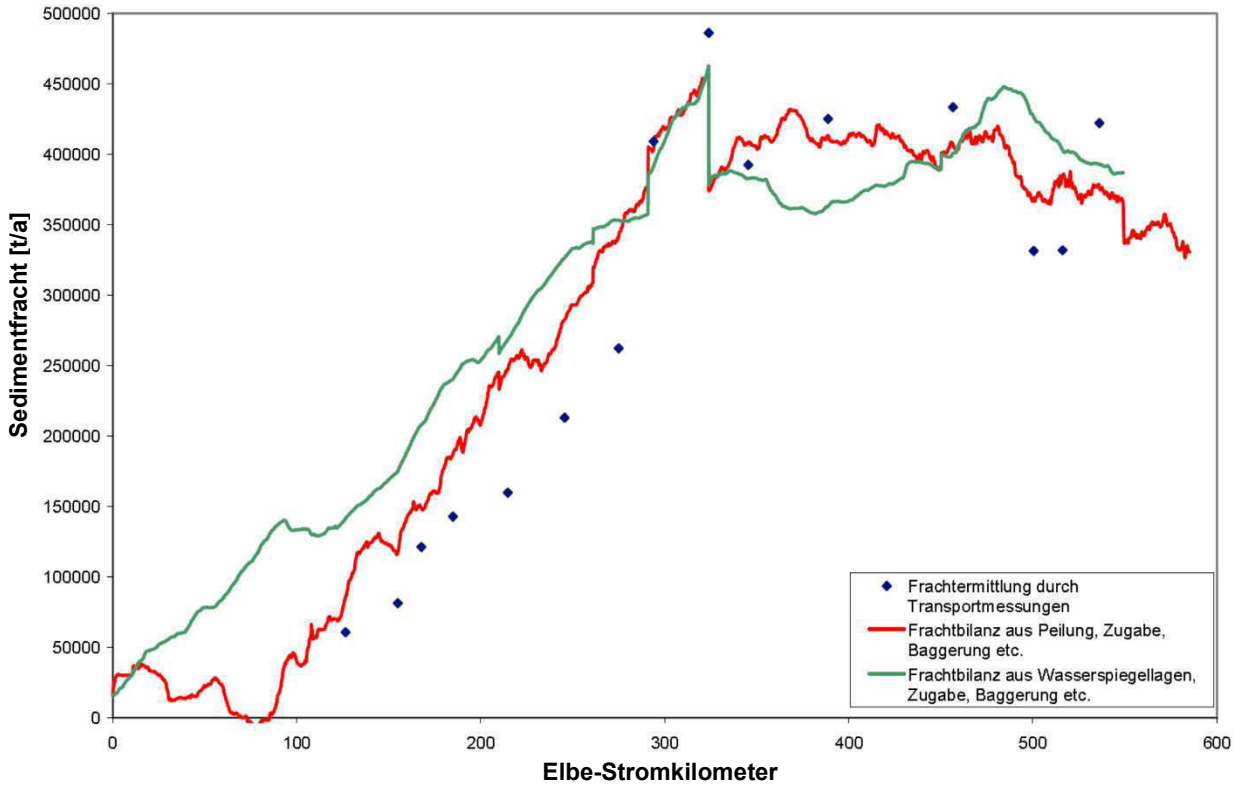


Abbildung 28: Vergleich der Bilanzierung der mittleren Sedimentfracht [in t/a] der deutschen Elbe [Stromkilometer 0 bis 600) aus Sohlenhöhenentwicklung und Feststofftransportmessungen für die Jahresreihe 1996 bis 2008 sowie Kontrollrechnung über Wasserspiegeländerungen im gleichen Zeitraum, aus VOLLMER ET AL. *(2014), Achsenbeschriftung ergänzt*

Der Sedimenttransport eines Flusses lässt sich z.B. über Feststofftransportmessungen, Differenzenanalysen aus Sohlpeilungen oder die Änderung der Wasserspiegellagen

ermitteln (siehe dazu VOLLMER ET AL. (2014)). Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse verschiedener Verfahren für die deutsche Elbe zeigt Abbildung 28.

Falls regelmäßig flächige Sohlpeilungen, etwa mittels Fächerecholot, aufgenommen werden, dürfte diese Methode die größte Aussagekraft besitzen, da sie nicht nur Aufschluss über die Volumenänderung, sondern auch über die flächige Verteilung dieser gibt.

Bei der Herleitung der hydraulischen Geometrie des Querschnitts über den Bewegungsbeginn (siehe dazu auch Kapitel 2.5.2 oder MALCHEREK (2016B)) kommt der Bestimmung eines maßgebenden Korndurchmessers bei der Ermittlung der kritischen Schubspannung, etwa mithilfe der Shields-Funktion, eine wesentliche Bedeutung zu. MALCHEREK (2016B) empfiehlt die Verwendung des mittleren Korndurchmessers d_m als maßgebenden Korndurchmesser statt des oft genutzten Medianwertes d_{50}, da ersterer für die gesamte Sedimentfracht repräsentativer ist.

Streng genommen setzt sich das Sediment des Gewässerbettes aus einem Gemisch verschiedener Korngrößen zusammen, wohingegen die kritische Schubspannung für den Bewegungsbeginn in Laborversuchen für Sedimente mit gleichem Korndurchmesser ermittelt wird. Die kritische Schubspannung bei der Herleitung der hydraulischen Geometrie des Querschnitts über den Bewegungsbeginn nach MALCHEREK (2016B) stellt damit eine über die Sedimentverteilung integrale Größe dar.

Der mittlere Korndurchmesser d_m lässt sich mit Gleichung (2.30) aus der Körnungslinie der Sedimentverteilung nach DIN 18123 (2011) ermitteln. Dabei werden die Kornfraktionen d_i mit ihren Massenanteilen m_i am Siebdurchgang multipliziert und deren Summe durch die Gesamtmasse der Probe dividiert.

(2.30) *Mittlerer Korndurchmesser*

$$d_m = \frac{\sum_i m_i \cdot d_i}{\sum_i m_i}$$

Bei der Ermittlung der hydraulischen Geometrie des Querschnittes über den Bewegungsbeginn nach MALCHEREK (2016B), wie in Kapitel 2.5.2 beschrieben, ist der maßgebende Korndurchmesser eine wesentliche Eingangsgröße. Es stellt sich damit die Frage, welchen Einfluss die Qualität dieser Eingangsgröße auf das Ergebnis haben könnte.

Eine beispielhafte Berechnung des Gleichungssystems (2.14) bis (2.17) für einen Modellfluss (mittlerer Korndurchmesser d_m = 0,65 mm, Sohlenrauheit k_S = 0,055 m, Bemessungsdurchfluss Q = 85 m³/s und Wasserspiegelgefälle I_{Sp} = 5 cm/km) ergibt, dass eine Gleichgewichts-Querschnittsgeometrie bei MQ eine mittlere Wassertiefe von h ≈ 1,95 m und eine Wasserspiegelbreite von b_{Sp} ≈ 100 m aufweisen sollte.

Wie sich diese Ergebnisse ändern, wenn man den mittleren Korndurchmesser variiert, zeigt Abbildung 29. Eine Verringerung des Korndurchmessers um 0,1 mm (oder 15%) hätte z.B. die Verminderung der kritischen Wassertiefe um ca. 0,12 m (oder 6%) und die notwendige Verbreiterung des Wasserspiegels um etwa 11 m (oder 11%) zur Folge. Änderungen des mittleren Korndurchmessers führen damit zu prozentual kleineren Änderungen bei den Zielparametern der Querschnittsgeometrie.

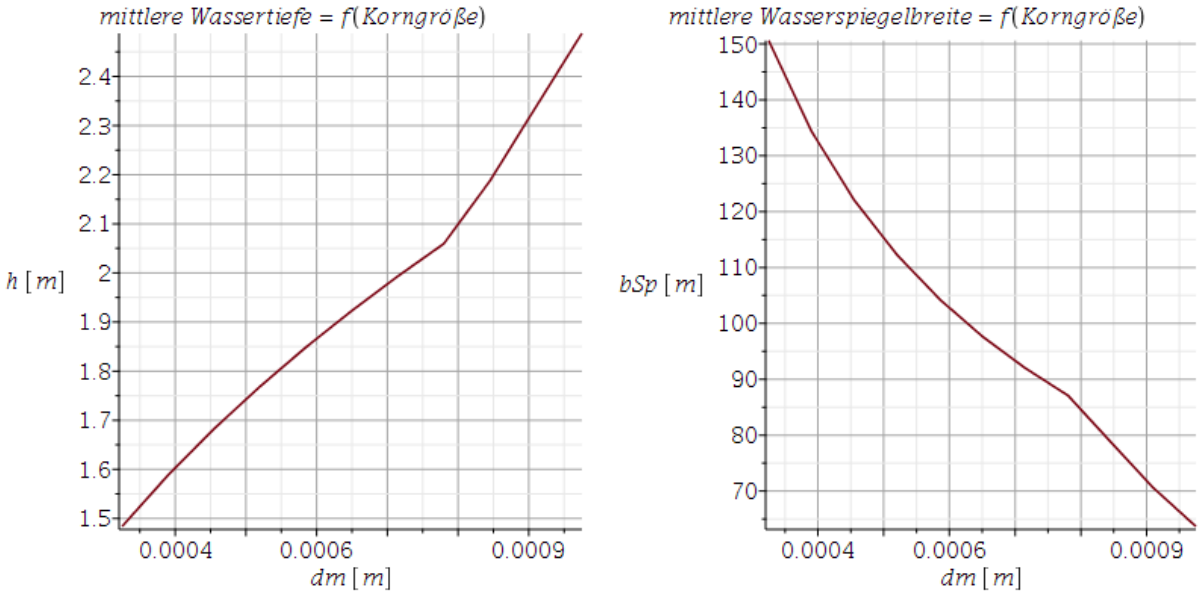


Abbildung 29: Beispielhafte Berechnung von Wassertiefe (links) und Wasserspiegelbreite (rechts) nach den Gleichungen (2.14) bis (2.17) für einen Modellfluss (Sohlenrauheit k_S = 0,055 m, Bemessungsdurchfluss Q = 85 m³/s und Wasserspiegelgefälle I_{Sp} = 5 cm/km) bei variierendem mittleren Korndurchmesser

2.6.5 Talbodengefälle

Das Talbodengefälle I_T definiert sich nach Gleichung (2.31) als Quotient aus dem Mittelwert der Bodengradienten des Talbodens $\overline{dH_T}$ entlang der Talachse und der Länge dieser Talachse oder der Tallänge l_T zwischen zwei Stationen (siehe dazu auch Abbildung 22). Die seitliche Begrenzung des Talbodens ist durch die Wasserfläche des betrachteten Abflussereignisses gegeben und damit streng genommen abhängig von diesem.

(2.31) *Talbodengefälle*

$$I_T = \frac{\overline{dH_T}}{l_T} \approx \frac{\Delta H_T}{\Delta l_T}$$

Das Talbodengefälle ist nach KNIGHTON (1998) eine unabhängige Zustandsgröße (siehe dazu Abbildung 3 in Kapitel 2.1) und kann innerhalb der hier betrachteten Zeitskala als unverändert angenommen werden.

Das Talbodengefälle ist insbesondere für die Ermittlung des Hochwasserabflusses in der Aue von Bedeutung. Die Zustandsgröße kann gut mittels topographischer Karten (historische und aktuelle) oder digitaler Geländemodelle bestimmt werden. Das Talbodengefälle ergibt sich dabei entsprechend der für den Abfluss zur Verfügung stehenden Aue, wird also aktuell in der Regel durch den Verlauf der Deichlinien vorgegeben.

2.6.6 Gerinnerauheit

Nach KNIGHTON (1998) handelt es sich bezüglich natürlicher Fließgewässersysteme bei der Gerinnerauheit um eine Zustandsgröße des Systems Fluss (siehe dazu Abbildung 3 in Kapitel 2.1), die insbesondere vom Bettmaterial, von der Form des Gewässerbettes und der Wassertiefe abhängig ist.

Da die großen sandgeprägten Tieflandflüsse Norddeutschlands aber bezüglich der Bettentwicklung und des Sedimentinventars in der Regel Restriktionen unterliegen, können Bettmaterial und Form des Gewässerbettes auch als über Jahrzehnte annähernd stabil angesehen werden, womit die Zustandsgrößen der Gerinnerauheit dann auch als Eingangsgrößen bei Modellierungen fungieren können.

Bei der Ermittlung der hydraulischen Geometrie des Querschnittes über den Bewegungsbeginn nach MALCHEREK (2016B), wie in Kapitel 2.5.2 beschrieben, sind die Kornrauheit $\mathrm{k_s^g}$ und die effektive Sohlenrauheit k_s wesentliche Eingangsgrößen.

Die Kornrauheit $\mathrm{k_s^g}$ verhält sich nach MALCHEREK (2016A) proportional zum charakterisierenden Korndurchmesser der Sohle und ist letztendlich ein Maß der durch die unterschiedlichen Korngrößen entstehenden Rauheiten. Würde die Sohle nur aus einem Material mit einem Korndurchmesser bestehen, würde die Kornrauheit diesem Durchmesser entsprechen. Je größer das Kornspektrum des Sediments ist, desto stärker weicht auch die Kornrauheit vom mittleren Korndurchmesser d_m ab.

MALCHEREK (2016A) zeigt Ansätze verschiedener Autoren auf und empfiehlt letztendlich, mit Bezug auf die neueren Ansätze von DITTRICH (1998) und SENDZIK (2003), die auf dem mittleren Korndurchmesser d_m des Sediments als charakterisierende Größe basierende Beziehung (2.32).

(2.32) *Kornrauheit*

$$k_s^g = 3 \cdot d_m$$

Die effektive Sohlenrauheit k_s lässt sich nach VAN RIJN (1993, 2006) über die Gleichung (2.33) als Summe von Kornrauheit $\mathrm{k_s^g}$ und Formrauheit $\mathrm{k_s^f}$ ermitteln (siehe dazu auch MALCHEREK (2016A)).

(2.33) *Effektive Sohlenrauheit*

$$k_s = k_s^g + k_s^f$$

Die Formrauheit $\mathrm{k_s^f}$ ergibt sich nach VAN RIJN (1993, 2006) aus der Summe der einzelnen Formrauheiten. MALCHEREK (2016A) stellt dazu fest, dass in Sandflüssen insbesondere die Formrauheiten aus Riffeln $\mathrm{k_s^r}$ und Dünen $\mathrm{k_s^d}$ wesentlich zur Formrauheit beitragen und formuliert deshalb Gleichung (2.34).

(2.34) *Formrauheit (aus Riffeln und Dünen)*

$$k_s^f = k_s^r + k_s^d$$

Für die Formrauheit von Riffeln gibt MALCHEREK (2016A) nach VAN RIJN (1993, 2006) Beziehung (2.35) und für die Formrauheit von Dünen Beziehung (2.36) an. Riffel definiert VAN RIJN (1993, 2006) als eine Gewässerbettform mit einer Länge, die kleiner als die Wassertiefe ist.

(2.35) *Formrauheit von Riffeln*

$$k_s^r = 20 \cdot \gamma_r \cdot h_r \cdot \frac{h_r}{l_r}$$

$$\gamma_r = 1 \; (auf \; ebener \; Sohle)$$

$$\gamma_r = 0{,}7 \; (auf \; Dünen)$$

(2.36) *Formrauheit von Dünen*

$$k_s^d = 0{,}77 \cdot h_d \cdot \left(1 - e^{-25\frac{h_d}{l_d}}\right)$$

Die Formrauheit von Riffeln und Dünen lässt sich z.B. aus digitalen Geländemodellen der Gewässersohle bestimmen. Ein alternativer Weg zur Bestimmung der effektiven Sohlenrauheit k_S bietet sich bei bekannter Wasserstand-Abfluss-Beziehung und bekannter Querschnittsgeometrie über die Beziehungen (2.15) und (2.17) an.

Auch hier stellt sich die Frage, welchen Einfluss die Genauigkeit der Bestimmung der Sohlenrauheit auf das Ergebnis hat. Dies verdeutlicht noch einmal die in Kapitel 2.6.4 zitierte Beispielrechnung für einen Modellfluss. Das Ergebnis zeigt Abbildung 30. Eine Verringerung der Sohlenrauheit um 0,01 m (oder 18%) hätte z.B. die Verminderung der kritischen Wassertiefe um ca. 0,11 m (oder 6%) und die notwendige Verbreiterung des Wasserspiegels um ca. 7 m (oder 7%) zur Folge. Änderungen der Sohlenrauheit führen damit nur zu verhältnismäßig kleinen Änderungen bei den Zielparametern der Querschnittsgeometrie.

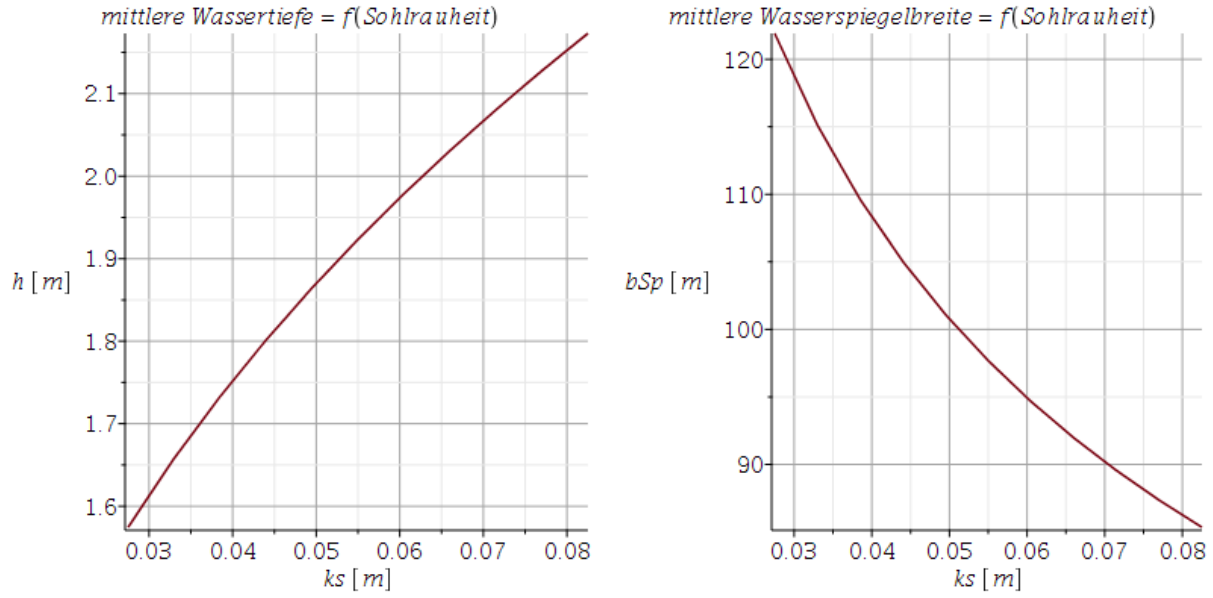


Abbildung 30: Beispielhafte Berechnung von Wassertiefe (links) und Wasserspiegelbreite (rechts) nach den Gleichungen (2.14) bis (2.17) für einen Modellfluss (mittlerer Korndurchmesser d_m = 0,65 mm, Bemessungsdurchfluss Q = 85 m³/s und Wasserspiegelgefälle I_{Sp} = 5 cm/km) bei variierender Sohlenrauheit

3 Aufstellung des Zielsystems

3.1 Grundsätze

Geht man von der Gültigkeit der Proportionalitätsbeziehung (1.1) in Kapitel 1.1, dem in Kapitel 2.1 beschriebenen Systemverständnis der Flussbettbildung von KNIGHTON (1998) und dem in Kapitel 2.2 erörterten Raum-Zeit-Modell von KERN (1995) aus, lassen sich aus gegebenen unabhängigen Zustandsgrößen des Gerinnes die abhängigen Zustandsgrößen der Gerinnegeometrie herleiten.

Die mittlere Ausprägung der Gewässerbett- und Auengeometrie eines Flussabschnittes wird demnach durch die unabhängigen Zustandsgrößen (Talbodengefälle, Sedimentcharakteristik und Abfluss) über einen langen Zeitraum hervorgerufen. Daraus ergibt sich, dass man aus den integralen (mittleren) unabhängigen Zustandsgrößen des fluvialen Systems die mittlere Ausprägung charakterisierender abhängigen Zustandsgrößen der Gewässerbett- und Auengeometrie (Sohlen- und Wasserspiegelgefälle, Windungsgrad, Gerinnezahl, mittlere Tiefe und Breite des Gerinnes, einschließlich der Aue) sowie der Anpassungsprozesse (Änderung des Sedimenttransports und morphologisch bedingte Auenbreite) heuristisch herleiten kann. Mit den so gefundenen abhängigen Zustandsgrößen lassen sich für ein fluviales System Defizite feststellen, Entwicklungsziele definiert und Entwicklungsstrategien ableiten.

Gegenstand dieses Kapitels ist nun die Aufstellung eines solchen Zielsystems. Dabei handelt es sich um ein Modellsystem, welches, aufgrund der betrachteten räumlichen und zeitlichen Skalen, ein Teilsystem des fluvialen Systems abbildet. Die zu ermittelnden Zustandsgrößen werden aus anderen Zustandsgrößen und deren Wirkbeziehungen zueinander, über Vorhersagemodelle ermittelt. Die Zustandsgrößen, welche bei der jeweiligen Modellierung als Eingabewerte fungieren, werden zu Eingangsgrößen und von nun an auch so genannt. Bei den mithilfe der Modelle ermittelten Zustandsgrößen handelt es sich um die gesuchten Zielparameter, wobei diese Zielparameter auch Eingangsgrößen bei der Bestimmung anderer Zielparameter sein können.

Es werden die folgenden Annahmen zugrunde gelegt:

1. Betrachtet werden Gewässerstrecken und Gewässerabschnitte nach Tabelle 3, mit einer Längenausdehnung von ca. 10^3 bis 10^5 m sowie Zeiträume von etwa 50 bis 200 Jahren.
2. Grundsätzlich gelten die in Abbildung 3 dargestellten Zusammenhänge innerhalb des fluvialen Systems nach KNIGHTON (1998) und die Proportionalitätsbeziehung (1.1) nach LANE (1955).
3. Die nach Abbildung 3 unabhängigen Zustandsgrößen des Gerinnes Talbodengefälle, Abfluss und ankommender Sedimenttransport befinden sich innerhalb des betrachteten Gewässerbereiches und des Betrachtungszeitraumes im statischen oder gleichförmigen Gleichgewicht gemäß Abbildung 7.
4. Die nach Abbildung 3 abhängigen Zustandsgrößen Gerinnerauheit und Sohlengefälle können, wie in den Kapiteln 2.6.6 und 3.2.4 ausgeführt, innerhalb des Betrachtungszeitraumes ebenfalls als im statischen oder gleichförmigen Gleichgewicht befindlich angesehen und damit auch als Eingangsgrößen genutzt werden.

5. Die semi-unabhängigen Zustandsgrößen für den Energiehaushalt sowie die abhängigen Zustandsgrößen der Querschnittsgeometrie und der Linienführung werden für ein, sich nach Kapitel 2.3 im statischen oder gleichförmigen Gleichgewicht befindliches, Zielsystem ermittelt. Das System kann mithilfe von Anpassungsprozessen (siehe dazu ebenfalls Kapitel 2.3) dieses Gleichgewicht innerhalb der betrachteten zeitlichen und räumlichen Skalen (siehe dazu Kapitel 2.2) erreichen.

Die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes unterliegen zahlreichen, maßgeblich nutzungsbedingten, Restriktionen, womit insbesondere der fünften Bedingung Grenzen gesetzt sein dürften.

3.2 Definition und Bestimmung der Zielparameter

3.2.1 Zielparameter des Energiehaushaltes

Spezifische Flussleistung des Gerinnes und der Aue

Als Zielparameter zur Beurteilung des Energiehaushaltes innerhalb eines Flusssystems sollte die in Abbildung 3 als semi-unabhängige Eingangsgröße dargestellte und in Kapitel 2.6.3 näher beschriebene Flussleistung, insbesondere in der Form der spezifischen Flussleistung ω nach Formel (2.28), verwendet werden. Neben der unabhängigen veränderlichen Eingangsgröße Abfluss Q, bestimmen vor allen Dingen die Eingangsgrößen hydraulischer Gradient I_E und Wasserspiegelbreite b_{Sp} diesen Zielparameter. Damit lassen sich Flussbett(en) und verschiedene Auenbereiche, wie Abbildung 31 zeigt, in einzelne Abschnitte unterteilen und getrennt analysieren.

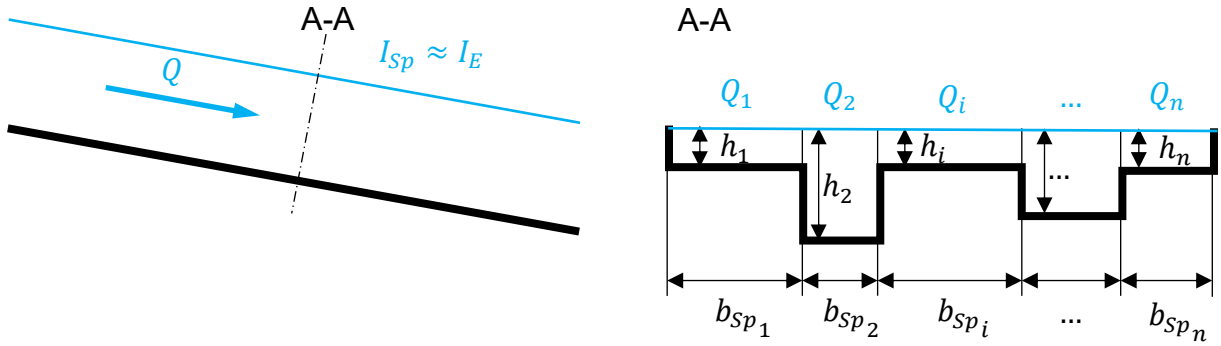


Abbildung 31: Prinzip der Unterteilung in verschiedene Gerinne- und Auenbereiche

Mit dem Teilabfluss Q_G, dem Wasserspiegelgefälle I_{Sp} und der bordvollen Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ des Gewässerbetts erhält man die spezifische Flussleistung für Gerinne ω_G mit Gleichung (3.1). Die spezifische Flussleistung der Aue ω_A ermittelt man über (3.2) mit dem Teilabfluss Q_A, dem Talbodengefälle I_T, als Approximation des Wasserspiegelgefälles über der Aue und der Auenbreite b_A.

Die spezifische Flussleistung gibt direkt über das zur Verfügung stehende Energiedargebot des Flusses gemäß der rechten Seite in der Proportionalitätsbeziehung (1.1) Auskunft. Befindet sich das Flusssystem dabei im statischen oder gleichförmigen Gleichgewicht, sollten sich ankommendes und abtransportiertes Sediment gemäß der

linken Seite insgesamt die Waage halten. Änderungen im Energiedargebot ziehen natürlich auch entsprechende Änderungen des Sedimenttransportes nach sich.

(3.1) *Spezifische Flussleistung des Gerinnes*

$$\omega_G = \frac{\varrho_W \cdot g \cdot Q_G \cdot I_{Sp}}{b_{Sp,b}}$$

(3.2) *Spezifische Flussleistung der Aue*

$$\omega_A = \frac{\varrho_W \cdot g \cdot Q_A \cdot I_T}{b_A}$$

Auch zeigen die Gleichungen (3.1) und (3.2), wie der Energiehaushalt des Flusssystems beeinflusst werden kann. Nimmt man an, dass sich im Betrachtungszeitraum das Talbodengefälle in einem statischen und der Abfluss sowie die Rauheit mindestens in einem gleichförmigen Gleichgewicht befinden, kann die spezifische Flussleistung innerhalb des Gewässerbettes durch Gefälleänderung (z.B. durch Laufverkürzung, Laufverlängerung oder lokale Aufhöhung der Sohle) und durch Änderung des hier fließenden Abflussanteiles (z.B. über die Variation des Abflussprofiles oder des Zuflusses) verändert werden. Die spezifische Flussleistung der Aue hängt dagegen von der Änderung des maßgebenden Abflusses (z.B. Veränderung der lateralen Konnektivität, der Auenbreite oder der Retention) ab.

Die spezifischen Flussleistungen in den Gerinnen und Auenabschnitten sind demnach in solchen Flusssystemen verhältnismäßig gering, die möglichst kleine Sohlen- und Talgefälle, dabei aber große Gerinne- und Auenbreiten und eine lange Ausuferungsdauer bei kleinen Amplituden des Wasserstandes und großer Retention aufweisen. Genau dies kennzeichnet nach (KOENZEN, 2005) die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes und ihre Auen im natürlichen Zustand.

3.2.2 Zielparameter der Hydrologie

Wasserstand-Abfluss-Beziehung

Der Wasserhaushalt definiert sich in fluvialen Systemen maßgeblich über die Wasserstand-Abfluss-Beziehung entsprechend Funktion (3.3). Die hierbei auftretenden Amplituden und deren zeitlicher Verlauf prägen nach KOENZEN (2005) den Auentyp und steuern die Prozesse des fluvialen Systems.

(3.3) *Wasserstand-Abfluss-Beziehung*

$$W = f(Q)$$

Die gefällearmen großen Flüsse des norddeutschen Tieflandes kennzeichnet relativ kleine Amplituden von Abfluss und Wasserstand und langanhaltende Winterhochwasser (siehe dazu auch Tabelle 4 in Kapitel 2.4.2 und Abbildung 27 in Kapitel 2.6.2).

Die Ermittlung der Funktion kann bei der Aufstellung von Entwicklungskonzepten hilfsweise nach dem in Kapitel 2.6.2 beschriebenen Verfahren erfolgen, wenn es für den historischen unverbauten Zustand keine gesicherten Daten der Wasserstand-Abfluss-Beziehung gibt. Die Ausgangsbasis bilden dann Dauerlinien historischer Wasserstände und aktueller Abflüsse.

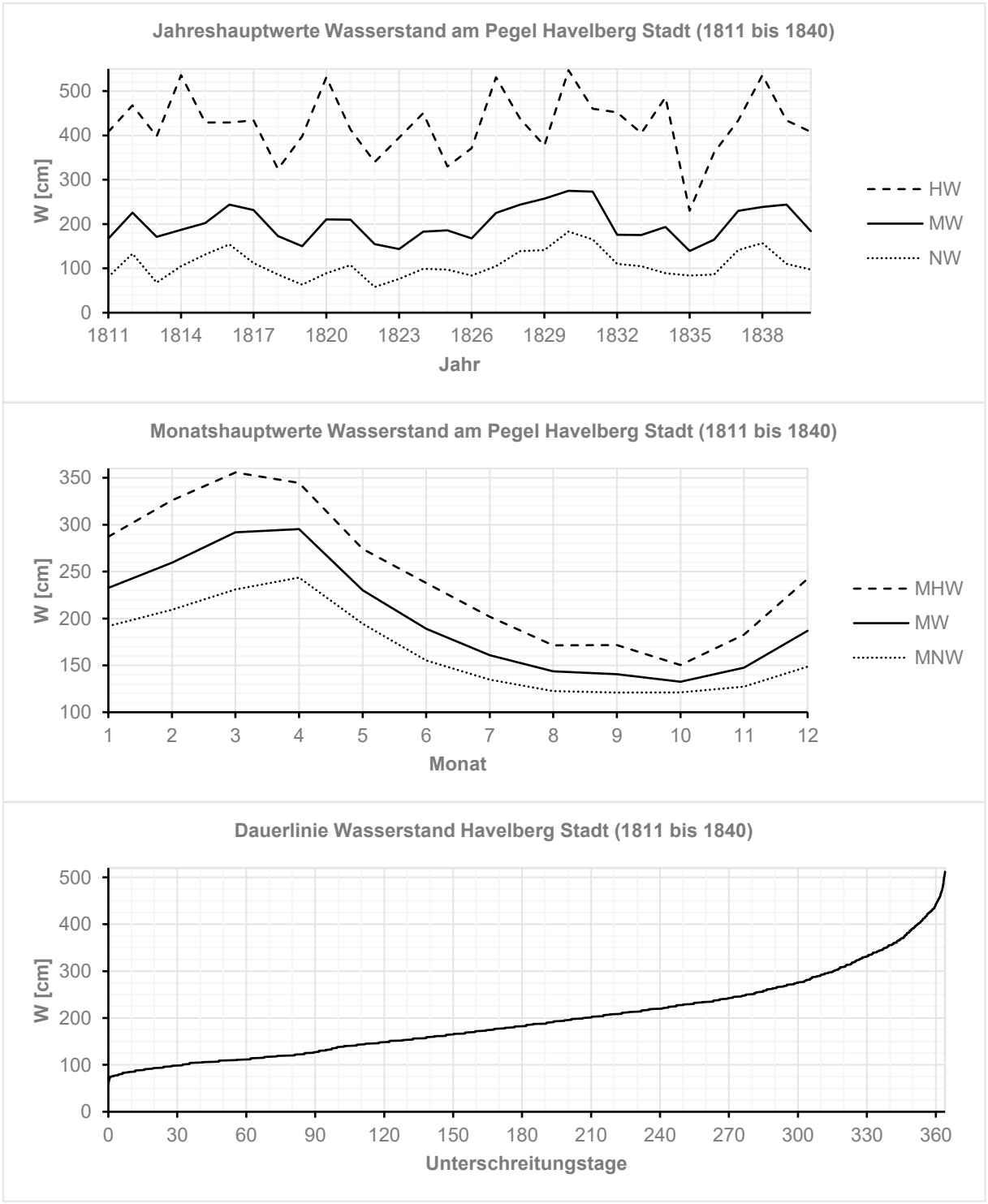


Abbildung 32: Jahresganglinie (oben), Monatsganglinie (mitte) und Dauerlinie (unten) der Tageswerte des Wasserstandes für die Havel am Pegel Havelberg Stadt in der Zeit vom 01.01.1811 bis 31.12.1840, Datengrundlage: WSA BRANDENBURG (2012), auf der Basis von MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842A)

Am Beispiel des vom Rückstau der Elbe stark geprägten Pegels Havelberg Stadt an der Unteren Havel sollen an dieser Stelle die Grenzen des Verfahrens aufgezeigt werden. Dazu wird aus Wasserständen des Zeitraumes 1811 bis 1840 und aktuellen Durchflüssen der Zeitreihe 1991 bis 2010 eine synthetische Wasserstand-Abfluss-Beziehung abgeleitet und das Ergebnis diskutiert.

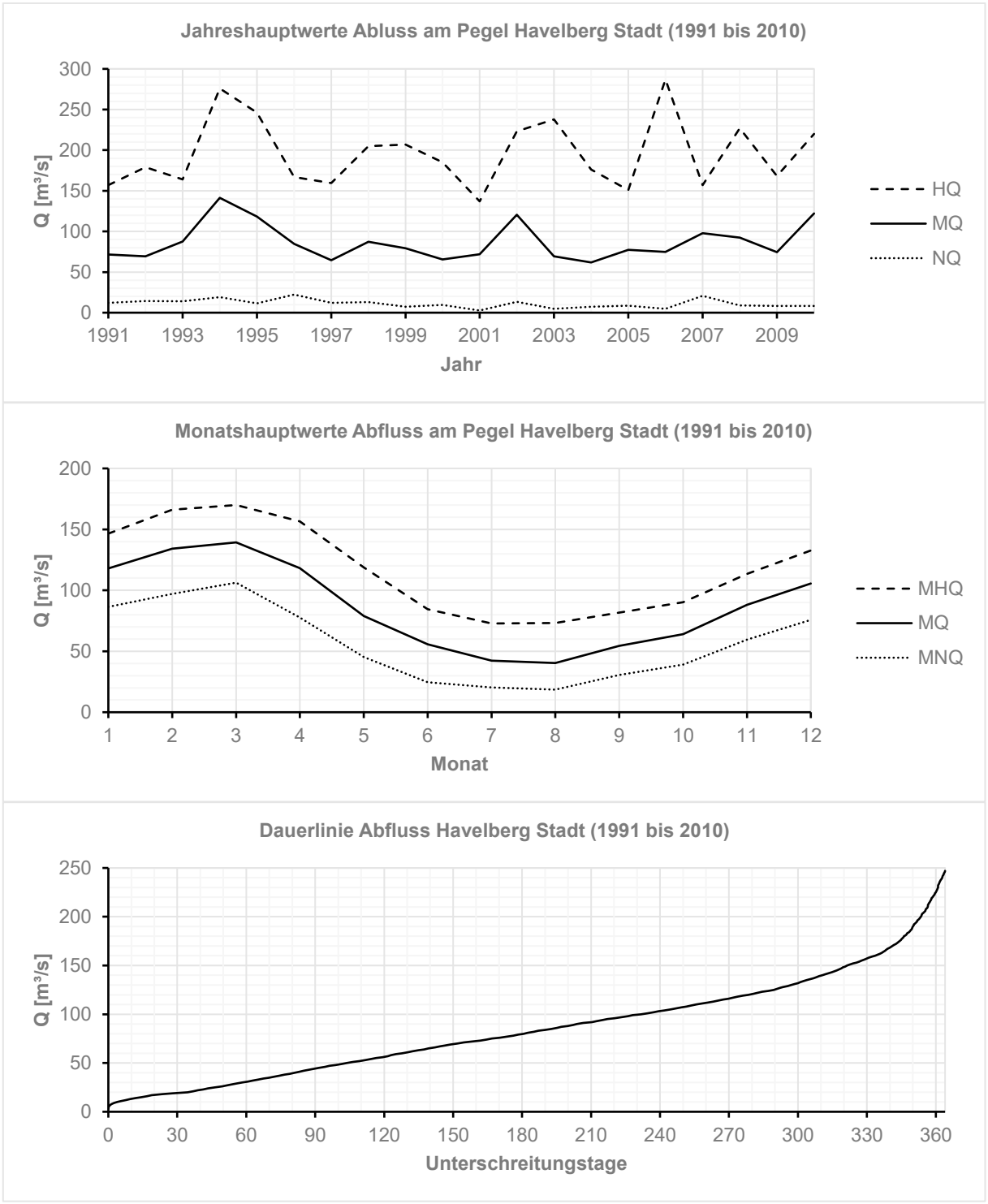


Abbildung 33: Jahresganglinie (oben), Monatsganglinie (mitte) und Dauerlinie (unten) der Tagesmittelwerte des Abflusses für die Havel am Pegel Havelberg Stadt in der Zeit vom 01.01.1991 bis 31.12.2010, Datengrundlage: WSA BRANDENBURG (2017A)

Vergleicht man die Jahres- und die Monatsganglinien sowie die Dauerlinien des Wasserstandes in Abbildung 32 mit den gleichermaßen aufbereiteten Daten des Abflusses in Abbildung 33, kann man feststellen, dass die Monatsganglinien annähernd vergleichbar sind. Die Jahresganglinien allerdings offenbaren deutliche Unterschiede. Verlaufen die Werte für NW und MW weitgehend parallel, so ist dies bei NQ und MQ nicht

der Fall. Dies findet seinen Niederschlag auch in den unterschiedlichen Dauerlinien. Zwischen 150 und 240 Unterschreitungstagen weisen beide offensichtlich einen sehr gleichartigen, in diesem Falle linearen, Charakter auf, womit der Bereich sicher verwendbarer Wertepaare in der Wasserstand-Abfluss-Beziehung bei Abflüssen zwischen 70 m³/s und 100 m³/s liegen sollte, wie man der Dauerlinie des Abflusses in Abbildung 33 unten entnehmen kann.

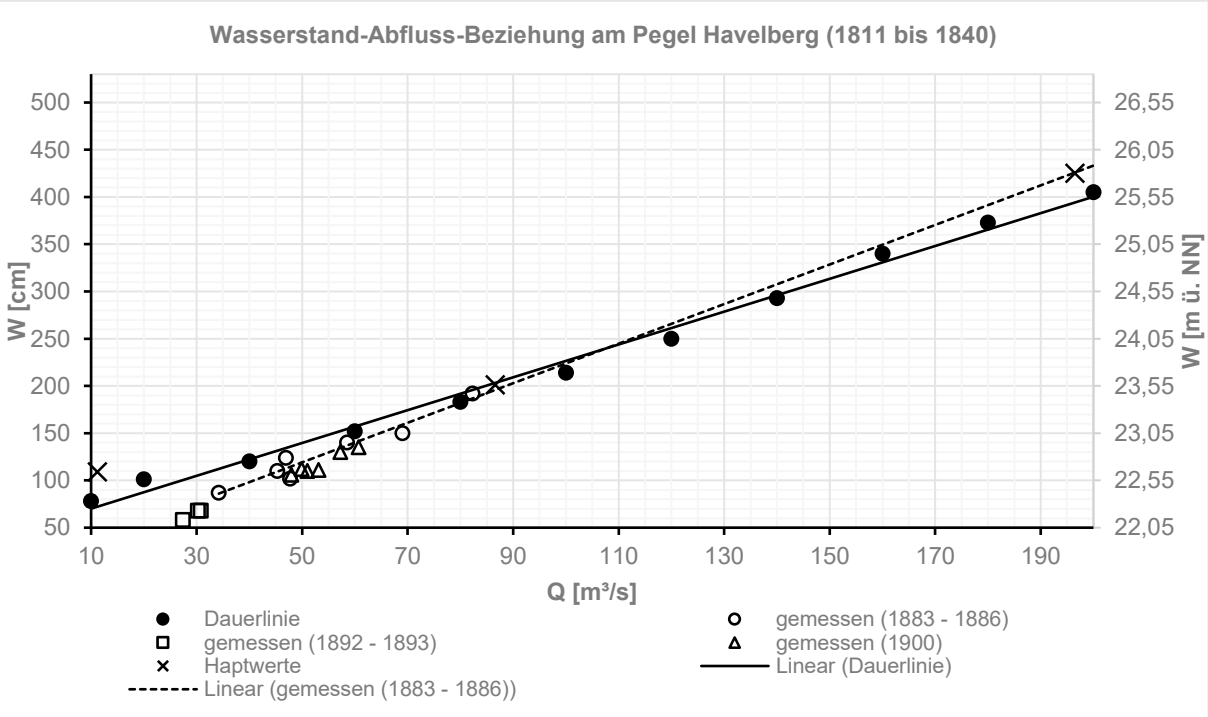


Abbildung 34: Synthetische Wasserstand-Abfluss-Beziehung für die Havel am Pegel Havelberg Stadt in der Zeit von 1811 bis 1840, Datengrundlage: Wasserstände WSA BRANDENBURG (2012), auf der Basis von MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842A) und Abflüsse WSA BRANDENBURG (2017A), Messwerte 1883 bis 1886 KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) und Messwerte 1900 VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903)

In Abbildung 34 kann man das Ergebnis der Synthese nachvollziehen. Mit „Dauerlinie“ sind die Wertepaare gleicher Unterschreitungsdauer für Wasserstand und Abfluss gekennzeichnet, die volle Linie „Linear (Dauerlinie)“ ist eine lineare Interpolation aus diesen Wertepaaren, sie kennzeichnet die Wasserstand-Abfluss-Beziehung im betrachteten Wertebereich.

Zur Plausibilisierung sind dem Diagramm verschiedene historische Messwerte aus VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) und KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) hinzugefügt worden. Die Extrapolation der sieben Messungen aus den 1880er Jahren „Linear (gemessen 1883 bis 1886)“ zeigt, dass eine daraus abgeleitete lineare Funktion einen etwas steileren Anstieg aufweisen würde, als die aus den Dauerlinien abgeleitete Wasserstand-Abfluss-Beziehung. Die Abweichung lässt sich durch die ausbaubedingte Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit erklären, von der insbesondere die Niedrigwasserereignisse betroffen sein dürften, weil hier in der Regel kein Elbe-Rückstau wirksam wurde. Auch die sechs Messungen aus dem Jahr 1900 bestätigen diesen Trend.

Die gewässerkundlichen Hauptwerte weisen ebenfalls auf divergierende Ereignishäufigkeiten hin. So wird z.B. MNQ = 11,16 m³/s an ca. 6 Tagen im Jahr unterschritten und MNW = 109 cm an 48 Tagen. Bei Mittelwasser verringert sich die Differenz (MQ = 86,59 m³/s wird an 196 Tagen unterschritten, MW = 201 cm an 210 Tagen) und bei mittlerem Hochwasser ist sie am geringsten (MHQ = 196,5 m³/s wird an 352 Tagen unterschritten, MHW = 425 cm an 357 Tagen). Die Ursachen für diese Divergenzen sind im aktuellen Abflussverhalten der Havel zu suchen. Offensichtlich hat sich das Retentionsvermögen des Einzugsgebietes erheblich vermindert, so dass der Jahresgang des Niedrigwasserabflusses nicht mehr dem des Mittelwassers folgt. Die Folge sind sehr niedrige Abflusswerte am unteren Ende der Dauerreihe, bei gleichzeitig moderateren Niedrigwasserständen.

Die hier aufgezeigten Unsicherheiten verdeutlichen die Grenzen des Verfahrens, insbesondere bei stark verändertem Retentionsvermögen im Einzugsgebiet und bei Rückstaubeeinflussung. Zwar deutet einiges darauf hin, dass die für den Pegel Havelberg Stadt ermittelte Wasserstand-Abfluss-Beziehung angewendet werden kann, doch sollte dies aufgrund der gegebenen Unsicherheiten möglichst nicht weit außerhalb des Bereiches zwischen ca. 70 und 100 m³/s erfolgen.

Die Fragestellung innerhalb dieser Arbeit erfordert insbesondere Kenntnisse der Wasserstand-Abfluss-Beziehungen für den mittleren Abfluss und für den Zeitpunkt der Ausuferung. Es kann für MQ ≈ 85 m³/s ein MW ≈ 200 cm und für die Ausuferung bei W ≈ 180 cm ein Q ≈ 75 m³/s ermittelt werden. Beide Wertepaare liegen im Vertrauensbereich. Die rekonstruierte Wasserstand-Abfluss-Beziehung bildet damit eine hinreichende Basis für die Bewertung des aktuellen Wasserhaushaltes im Bereich des Pegels Havelberg Stadt und sie könnte somit als Eingangsgröße bezüglich der Querschnittsgeometrie verwendet werden.

Der natürliche Wasserhaushalt der großen sandgeprägten Tieflandflüsse Norddeutschlands ist durch kurze Niedrigwasserphasen, langanhaltende flache Überschwemmungen der Aue und insgesamt geringe Amplituden des Wasserstands geprägt. Ausbaumaßnahmen und Nutzungen in den Flussgebieten haben nicht nur die Wasserstand-Abfluss-Beziehungen beeinflusst, sondern auch das Abfluss-Verhalten im Einzugsgebiet insgesamt. Dieser Umstand muss bei der hier vorgestellten Methode leider zunächst unberücksichtigt bleiben, weil Datenreihen der Wasserstände für die großen sandgeprägten Flüsse Norddeutschlands zwar i.d.R. bis zurück in das 19. Jahrhundert zur Verfügung stehen, doch nur in den seltensten Fällen für Zeiträume davor. Auch Klimadaten, etwa des Niederschlages, liegen erst ab etwa Mitte des 19. Jahrhunderts vor, wie man z.B. KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) entnehmen kann.

3.2.3 Zielparameter der Querschnittsgeometrie

Wassertiefe und Wasserspiegelbreite des Gerinnes

Als Zielparameter der Querschnittsgeometrie des Gerinnes sind die in Abbildung 3 als abhängige Geometrie des Gerinnes deklarierten Zustandsgrößen Wassertiefe h_b und Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ maßgeblich. Bei der zu ermittelnden Wassertiefe handelt es sich um die mittlere Wassertiefe des Gerinnes, bezogen auf den bei der entsprechenden Wasserführung eingenommenen Fließquerschnitt. Die Wasserspiegelbreite bezeichnet die Breite des Wasserspiegels. Sie entspricht bei einer angenommenen mittleren

Wassertiefe über den gesamten Fließquerschnitt der mittleren Breite des Gerinnes (siehe Abbildung 35).

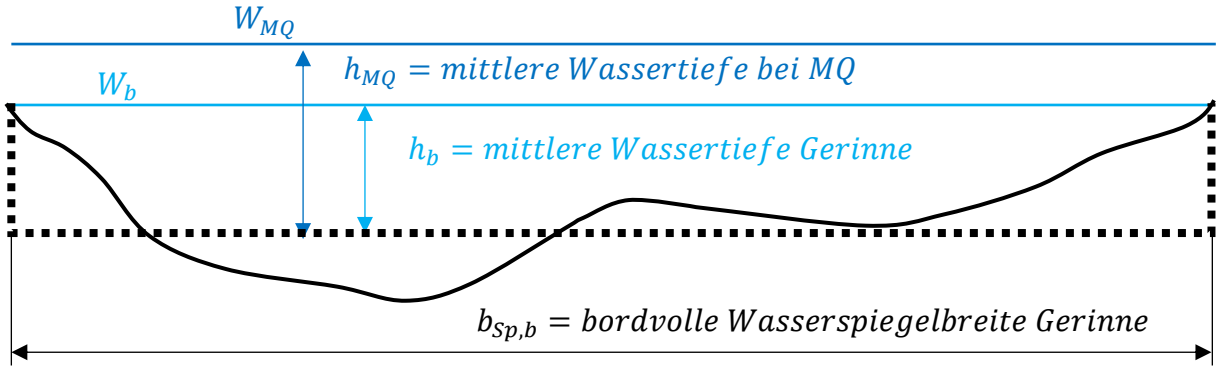


Abbildung 35: Definition der Zielparameter h_b und $b_{Sp,b}$ der Querschnittsgeometrie

Die mittlere Ausprägung der Gewässerbettgeometrie eines Flussabschnittes wird, wie bereits in Kapitel 2.6.2 ausgeführt, auch durch die hydrologischen Abflussverhältnisse über einen langen Zeitraum hervorgerufen, die sich durch integrale (mittlere) Abflüsse, Wasserstände und Wasserspiegelgefälle charakterisieren lassen. Andererseits führt eine gegebene Gewässerbettgeometrie zu einer zugehörigen (mittleren) charakteristischen Wasserstand-Abfluss-Beziehung. Diese Dualität soll genutzt werden, um daraus zwei Methoden zur Ermittlung der Zustandsgrößen Wassertiefe h_b und Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ abzuleiten.

Betrachtet werden dazu die über einen Flussabschnitt und einen meteorologisch repräsentativen Zeitraum gemittelten (integralen) Größen Wassertiefe, Wasserspiegelbreite, querschnittsgemittelte Strömungsgeschwindigkeit sowie der über diesen meteorologisch repräsentativen Zeitraum gemittelte Abfluss MQ. Alle übrigen Zustandsgrößen der Gleichungen (2.14) bis (2.17) sollen ebenfalls zeit- und raumgemittelte Größen sein. Unter diesen Bedingungen gelten die Gleichungen für Flüsse im Gleichgewicht und der mittlere Abfluss MQ charakterisiert den über den meteorologisch repräsentativen Zeitraum gemittelten (integralen) Abfluss. Wegen der in Gleichung (2.14) erkennbaren deterministischen Abhängigkeit der mittleren Sohlenschubspannung τ_0 vom Abfluss Q gibt es für die über den meteorologisch repräsentativen Zeitraum gemittelten Abflussverhältnisse auch eine repräsentative gemittelte Sohlenschubspannung $\overline{\tau_0}$. Außerdem existiert eine den Gleichgewichtszustand charakterisierende Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$.

Sowohl aus den Gleichungen (2.16) und (2.17) als auch aus der Wasserstand-Abfluss-Beziehung muss sich demnach die gleiche Querschnittsgeometrie herleiten lassen. Diese erfüllt dann die erforderlichen Bedingungen, wenn die Wasserstand-Abfluss-Beziehung mit Gleichung (2.15) oder (2.17) erfüllt ist und die mit Gleichung (2.14) ermittelte mittlere Sohlenschubspannung τ_0 bei mittlerem Abfluss MQ der repräsentativen gemittelten Sohlenschubspannung $\overline{\tau_0}$ entspricht. Dabei kann aufgezeigt werden, dass für Flüsse im gleichförmigen Gleichgewicht die repräsentative gemittelte Sohlenschubspannung $\overline{\tau_0}$ der mittleren kritischen Sohlenschubspannung des Sediments τ_{crit} entspricht, denn zeitlich und räumlich gemittelt gleichen sich erosive und akkumulative Prozesse für Flüsse im gleichförmigen Gleichgewicht aus (vergleiche dazu Kapitel 2.5.2, 5.2.2, 5.3.2, und 5.5).

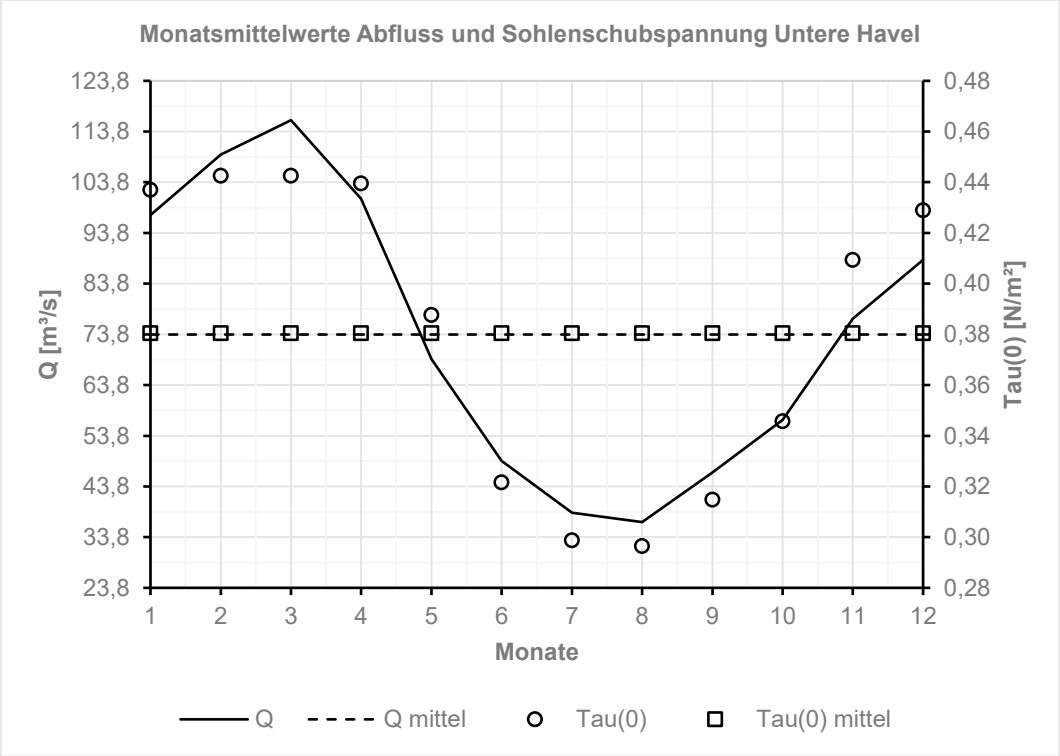


Abbildung 36: Langjährige Monats- und Jahresmittelwerte des Abflusses Q und der Sohlenschubspannung τ_0 im idealisierten Gerinne der Fallstudie Untere Havel

In Abbildung 36 wird dieser Sachverhalt für die Fallstudie Untere Havel verdeutlicht (vergleiche dazu Kapitel 5.2.2). Dargestellt sind die Monatsmittelwerte des Abflusses Q „Q“ des meteorologisch repräsentativen Zeitraumes und die für den Teilabfluss in einem idealisierten Gerinne (integraler Gerinnequerschnitt über einem Flussabschnitt, auf Rechteckgerinne abgebildet) ermittelte Sohlenschubspannung τ_0 „Tau(0)“. Außerdem sind die Jahresmittelwerte des Abflusses MQ „Q mittel“ und der Sohlenschubspannung $\overline{\tau_0}$ „Tau(0) mittel“ abgebildet, diese betragen $MQ = 73{,}8\, m^3/s$ und $\overline{\tau_0} = 0{,}38\, N/m^2$. Für den mittleren Abfluss des meteorologisch repräsentativen Zeitraums, der ebenfalls $MQ = 73{,}8\, m^3/s$ beträgt, ergibt sich für das idealisierte Gerinne die Sohlenschubspannung $\tau_0 = 0{,}39\, N/m^2$. Mit $\tau_0 = \tau_{crit}$ findet man über die Shields-Funktion nach ZANKE (2013) den Bewegungsbeginn für den mittleren Korndurchmessers $d_m \approx 0{,}64\, mm$, der etwa d_m im Untersuchungsgebiet entspricht.

Ermittlung über gemittelte Abflussverhältnisse

Ersetzt man in Gleichung (2.16) aus Kapitel 2.5.2 die mittlere Wassertiefe h durch die Wassertiefe bei mittlerem Abfluss h_{MQ} und den Gradient der Gewässersohle $\tan \alpha_{So}$ durch das sich dabei einstellende Wasserspiegelgefälle $I_{Sp_{MQ}}$, erhält man Gleichung (3.4). Die Wassertiefe des bordvollen Abflusses h_b findet man dann über die Wasserstand-Abfluss-Beziehung mit Gleichung (3.5).

Die Wasserspiegelbreite für den bordvollen Abfluss $b_{Sp,b}$ ermittelt man mit der bordvollen Wassertiefe h_b über Gleichung (3.6), die auf Gleichung (2.17) beruht und bezüglich Abfluss Q_b und Wasserspiegelgefälle I_{Sp_b} angepasst wurde.

(3.4) *Wassertiefe bei mittlerem Abfluss*

$$h_{MQ} = \left(\frac{\left(ln \frac{12 \cdot h_{MQ}}{k_s^g} \right)}{\left(ln \frac{12 \cdot h_{MQ}}{k_s} \right)} \right)^2 \cdot \frac{\tau_{crit}}{\varrho_w \cdot g \cdot I_{Sp_{MQ}}}$$

(3.5) *Wassertiefe bei bordvollem Abfluss*

$$h_b = h_{MQ} - \left(W_{MQ} - W_b \right)$$

(3.6) *Wasserspiegelbreite*

$$b_{Sp,b} = \frac{\kappa}{\left(ln \frac{12 \cdot h_b}{k_s} \right)} \cdot \frac{Q_b}{h_b \cdot \sqrt{g \cdot h_b \cdot I_{Sp_b}}}$$

Ermittlung über die Wasserstand-Abfluss-Beziehung

Der Wasserstand-Abfluss-Beziehung können für verschiedene Abflusssituationen n die Wertepaare des Wasserstands W_n und des Abflusses Q_n entnommen werden. Für ein idealisiertes Gerinne mit rechteckigem Querschnitt kann man damit aus Gleichung (2.17) das System aus zwei Gleichungen (3.7) für die Unbekannten h_b und $b_{Sp,b}$ formulieren.

Der Zustand $Q_n = Q_1$ repräsentiert in Gleichungssystem (3.7) den bordvollen Abfluss Q_b und $Q_n = Q_2$ einen weiteren Zustand (etwas darunter), für den die Wasserspiegelbreite $b_{Sp,2}$ sich nicht wesentlich von $b_{Sp,b}$ unterscheiden darf. Dies ist so lange gegeben, wie keine Sandbänke oder Uferbereiche trockenfallen oder das Vorland signifikant überströmt wird, womit $W_2 = f(Q_2)$ entsprechend zu wählen ist. Die Unbekannte $h_2 = f(Q_2)$ lässt sich dabei über die bekannte Differenz der beiden Wasserstände durch $h_2 = h_b - (W_b - W_2)$ ersetzen.

(3.7) *Wassertiefe bei bordvollem Abfluss und Wasserspiegelbreite*

$$b_{Sp,b} = \frac{\kappa}{\left(ln \frac{12 \cdot h_n}{k_s} \right)} \cdot \frac{Q_n}{h_n \cdot \sqrt{g \cdot h_n \cdot I_{Sp_n}}}$$

$$Q_1 = Q_b \;\rightarrow\; h_1 = h_b$$

$$Q_2 < Q_b \;\rightarrow\; h_2 = h_b - (W_b - W_2)$$

Bei der Ermittlung der Wertepaare empfiehlt es sich, die Einzelwerte nicht direkt aus der Wasserstand-Abfluss-Beziehung abzulesen, sondern einen entsprechenden Abschnitt der Funktion zu interpolieren, da die Funktion nicht immer eine gleichbleibende Steigung aufweisen dürfte. Damit beeinflusst auch die Qualität der Wasserstand-Abfluss-Beziehung die Auswahl der Wertepaare.

Die beiden Zielparameter mittlere Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ und mittlere Wassertiefe h_b des bordvollen Zustandes können immer über die Gleichungen (3.4) bis (3.6) ermittelt werden. Bei fehlender Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$, bleibt nur dieser Weg. Beide Zielparameter können mit dem Gleichungssystem (3.7) auch über eine bekannte

Wasserstand-Abfluss-Beziehung des Gleichgewichtszustandes hergeleitet werden, wenn die diesbezügliche Datenlage hinreichend ist.

Die beiden Zielparameter lassen sich in der Praxis überprüfen, wenn Gewässerteile zur Verfügung stehen, aus denen die Gerinnegeometrie eines Gleichgewichtzustandes abgeleitet werden kann. Dazu können z.B. Querprofile des unverbauten Zustandes und ggf. auch Vermessungen nicht oder wenig ausgebauter Gewässerteile, wie z.B. gut erhaltene Altarme, herangezogen werden.

Im Rahmen dieser Arbeit erfolgt ein Vergleich und eine Plausibilisierung beider Methoden sowie eine Überprüfung in der Praxis innerhalb der Fallstudien (siehe dazu Kapitel 5).

Hydrologisch bedingte Mindestbreite der Aue

Neben der Querschnittsgeometrie der abflussführenden Gerinne ist auch die hydrologisch erforderliche Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$ zu ermitteln. Dies kann ebenfalls mithilfe der Gleichungen (2.17) erfolgen, wobei h_{n_A} die mittlere Wassertiefen in der Aue beim Abflussereignis Q_n ist und sich aus der Differenz zwischen dem Wasserstand W_n und der mittleren Höhenlage des Talbodens der Aue H_T ergibt, das Talbodengefälle I_T zu verwenden ist und der Abfluss Q_{n_A} den Teilabfluss der Aue bei dem betrachteten Ereignis darstellt (siehe dazu Abbildung 31). Die Gleichung (2.17) modifiziert sich zu (3.8).

(3.8) *Hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue*

$$b_{A,h} = \frac{\kappa}{\left(ln\frac{12 \cdot h_{n_A}}{k_s}\right)} \cdot \frac{Q_{n_A}}{h_{n_A} \cdot \sqrt{g \cdot h_{n_A} \cdot I_T}}$$

(3.9) *Retentionsvolumen*

$$V_{R_n} = \int Q_{\ddot{u}_n}(t)\, dt$$

Die Frage, welcher Abfluss Q_n das maßgebende Ereignis für die Bestimmung des Zielparameters charakterisiert, hängt im konkreten Fall von der Aufgabenstellung ab. Für die Ermittlung ist in der Regel das größte bekannte Ereignis oder ein entsprechendes wasserwirtschaftliches Bemessungshochwasser auszuwählen. Allerdings kann man mit Gleichung (3.8) auch andere Parameter bestimmen, wie etwa die erforderliche Auenbreiten für Ereignisse mit kleinerem Wiederkehrsintervalle, z.B. für MHQ.

Bei dem hier ermittelten Zielparameter handelt es sich um eine Abschätzung bezüglich der erforderlichen durchströmten Auenbreite. Eine notwendige Voraussetzung dafür ist, dass die erforderliche Teilmenge des Abflusses die Aue auch tatsächlich durchströmen kann, die laterale Konnektivität also hinreichend gegeben ist.

In natürlichen Flüssen wird die Aue alleine durch die Talbodenbreite begrenzt. Steht dagegen, etwa durch Eindeichungen, keine ausreichende Auenbreite mehr zur Verfügung, zeigt Formel (3.8) einen Weg auf, dennoch zu naturnahen Wasserstand-Abfluss-Beziehungen zu kommen. Da das Talbodengefälle i.d.R. nicht verändert werden kann und die Rauheit maßgeblich durch den Bewuchs bestimmt wird, kann bei einer vorgegebenen Wassertiefe als Eingangsgröße nur der Abflussanteil der Aue Q_{n_A} durch den Anschluss externer Retentionsflächen reduziert werden. Das beim Abflussereignis n

erforderliche Retentions- oder Speichervolumen V_{R_n} ergibt sich nach Gleichung (3.9) aus dem „überschüssigen“ Abfluss $Q_{\ddot{u}_n}$ in Abhängigkeit von der Dauer seines Auftretens.

Die Zielparameter der Wassertiefe h und der Wasserspiegelbreite b_{Sp} oder $b_{A,h}$ müssen für alle Gerinne und einzelne Bereiche der Aue, wie in Abbildung 31 dargestellt, jeweils getrennt ermittelt werden, da i.d.R. Gefällesituationen und Rauheit verschieden sind.

3.2.4 Zielparameter der Linienführung

Wie in Kapitel 2.5.3 ausgeführt, ist im Rahmen dieser Arbeit, neben der hydraulischen Geometrie des Querschnittes, auch die Beschreibung der Linienführung von Bedeutung. Dabei geht es vorrangig um eine Bewertung des IST-Zustandes und die Herleitung von Entwicklungszielen, bezüglich des Gefälles, aber auch der Laufcharakteristik sowie eines vorzuhaltenden Entwicklungskorridors in der Aue. Letzteres ist für die Anpassungsprozesse von Bedeutung und wird deshalb in Kapitel 3.2.5 behandelt.

Sohlengefälle

Das Sohlengefälle I_{So} definiert sich nach Gleichung (3.10) als Quotient aus dem Mittelwert der Bodengradienten der Sohlenhöhe $\overline{dH_{So}}$ entlang der Flussachse und der Fließlänge des Flusslaufes l_F zwischen zwei Stationen (siehe dazu auch Abbildung 22). Die seitliche Begrenzung der Sohle kann mit dem bordvollen Abfluss definiert werden.

(3.10) *Sohlengefälle*

$$I_{So} = \frac{\overline{dH_{So}}}{dl_F} \approx \frac{\Delta H_{So}}{\Delta l_F}$$

Nach KNIGHTON (1998) handelt es sich beim Sohlengefälle um eine abhängige Zustandsgröße (siehe dazu Abbildung 3 in Kapitel 2.1). Auf den Umgang mit Restriktionen bei der Ausbildung des Sohlengefälles in regulierten Flüssen sowie auf Vorhersagemodelle und diesbezügliche Probleme wurde bereits in Kapitel 2.5.3 eingegangen. Das Sohlengefälle verändert sich mit der Verlagerung des Strombettes. Diese Änderungen vollziehen sich in Gewässerabschnitten allerdings innerhalb großer Zeitskalen, etwa von 10^3 bis 10^4 Jahren (siehe dazu Raum-Zeit-Modell Tabelle 3 in Kapitel 2.2), so dass es innerhalb des Betrachtungszeitraumes als durch natürliche Prozesse unverändert oder sehr gering verändert angenommen werden kann.

Wasserspiegelgefälle

In den frei fließenden Gewässerstrecken der sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes sollte das Wasserspiegelgefälle I_{Sp}, gemittelt über lange Zeiträume, in etwa dem Sohlengefälle I_{So} entsprechen. Abweichungen davon bestehen im Falle eines natürlichen Aufstaus, z.B. durch im Flussbett liegende Felsrippen (wie beispielsweise in der Elbe), bei natürlichem Rückstau (wie etwa in der Unteren Havelniederung) oder im Falle einer wesentlich häufiger anzutreffenden Stauregulierung. Da das Wasserspiegelgefälle eine wichtige Eingangsgröße für die hydromorphologischen Prozesse des Flusssystems darstellt, ist es ebenfalls zu bestimmen. Die Ermittlung, erfolgt, angelehnt an die Bestimmung des Sohlengefälles, mit Formel (3.11).

(3.11) *Wasserspiegelgefälle*

$$I_{Sp} = \frac{\overline{dW}}{dl_F} \approx \frac{\Delta W}{\Delta l_F}$$

Bezüglich der Laufcharakteristik werden ergänzend zwei weitere Zielparameter verwendet, welche die beiden anzutreffenden Lauftypen, mäandrierend und anastomosierend, näher beschreiben.

Windungsgrad

Der bereits in Kapitel 2.5.3 definierte Windungsgrad s beschreibt den Mäandercharakter, obwohl s eigentlich nur das Verhältnis der Fließlänge l_F zur Tallänge l_T wiedergibt. Große Mäanderamplituden a_M und kleine Mäanderwellenlängen λ_M führen zu großer Fließlänge l_F und erhöhen damit den Windungsgrad. Allgemein lässt sich die Bestimmung des Windungsgrades s also mit Formel (3.12) beschreiben.

(3.12) *Windungsgrad*

$$s = \frac{l_F}{l_T}$$

Gerinnezahl

Liegt eine anastomosierende Laufcharakteristik vor, gibt die Gerinnezahl n_G Auskunft über die relative Anzahl der Laufverzweigungen. Die Gerinnezahl n_G wird mit Formel (3.13) berechnet.

(3.13) *Gerinnezahl*

$$n_G = \frac{\sum l_{F_i} \cdot n_{G_i}}{\sum l_{F_i}}$$

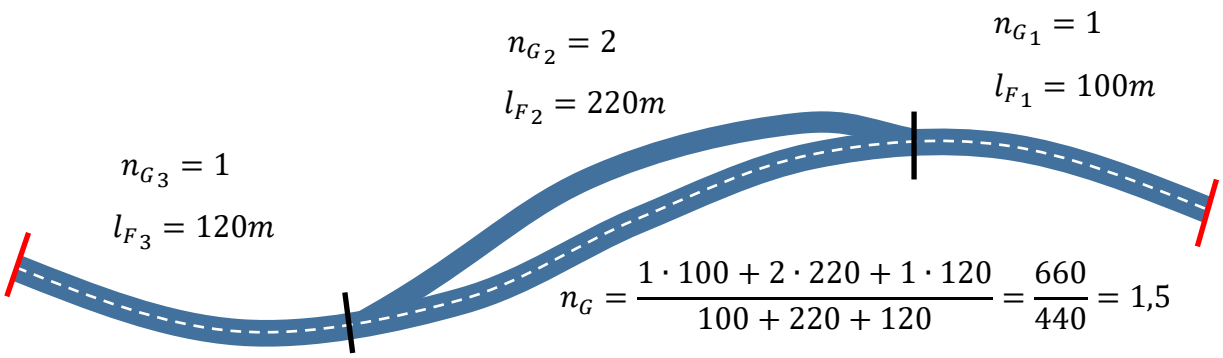


Abbildung 37: Prinzip der Ermittlung der Gerinnezahl (n_G) am Beispiel einer einfachen Stromteilung

Die Gerinnezahl n_G kann man ermitteln, indem man den Flusslauf entlang der Flussachse des Hauptarmes in Teillängen l_{F_i} derart unterteilt, dass jeder Abschnitt mit einer unterschiedlichen Anzahl parallel verlaufender Gerinne n_{G_i} erfasst wird. Multipliziert man nun die Teillängen l_{F_i} mit der Anzahl der Gerinne n_{G_i} und setzt diese in das Verhältnis zur Gesamtlänge des betrachteten Laufabschnittes, erhält man die Gerinnezahl n_G. Eine Laufverzweigung liegt dann vor, wenn die dazwischen befindliche Insel erst oberhalb des bordvollen Wasserstandes überflutet wird.

Weist ein Flussabschnitt z.B. auf 50% seiner Lauflänge einfache Stromteilungen mit zwei parallelen Flussarmen auf, beträgt die Gerinnezahl n_G = 1,5 (siehe Abbildung 37).

3.2.5 Zielparameter der Anpassungsprozesse

Änderung des Sedimenttransports

Wie bereits in Kapitel 2.6.4 ausgeführt, ist für einen Gleichgewichtszustand von zentraler Bedeutung, dass der in einer wie in Abbildung 38 dargestellten Flussstrecke ankommende Sedimenttransport Q_{S_i} in etwa auch dem abgehenden Sedimenttransport $Q_{S_{i+1}}$ entspricht, sofern sich der Abfluss, das Sohlengefälle, die Bettform und der Fließwiderstand in dieser Strecke nicht wesentlich ändern.

Um auftretende Störungen auszugleichen, sind Anpassungsprozesse erforderlich, also die Fähigkeit des Flusses, in jedem Teilabschnitt dx seines Verlaufes, nicht nur durch Änderung der Sohlenhöhe dz, sondern auch über eine seitliche Verlagerung des Flussbettes dy, Sediment aufzunehmen oder abzulagern.

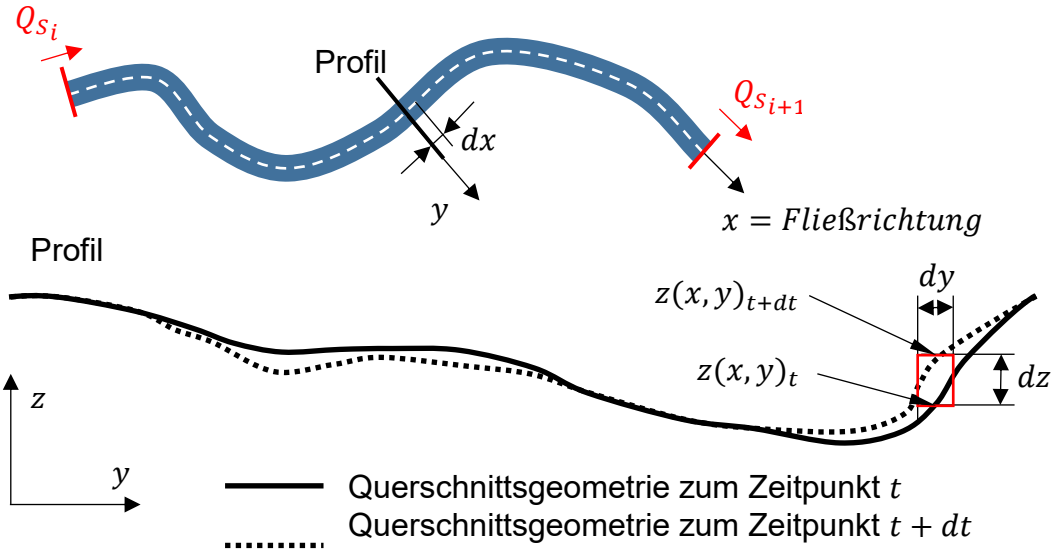


Abbildung 38: Definition der Variablen für die Bilanzierung des Sedimenttransports

Als Zielparameter bezüglich der Anpassungsprozesse lässt sich somit die Änderung des Sedimenttransports nach Gleichung (3.14) ermitteln.

(3.14) *Änderung des Sedimenttransports*

$$dQ_S = Q_{S_{i+1}} - Q_{S_i}$$

Die Ermittlung der Änderung des Sedimenttransports dQ_S kann auch, wie in Gleichung (3.15) dargestellt, durch die Ermittlung der Differenz der Sedimentfracht, als Produkt aus Sedimentdichte und Bodenvolumina über einem Bezugshorizont $\varrho_S \cdot dV$, zu den verschiedenen Zeitpunkten t und $t + dt$ erfolgen.

(3.15) *Änderung des Sedimenttransports*

$$dQ_S = \frac{d(\varrho_S \cdot V)}{dt} = \frac{\iiint \varrho_S \cdot dx \cdot dy \cdot dz}{dt} \approx \frac{\varrho_S \cdot \sum(\Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z)}{\Delta t}$$

Erfasst man die Sohländerungen eines Flusses regelmäßig flächenhaft, z.B. mittels Fächerecholotpeilung, können die Differenz der Bodenvolumina und darüber die Änderung des Sedimenttransports ermittelt werden. Liegen Daten nur in Form von Profilschnitten vor, können die Änderungen des Abflussquerschnitts zumindest als Anhaltspunkt für die Sohlenentwicklung und die seitlichen Umlagerungsprozesse herangezogen werden.

Im Gleichgewichtszustand sollte es im Mittel keine Änderung des Sedimenttransports dQ_S geben. Positive Werte zeigen dagegen Akkumulation und negative Werte Erosion an.

Da der in der Flussstrecke ankommende Sedimenttransport Q_{S_i} i.d.R. nicht zeitgleich dem abgehenden Sedimenttransport $Q_{S_{i+1}}$ entsprechen kann, ist die Möglichkeit der Aufnahme, Ablagerung und Umlagerung von Sediment, z.B. durch seitliche Verlagerung des Flussbettes, für die Aufrechterhaltung eines Gleichgewichtszustandes von großer Bedeutung. Eine wesentliche Voraussetzung für das Zustandekommen von Anpassungsprozessen ist deshalb die Bereitstellung einer hinreichend breiten Aue für die damit einhergehende Expansion und Migration der Flussmäander und ein möglichst geringer Fixierungsgrad der Ufer.

Morphologisch begründete Mindestbreite der Aue

Wie bereits in Kapitel 2.5.3 erörtert, gibt es keine allgemeingültigen Vorhersagemodelle für die Expansion und Migration von Mäandern. Allerdings kann angenommen werden, dass die jeweils größte bisherige Expansion von Mäandern innerhalb eines Flussabschnittes, die in Abbildung 22 definierte Mäandergürtelbreite b_M, ein hinreichendes Maß für den Zielparameter der morphologisch begründeten Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ darstellt.

Bei der Erfassung der Mäandergürtelbreite b_M sind alle erkennbaren Bestandteile des Flussbettes, auch ehemalige Flussarme, zu berücksichtigen, selbst wenn diese heute nicht mehr aktiv sind, um den gesamten morphologisch aktiven Bereich abzudecken. Bei anastomosierender Laufcharakteristik sind darüber hinaus alle Flussarme einzubeziehen, der jeweils äußerste Rand kennzeichnet dann den Mäandergürtel (siehe Abbildung 39).

Die morphologisch begründete Mindestbreite der Aue ergibt sich somit aus der Vereinigungsmenge der Mäandergürtel aller in der Aue befindlicher Gerinne und bestimmt sich nach der Funktion (3.16).

(3.16) *Morphologisch begründete Mindestbreite der Aue*

$$b_{A,m} = \bigcup_{i=1}^{n} b_{M_i}$$

Ist die zur Verfügung stehende Aue zu schmal, kann keine ungehinderte Expansion und Migration von Mäandern erfolgen, womit eine wesentliche Bedingung für das Zustandekommen von Anpassungsprozessen nicht erfüllt wird.

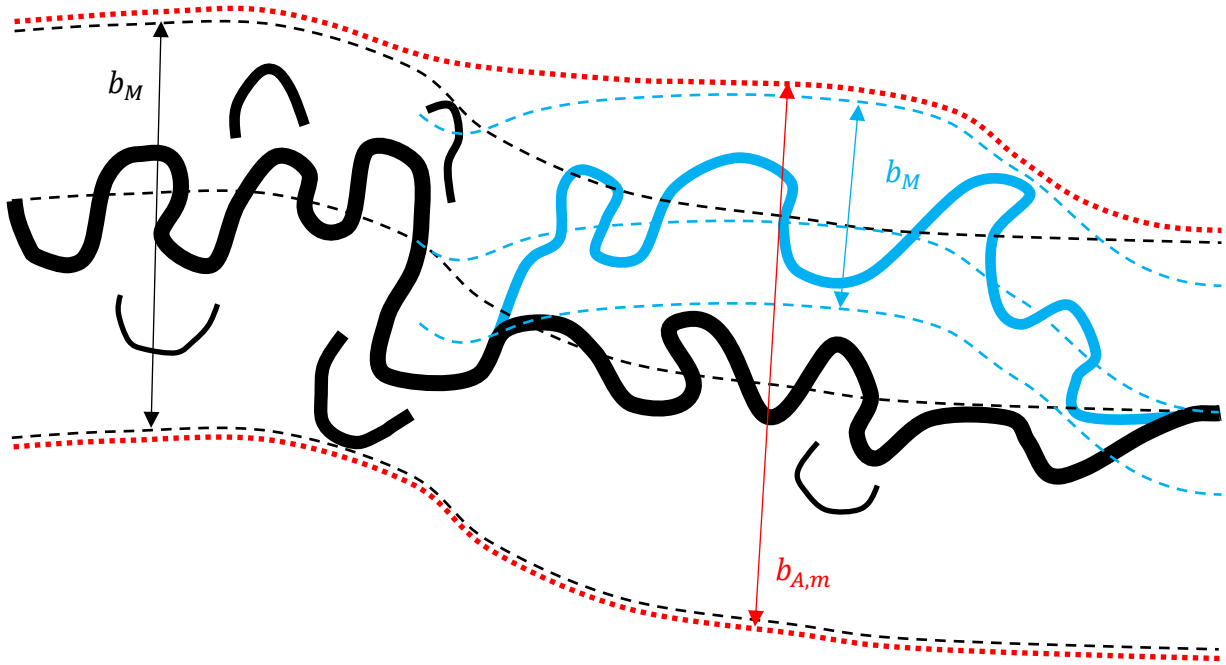


Abbildung 39: Definition der morphologisch begründeten Mindestbreite der Aue ($b_{A,m}$)

Mindestbreite der Aue

Bezüglich der erforderlichen Mindestbreite der Aue b_A ist, neben der morphologisch begründeten Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$, auch die hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$ aus Gleichung (3.8) in Kapitel 3.2.3 zu berücksichtigen. Die erforderliche Mindestbreite ergibt sich damit nach Gleichung (3.17) aus dem Maximalwert beider Teilparameter.

(3.17) *Mindestbreite der Aue* $$b_A = max\{b_{A,h}, b_{A,m}\}$$

Ist die morphologisch begründeten Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ größer, als die hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$, hat dies auch Einfluss auf die Geometrie des Querschnitts gemäß Kapitel 3.2.3 und auf die Wasserstand-Abfluss-Beziehung (siehe Kapitel 3.2.2).

3.3 Zielsystem

Die in Kapitel 3.2 definierten Zielparameter können entsprechend unterschiedlicher Aufgabenstellungen ermittelt werden. So lassen sich z.B. ein bekannter Zustand bewerten, Entwicklungsziele ableiten und auch historische Zustände rekonstruieren. Letzteres ist allerdings, aufgrund i.d.R. vorhandener großer Datenlücken, oft mit großen Unsicherheiten behaftet.

Zunächst sind die in Tabelle 8 dargestellten Konstanten zu überprüfen, weil diese an Kriterien, wie z.B. die geografische Lage, die Temperatur oder das Sedimentmaterial, gebunden sind.

Tabelle 8: Verwendete Konstanten

Größe	Wert	enthalten in den Formeln	Anmerkungen
g	9,81 m/s²	3.1 / 3.2 / 3.4 / 3.6 / 3.7 / 3.8	ortsabhängig
γ_r	0,7 / 1	2.35	ebene Sohle / auf Dünen
κ	0,41	3.6 / 3.7 / 3.8	turbulentes Geschwindigkeitsprofil
ν_W	$1{,}307 \cdot 10^{-6}$ m²/s	Shields-Funktion	Wasser bei 10 °C
ϱ_S	2.650 kg/m³	3.15 / Shields-Funktion	Quarzit
ϱ_W	999,7 kg/m³	3.1 /3.2 / 3.4 / Shields-Funktion	Wasser bei 10 °C

Weiterhin sind die in Tabelle 9 zusammengefassten Grundlagendaten für die Bestimmung der Eingangsgrößen und Zielparameter zu erheben. Diese können unterschiedlichen Quellen entnommen werden. In Tabelle 9 werden die Datenquellen nur beispielhaft aufgeführt. So können z.B. die Geometriedaten von Riffeln und Dünen aus einem hoch aufgelösten DGM der Gewässersohle gewonnen werden, falls ein solches vorhanden ist. Dies dürfte allerdings schon für aktuelle Zustände schwierig werden, bezüglich historischer Analysen ist es sogar unwahrscheinlich. Hier kann dann der einzige mögliche Weg darin bestehen, die effektive Rauheit der Sohle k_S zu berechnen oder diese mindestens zu schätzen.

Tabelle 9: Zu erhebende Grundlagendaten

Größe	Parameter	enthalten in Formel	Beispiele für Datenquellen
b_{M_i}	Anpassungsprozesse	3.16	Kartenmaterial
d_i	Querschnittsgeometrie	2.30	Sieblinien des Sediments
h_d	Querschnittsgeometrie	2.36	DGM der Gewässersohle
h_r	Querschnittsgeometrie	2.35	DGM der Gewässersohle
l_d	Querschnittsgeometrie	2.36	DGM der Gewässersohle
l_{F_i}	Energiehaushalt, Querschnittsgeometrie, Linienführung, Anpassungsprozesse	3.10 / 3.11 / 3.12 / 3.13	Fließweg aus Kartenmaterial
l_r	Querschnittsgeometrie	2.35	DGM der Gewässersohle
l_T	Energiehaushalt, Querschnittsgeometrie, Linienführung, Anpassungsprozesse	2.31 / 3.12	Talweg aus Kartenmaterial
m_i	Querschnittsgeometrie	2.30	Sieblinien des Sediments
n_{G_i}	Linienführung	3.13	Kartenmaterial
$Q(t)$	Energiehaushalt, Hydrologie, Querschnittsgeometrie	3.1 / 3.2 / 3.3 / 3.6 / 3.7 / 3.8 / 3.9	Zeitreihend es Abflusses
$Q_{S_i}(t)$	Anpassungsprozesse	3.14	Sedimenttransportmessung
$W(t)$	Hydrologie, Querschnittsgeometrie	3.3 / 3.4 / 3.5 / 3.6 / 3.7 / 3.8 / 3.11	Zeitreihen des Wasserstandes
$z(x,y,t)$	Energiehaushalt, Querschnittsgeometrie, Linienführung, Anpassungsprozesse	2.31 / 3.1 / 3.2 / 3.4 / 3.5 / 3.6 / 3.7 / 3.8 / 3.10 / 3.15	DGM der Gewässersohle und der Aue

Wegen der Abhängigkeiten einiger Zielparameter voneinander ist es sinnvoll, diese in der Reihenfolge zu ermitteln, wie in Abbildung 40 dargestellt. So lassen sich z.B. die Zielparameter der Querschnittsgeometrie nach Kapitel 3.2.3 erst ermitteln, wenn das Wasserspiegelgefälle I_{Sp}, als Zielparameter der Linienführung nach Kapitel 3.2.4 und die Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$, als Zielparameter der Hydrologie nach Kapitel 3.2.2, bekannt sind.

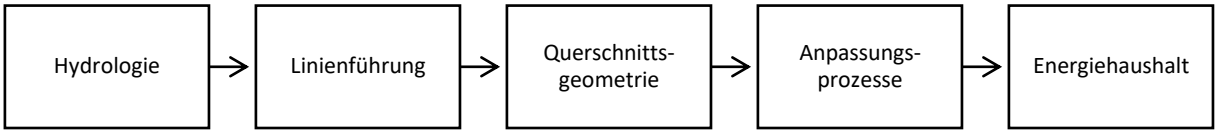


Abbildung 40: Empfohlene Reihenfolge bei der Ermittlung der Zielparameter

Eine Zusammenstellung der Zielparameter erfolgt in Tabelle 10.

Tabelle 10: Zusammenfassung der Zielparameter

Größe	Zielparameter	Formel	Ermittlung
$W(Q)$	Hydrologie	3.3	Abbildung 41
I_{So}	Linienführung	3.10	Abbildung 42
I_{Sp}	Linienführung	3.11	Abbildung 42
s	Linienführung	3.12	Abbildung 42
n_G	Linienführung	3.13	Abbildung 42
h_b	Querschnittsgeometrie	(3.4), 3.5 / 3.7	Abbildung 43
$b_{Sp,b}$	Querschnittsgeometrie	3.6 / 3.7	Abbildung 43
$b_{A,h}$	Querschnittsgeometrie	3.8	Abbildung 43
V_{R_n}	Querschnittsgeometrie	3.9	Abbildung 43
dQ_S	Anpassungsprozesse	3.14 / 3.15	Abbildung 44
$b_{A,m}$	Anpassungsprozesse	3.16	Abbildung 44
b_A	Anpassungsprozesse	3.17	Abbildung 44
ω_G	Energiehaushalt	3.1	Abbildung 45
ω_A	Energiehaushalt	3.2	Abbildung 45

Wie bei der Ermittlung der einzelnen Zielparameter vorgegangen werden sollte, kann zusammenfassend in Abbildung 41 bis Abbildung 45 nachvollzogen werden.

In den Abbildungen werden die jeweiligen Eingangsgrößen der Teilmodellsysteme als Trapeze und Zustandsgrößen als Rechtecke dargestellt. Verbindungslinien zeigen Wirkbeziehungen, Pfeile die Richtung der Wirkung. Dicke Rahmenlinien kennzeichnen die Zustandsgrößen, welche Zielparameter sind. Werden Zielparameter eines Teilsystems zu Eingangsgrößen eines anderen, so wird dies durch dicke Umrahmung der Trapeze dieser Eingangsgrößen verdeutlicht.

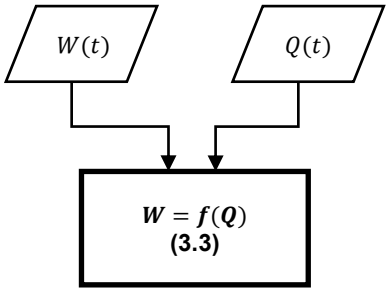


Abbildung 41: Ermittlung der Zielparameter für die Hydrologie, ohne Konstanten nach Tabelle 8

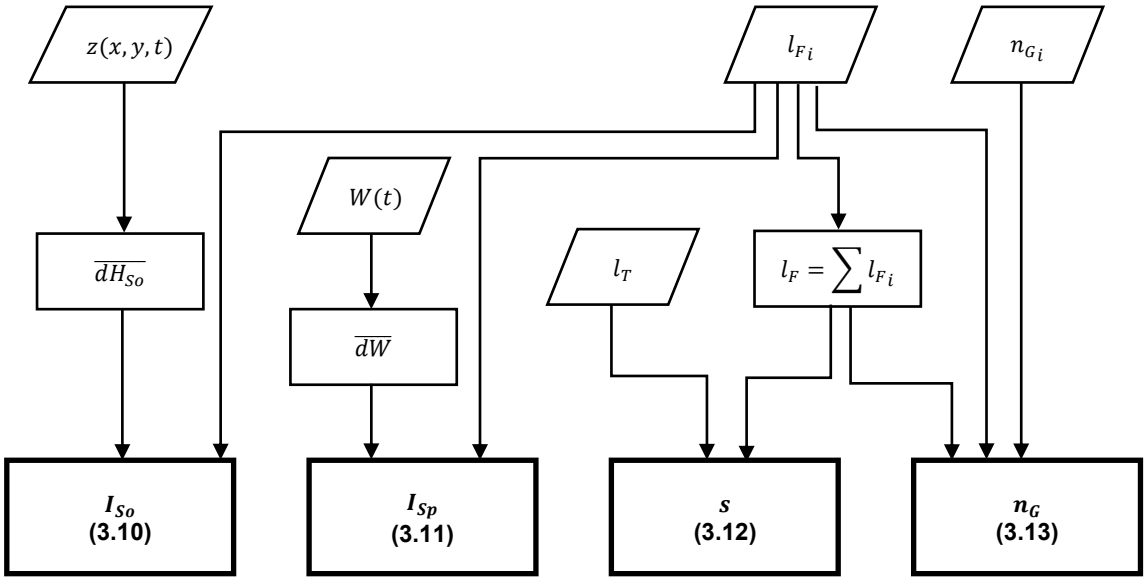


Abbildung 42: Ermittlung der Zielparameter für die Linienführung, ohne Konstanten nach Tabelle 8

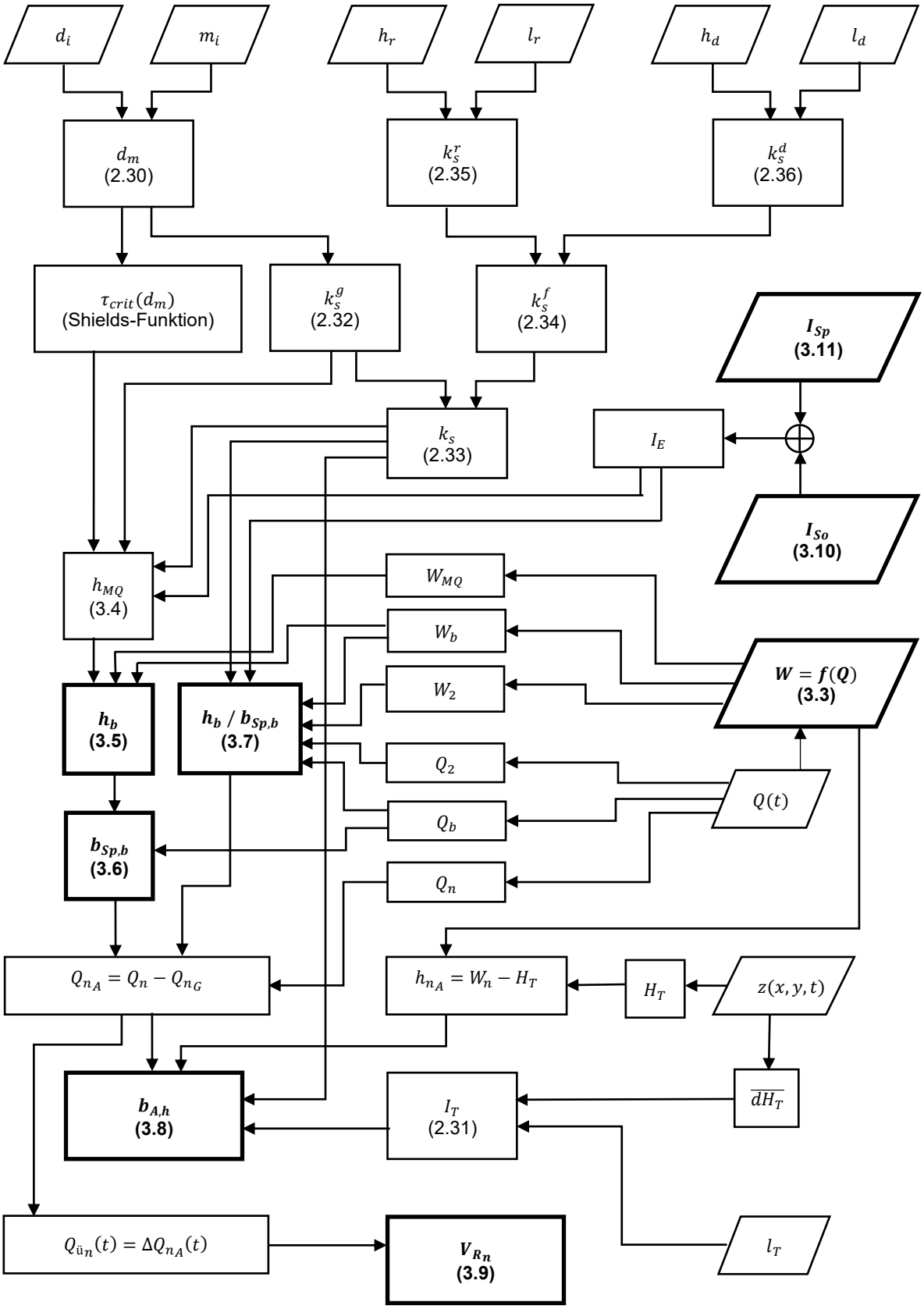


Abbildung 43: Ermittlung der Zielparameter für die Querschnittsgeometrie, ohne Konstanten nach Tabelle 8

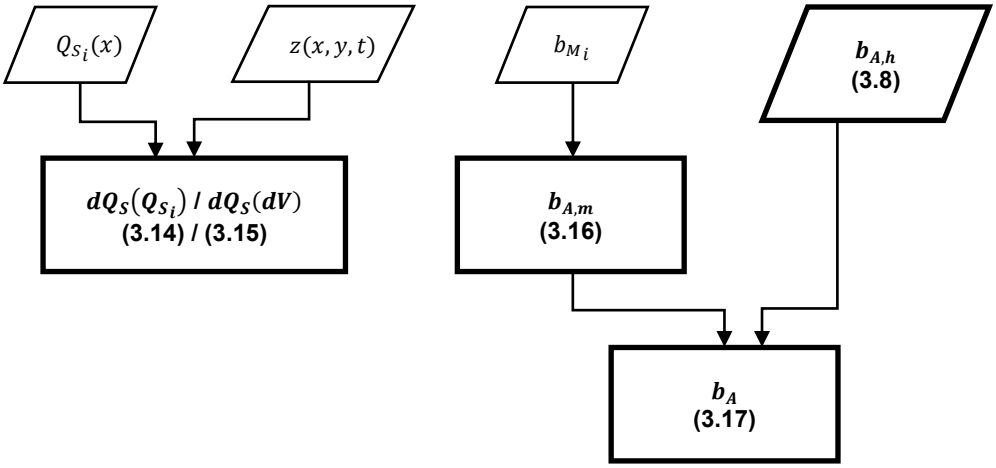


Abbildung 44: Ermittlung der Zielparameter für die Anpassungsprozesse, ohne Konstanten nach Tabelle 8

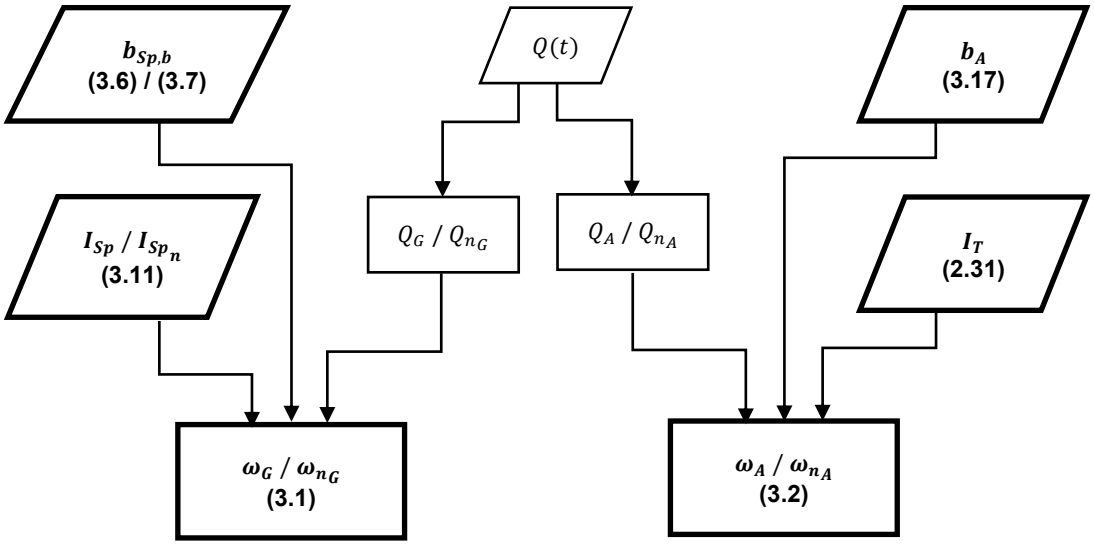


Abbildung 45: Ermittlung der Zielparameter für den Energiehaushalt, ohne Konstanten nach Tabelle 8

3.4 Fortpflanzung von Unschärfen

Wie bereits in Kapitel 2.6 aufgezeigt, haben Unschärfen bei den Eingangsgrößen Einfluss auf die zu ermittelnden Zielparameter. Innerhalb des Zielsystems pflanzen sich diese Unschärfen unter Umständen in relevanten Größenordnungen fort, weshalb zu erwartende Auswirkungen diskutiert werden müssen.

Grundsätzlich kann festgestellt werden, dass bei der Betrachtung unverbauter Zustände der Vergangenheit die größten Unsicherheiten zu erwarten sind. In der Regel sind topografische Daten, wenn überhaupt verfügbar, unsicher und es fehlen oft Höhenbezüge. Angaben zu Abflüssen, Substrateigenschaften und zur Gerinnerauheit dürften sogar nur in Ausnahmefällen vorliegen, wie die Fallstudien des Kapitels 5 deutlich machen. Eine Rekonstruktion ehemaliger Zustände ist also schwierig, weil man auf zahlreiche Analogieschlüsse angewiesen ist.

Da allerdings solche Betrachtungen i.d.R. nur für die Verifizierung von Entwicklungszielen von Bedeutung sind, führen Unschärfen historischer Daten nicht zu größeren Schwierigkeiten. Bei der Bewertung von Gewässerzuständen und der Ableitung von Entwicklungszielen werden die Eingangsgrößen normalerweise für den aktuellen Zustand bestimmt. Unschärfen sind dann eher vom Aufwand bei der Ermittlung der Grundlagendaten abhängig und sie lassen sich quantifizieren.

Zielparameter für die Hydrologie ist die Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$. Ihre Bestimmung erfolgt nach Abbildung 41 aus den Zeitreihen des Wasserstandes $W(t)$ und des Abflusses $Q(t)$. Die Bestimmung der Wasserstand-Abfluss-Beziehung erfolgt zwar mithilfe der genannten Zeitreihen, letztendlich wird aber für den Zielzustand eine gewünschte Zielfunktion festgelegt und diese zum Axiom, wie beispielhaft Abbildung 70 in Kapitel 5.3.2 entnommen werden kann. Aus diesem Grund ist die Betrachtung von Unschärfen diesbezüglich von untergeordneter Bedeutung.

Auch für die Zielparameter der Linienführung sind diese Aussagen sinngemäß zutreffend. Zwar müssen Sohlenhöhe $z(x, y, t)$, Zeitreihe des Wasserstandes $W(t)$, Tallänge l_T, Lauflänge l_{F_i}, und Gerinnezahl n_{G_i} für den IST-Zustand ermittelt werden, am Ende sind sie bezüglich des Zielzustandes aber wählbar, wie Kapitel 4 deutlich macht. Darum ist die Betrachtung von Unschärfen bezüglich der Zielparameter der Linienführung ebenfalls von geringer Bedeutung.

Für die Zielparameter der Querschnittsgeometrie ergibt sich daraus, dass bezüglich der Eingangsgrößen, die gleichzeitig Zielparameter der Hydrologie, wie die Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W(t)$ sowie der Linienführung, wie das Sohlengefälle I_{So} und das Wasserspiegelgefälle I_{Sp} sind, keine Fortpflanzung von Unschärfen erfolgt. Anders sieht dies bei den Sedimentparametern aus, da diese über die kritische Schubspannung $\tau_{crit}(d_m)$ und die Kornrauheit k_s^g die Ermittlung der mittleren Wassertiefe bei MQ h_{MQ} über Gleichung (3.4) beeinflussen. Daneben bringt die Sohlenrauheit k_S eine weitere Unsicherheit bei der Bestimmung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie h_b und $b_{Sp,b}$ mit sich. Aus diesem Grunde ist bei der Erfassung der Sedimentparameter und der Bestimmung der Sohlenrauheit die größte Unschärfe zu erwarten und hier sind Sensitivitätsbetrachtungen in der Praxis anzuwenden. Außerdem empfiehlt sich die Ermittlung der Zielparameter der Gerinnegeometrie über beide in Kapitel 3.2.3 vorgestellte Verfahren und ein Vergleich der Ergebnisse. Zudem sollte eine

Plausibilisierung der Ergebnisse durch die Vermessung gut erhaltener unverbauter Altgewässer erfolgen, wo diese vorhanden sind. Sind die Zielparameter der bordvollen Gerinnegeometrie h_b und $b_{Sp,b}$ ermittelt, lassen sich die Zielparameter hydrologisch bedingte Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$ und Retentionsvolumen V_{R_n} über die Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W(t)$ herleiten. Da die Wasserstand-Abfluss-Beziehung ein Axiom ist und $b_{A,h}$ sowie V_{R_n} ohnehin nur abgeschätzt werden müssen, sind diesbezügliche Unschärfen wenig bedeutsam.

Auch für die Bestimmung der Zielparameter der Anpassungsprozesse ist die Fortpflanzung von Unschärfen in der Praxis nicht relevant. Unschärfen bei der Bestimmung der Änderung des Sedimenttransports dQ_S wirken sich auf andere Zielparameter nicht aus und die Bestimmung der morphologisch bedingten Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ ist genauso eine Abschätzung wie der Zielparameter der hydrologisch bedingten Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$. Am Ende wird die Mindestbreite der Aue b_A festgelegt, also ebenfalls ein Axiom.

Für die Bestimmung der Zielparameter des Energiehaushaltes, die spezifische Flussleistung des Gerinnes ω_G und der Aue ω_A, werden ausschließlich vorher festgelegte Zielparameter, also Axiome, als Eingangsgrößen verwendet. Deshalb und wegen der direkten Abhängigkeit der Zielparameter von den jeweiligen Eingangsgrößen, erfolgt hier keine Fortpflanzung von Unschärfen.

Aufgrund des Charakters des Zielsystems, insbesondere der Tatsache, dass wesentliche Zielparameter zu Axiomen werden, hat in der Praxis die Fortpflanzung von Unschärfen bei der Bestimmung der Zielparameter nur eine untergeordnete Bedeutung. Lediglich für die Bestimmung der Sedimentparameter und der Sohlenrauheit werden in der Praxis Sensitivitätsbetrachtungen empfohlen.

4 Ableitung von Strategien zur Gewässerentwicklung

4.1 Grundsätze

Auf der Basis des in Kapitel 3 aufgestellten Zielsystems lassen sich Strategien zur Renaturierung der großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes herleiten. Dabei geht es im Kern darum, ausgehend von den vorhandenen Defiziten und unter Berücksichtigung sozioökonomischer Restriktionen, die ablaufenden fluvialen Prozesse jeweils in einen typspezifischen Gleichgewichtszustand zu überführen und darüber hinaus die erforderlichen Anpassungsprozesse innerhalb des Gewässerbettes zu ermöglichen.

Ausgangspunkt der Betrachtung sind die Zielparameter des Energiehaushaltes und des Wasserhaushaltes, da beide fundamentale Eingangsgrößen des Gewässersystems darstellen (siehe dazu auch Kapitel 3.2.1 und 3.2.2). Unter Berücksichtigung der veränderbaren und nicht veränderbaren Eingangsgrößen können nun die erforderlichen Strategien bezüglich der Linienführung, der Querschnittsgeometrie und auch hinsichtlich der Förderung von Anpassungsprozessen abgeleitet werden (siehe dazu auch Kapitel 3.2.3 bis 3.2.5).

Innerhalb dieser Arbeit soll eine Beschränkung auf die Ableitung von Strategien zur Gewässerentwicklung aus dem in Kapitel 3 aufgestellten Zielsystem erfolgen. Auf die Beschreibung geeigneter Maßnahmen wird hingegen verzichtet, da diese vielfältig sein können und die Möglichkeiten in der Regel stark von den konkreten Gegebenheiten vor Ort abhängen.

4.2 Zielparameter der Hydrologie und des Energiehaushaltes als Basis

Der maßgebende Zielparameter der Hydrologie gemäß Kapitel 3.2.2 und gleichzeitig die wesentlichste durch Entwicklungsmaßnahmen beeinflussbare Eingangsgröße des Gewässersystems, ist eine für den betrachteten Flussabschnitt repräsentative Wasserstand-Abfluss-Beziehung nach Gleichung (3.3).

Mit der Flussleistung für das Gerinne nach Gleichung (3.1) und die Aue nach Gleichung (3.2) werden in Kapitel 3.2.1 außerdem maßgebende Zielparameter für den Energiehaushalt definiert und erläutert (siehe dazu auch Kapitel 2.6.3).

Ziel der Gewässerentwicklung sollte grundsätzlich sein, bezüglich des Wasser- und des Energiehaushaltes möglichst typspezifische und naturnahe Funktionen zu erreichen, mindestens für die häufig auftretenden Abflüsse zwischen dem mittleren Niedrigwasser und dem mittleren Hochwasser. Begründet werden kann dies in den großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes vor allen Dingen mit der außerordentlich starken Abhängigkeit auenökologischer Prozesse vom Wasser- und auch vom Energiehaushalt (siehe dazu Kapitel 2.4, Kapitel 3.2.1 und Kapitel 3.2.2).

Betrachtet man diese Zielparameter und ihre Herleitung, kann man feststellen, dass sie mit den Zielparametern der Querschnittsgeometrie und der Linienführung des Gewässersystems in einer unmittelbaren Wechselbeziehung stehen. Somit ziehen Änderungen diesbezüglich immer auch Veränderungen der Wasserstand-Abfluss-Beziehung sowie der Flussleistung nach sich und Zielvorgaben bezüglich des Wasser-

und Energiehaushaltes können über Veränderungen der Querschnittsgeometrie und der Linienführung erreicht werden.

4.3 Änderung der Linienführung

Die in Kapitel 3.2.4 beschriebenen Zielparameter der Linienführung sind das Sohlengefälle I_{So} gemäß Formel (3.10), das Wasserspiegelgefälle (I_{Sp}) entsprechend Formel (3.11), der Windungsgrad s nach Formel (3.12) und die Gerinnezahl n_G, welche sich mit Formel (3.13) beschreiben lässt.

Den Definitionen von Sohlengefälle, Wasserspiegelgefälle und Windungsgrad liegt gleichermaßen die Lauflänge des Gerinnes l_F oder deren Abschnitte l_{F_i} als wichtige Größen zugrunde. Setzt man voraus, dass sich die Tallänge l_T innerhalb des Betrachtungszeitraumes nicht ändert, bestimmt eine Veränderung der Lauflänge sogar ausschließlich die Änderung des Windungsgrades.

In die Gleichungen zur Ermittlung der beiden Zielparameter des Gefälles geht darüber hinaus zwar auch noch eine Änderung der Differenzen ihrer jeweiligen Bezugshöhen $\overline{dH_{So}}$ und $\overline{dW}$ ein. Da diese Differenzen sich aber durch die Vorgabe einer naturnahen Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$ gemäß Formel (3.3) nicht wesentlich ändern sollten, ist hier ebenfalls die Lauflänge des Gerinnes l_F die maßgebende Größe.

Auch für die spezifische Flussleistung des Gerinnes ω_G gemäß Formel (3.1) ist das Wasserspiegelgefälle I_{Sp} als Näherungsgröße bezüglich des hydraulischen Gradienten I_E, von großer Relevanz, wenn es auch nicht die einzige Eingangsgröße darstellt. Jede Erhöhung des Gefälles könnte prinzipiell durch eine Verbreiterung des Gewässerbettes $b_{Sp,b}$ oder durch eine Verringerung des Abflusses Q_G kompensiert werden, wenn man die spezifische Flussleistung nicht erhöhen möchte. Eine Verbreiterung des Gewässerbettes hätte allerdings wiederum eine signifikante Änderung der Wasserstand-Abfluss-Beziehung zur Folge, was zu berücksichtigen ist.

Die Gerinnezahl n_G gibt Auskunft über die Laufcharakteristik des Gewässers. Sie ist bei gefällearmen Flüssen größer als 1, wenn ein anastomosierender Laufcharakter vorliegt. Laufverzweigungen führen zu einer Aufteilung des Abflusses und aufgrund der höheren Wandreibung sowie der strömungsbedingten Energieumwandlung zu einem insgesamt höheren hydraulischen Widerstand des Gewässerbettes. Laufverzweigungen entstehen bei sehr geringem Gefälle (siehe dazu Kapitel 2.5.3). Weist ein Fluss natürlicherweise in bestimmten Abschnitten eine anastomosierende Laufcharakteristik auf, wird er dort auch künftig einem solchen Zustand zustreben, wenn Anpassungsprozesse zugelassen werden.

Die Formel (3.13) für die Gerinnezahl hat einen rein beschreibenden Charakter. Sie enthält keine Eingangsgrößen, weshalb aus ihr auch keine Entwicklungsstrategie abgeleitet werden kann. Es gilt aber der Grundsatz, sich nach Möglichkeit der natürlichen Gerinnezahl und auch den natürlichen Verortungen typspezifisch anzunähern.

Daraus lässt sich folgendes bezüglich einer möglichen Entwicklungsstrategie schlussfolgern:

- Der Windungsgrad s ist ausschließlich über eine Veränderung der Lauflänge l_F beeinflussbar.
- Sohlengefälle I_{So} und Wasserspiegelgefälle I_{Sp} lassen sich ebenfalls nur über die Lauflänge l_F beeinflussen, wenn gleichzeitig eine naturnahe Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$ angestrebt wird.
- Das Sohlengefälle I_{So} und das Wasserspiegelgefälle I_{Sp} müssen im Mittel etwa gleich sein und ein Kontinuum aufweisen, um an jeder Stelle im Längsverlauf der Flussachse eine naturnahe Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$ gewährleisten zu können.
- Lauflänge l_F und Gerinnezahl n_G sollten im Rahmen der Gewässerentwicklung möglichst weit an die natürlichen Verhältnisse angenähert werden, insbesondere auch, um einer weitgehend naturnahen spezifischen Flussleistung im Gerinne ω_G entgegen zu streben.

Das grundsätzliche Vorgehen kann Abbildung 46 entnommen werden.

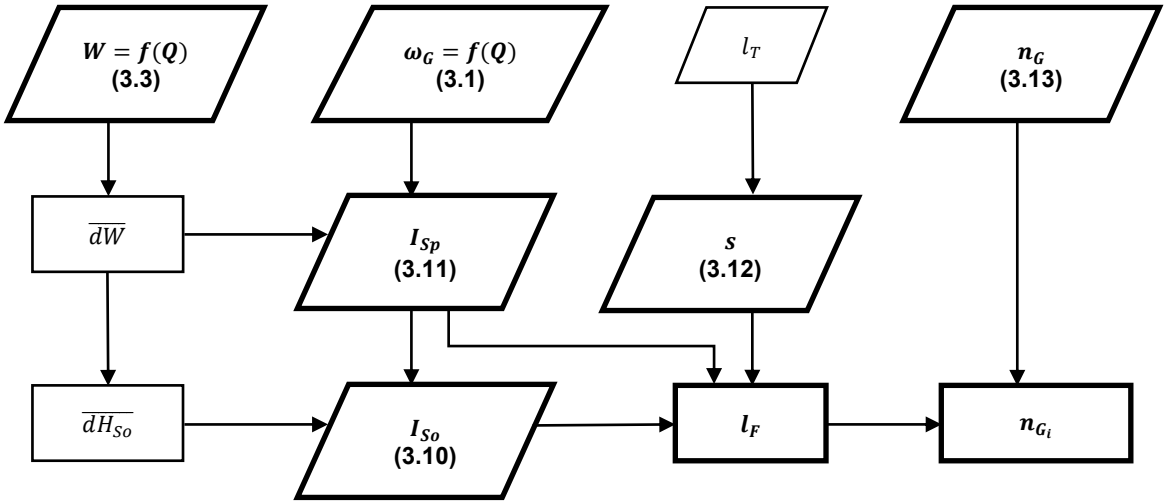


Abbildung 46: Gewässerentwicklungsstrategie bezüglich der Linienführung

Da die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes weitgehend begradigt wurden und ihr Flussbett vielerorts vereinheitlicht worden ist (vergleiche dazu Kapitel 2.4.2), bedeutet eine Entwicklung von Lauflänge l_F und Gerinnezahl n_G zum natürlichen Zustand hin in diesen Flüssen vor allen Dingen eine Laufverlängerung und die Wiederherstellung von Stromverzweigungen, möglichst in den Abschnitten, in denen sie einst vorhanden waren. Wo dafür die nötigen Rahmenbedingungen fehlen, sollten mindestens kleinräumige Möglichkeiten der Verlängerungen des Stromstriches und Aufspaltungen des Gewässerbettes gesucht werden.

4.4 Änderung der Querschnittsgeometrie

Die Zielparameter der Querschnittsgeometrie können Kapitel 3.2.3 entnommen werden. Es handelt sich dabei um die bordvolle Wassertiefe h_b und die Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ des Gerinnes, zu ermitteln mit den Gleichungen (3.4) bis (3.6) oder dem Gleichungssystem (3.7), die hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$, die mit Gleichung (3.8) berechnet wird und das zusätzlich erforderliche Retentionsvolumen V_{R_n} entsprechend Funktion (3.9).

Die mittlere Wassertiefe des bordvollen Abflusses h_b definiert sich nach den Gleichungen (3.4) und (3.5) abhängig von der Grenztiefe für den Bewegungsbeginn der Sohle unter dem Wasserstand bei MQ W_{MQ} und in Gleichungssystem (3.7) als Funktion der Wasserstand-Abfluss-Beziehung. Während es sich bei der kritischen Schubspannung τ_{crit} und der Kornrauheit k_s^g in Gleichung (3.4) um unabhängige Eingangsgrößen des Sediments handelt, sind die in Gleichung (3.4) und Gleichungssystem (3.7) enthaltenen Zustandsgrößen Sohlenrauheit k_s und Sohlengefälle I_{So} oder $\tan \alpha_{so}$ im Rahmen der Gewässerentwicklung veränderbar. Allerdings ist festzustellen, dass eine gezielte großräumige Veränderung der Sohlenrauheit mit Sofortwirkung im Rahmen von Entwicklungsmaßnahmen eher nicht sinnvoll erscheint. Vielmehr ist diese in der Folge eines sich ändernden Wasser- und Energiehaushaltes zu erwarten. Als Beispiele sollen diesbezüglich die Etablierung von Wasserpflanzen und Ufervegetation sowie die Änderung der Form und Größe von Transportkörpern genannt werden. Die erforderliche mittlere bordvolle Wassertiefe h_b kann also praktischerweise nur über das Sohlengefälle I_{So} oder das Wasserspiegelgefälle I_{Sp} beeinflusst werden. Die Linienführung bildet diesbezüglich also die maßgebende Vorgabe (siehe dazu Kapitel 4.3). Darüber hinaus sind keine weiteren Variationsmöglichkeiten gegeben.

Die Wasserspiegel- oder mittlere Gerinnebreite $b_{Sp,b}$ ist theoretisch durch den bordvollen Abfluss Q_b, die mittlere bordvolle Wassertiefe h_b, die Sohlenrauheit k_s und das Sohlengefälle I_{So} oder $\tan \alpha_{so}$ im Rahmen der Gewässerentwicklung veränderbar. Unter Berücksichtigung der Ausführungen zur bordvollen Wassertiefe h_b weiter oben in diesem Kapitel, bildet auch bezüglich der Wasserspiegelbreite die Linienführung die maßgebende Vorgabe. Allerdings lässt sich die erforderliche Breite des Gerinnes auch über eine Veränderung des Abflusses variieren, etwa durch eine Abflussaufteilung auf mehrere Gerinne. So ergeben sich für die Wasserspiegelbreite zwei Variationsmöglichkeiten, nämlich über das Sohlengefälle I_{So} oder das Wasserspiegelgefälle I_{Sp} einerseits und über die Aufteilung des Abflusses Q auf mehrere Gerinne andererseits. Auch hier bilden demnach die Linienführung (siehe dazu Kapitel 4.3) und die Wasserstand-Abfluss-Beziehung (siehe dazu Kapitel 4.2) die maßgebenden Vorgaben.

Die hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$ wird auf die gleiche Weise bestimmt, wie die bordvolle Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$. Allerdings ist das maßgebende Talbodengefälle I_T oder $\tan \alpha_T$ im Rahmen der Gewässerentwicklung nicht veränderbar. Zwar kann man die Sohlenrauheit der Aue k_s beeinflussen, hier empfiehlt es sich aber, eine nicht genutzte Aue mit natürlicher Vegetation zur Grundannahme zu machen, da diese Variante den Fall der größten Rauheit und damit die sicherste Annahme darstellen dürfte, wenn die Wasserstand-Abfluss-Beziehung bei Hochwasser möglichst nicht überschritten werden soll. Die jeweilige Wassertiefe h_i der betrachteten Auenbereiche ergibt sich aus der Wasserstand-Abfluss-Beziehung, womit auch diese Größe letztendlich nicht frei variierbar ist.

Wie in Kapitel 3.2.3 näher erläutert, kann es aufgrund unterschiedlicher Restriktionen erforderlich sein, die Abflussmenge Q_n für größere Ereignisse innerhalb der zur Verfügung stehenden Aue zu reduzieren, insbesondere dann, wenn die zur Verfügung stehende Auenbreit kleiner ist, als die hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$. Das dafür erforderliche Retentionsvolumen V_{R_n} ergibt sich aus der zeitlich aufsummierten Abfluss-Differenz $Q_{\ddot{u}_n}$ zwischen der maximal zur Verfügung stehenden

Auenbreite und der hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$. Variationsmöglichkeiten im Rahmen der Gewässerentwicklung bestehen nicht, es handelt sich vielmehr um den Ausgleich nicht veränderbarer Rahmenbedingungen.

Daraus lässt sich Folgendes bezüglich einer möglichen Entwicklungsstrategie schlussfolgern:

- Die mittlere Wassertiefe des bordvollen Abflusses h_b ist nicht direkt variierbar. Sie ergibt sich aus der Linienführung (siehe dazu Kapitel 4.3), der Sohlenrauheit k_s, der Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$ und Kennwerten des Sediments.
- Auch die bordvolle Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ ist nicht direkt variierbar. Sie ergibt sich ebenfalls aus der Linienführung (siehe dazu Kapitel 4.3), der Sohlenrauheit k_s und aus dem bordvollen Abfluss Q_b der Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$.
- Die hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$ ist ein weiterer Zielparameter, der sich aus der Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$ ableitet und der nicht variiert werden kann. Das maßgebende Gefälle ist hier das nicht veränderbare Talbodengefälle I_T.
- Die Zielparameter mittlere Wassertiefe h_b, Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ und hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$ sind die Grundlage für die Erreichung eines morphodynamischen Gleichgewichtszustandes im Gewässersystem, bei gleichzeitiger Absicherung der Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$. Im Rahmen von Entwicklungsmaßnahmen ist deshalb auf eine entsprechende Querschnittsgestaltung hinzuwirken. Die Werte für die mittlere Wassertiefe und die Wasserspiegelbreite sollten also nicht überschritten und die der Mindestbreite der Aue nicht unterschritten werden.
- Das zusätzlich erforderliche Retentionsvolumen V_{R_n} ist eine Hilfsgröße, um im Falle einer zu kleinen Auenbreite die Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$ als Zielparameter dennoch realisieren zu können.

Das grundsätzliche Vorgehen kann Abbildung 47 entnommen werden.

Die Zielparameter der Querschnittsgeometrie zeigen außerdem einen Weg auf, vorhandene, nicht änderbare Rahmenbedingungen innerhalb des Zielsystems auszugleichen (vergleiche dazu Kapitel 3.3). Den Formeln (3.4) und (3.6) sowie Gleichungssystem (3.7) kann z.B. entnommen werden, dass ein höheres Gefälle durch ein Gerinne mit geringerer mittlerer Wassertiefe und größeren Wasserspiegelbreite kompensiert werden kann.

In den großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes stellt sich heute die Querschnittsgeometrie als Einbettgerinne mit oft eingetiefter Gewässersohle, verhältnismäßig geringer Gerinnebreite und eingedeichter Aue dar (vergleiche dazu Kapitel 2.4.2). Außerdem unterliegen viele Flüsse einer Stauhaltung. Die primären Folgen sind i.d.R. eine unnatürliche Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$ und ein gestörter Sedimenthaushalt. Um dies zu ändern, bedarf es, neben der weitest möglichen Wiederherstellung der natürlichen Linienführung, unbedingt auch der Entwicklung einer an den Wasser- und Energiehaushalt angepassten Querschnittgeometrie.

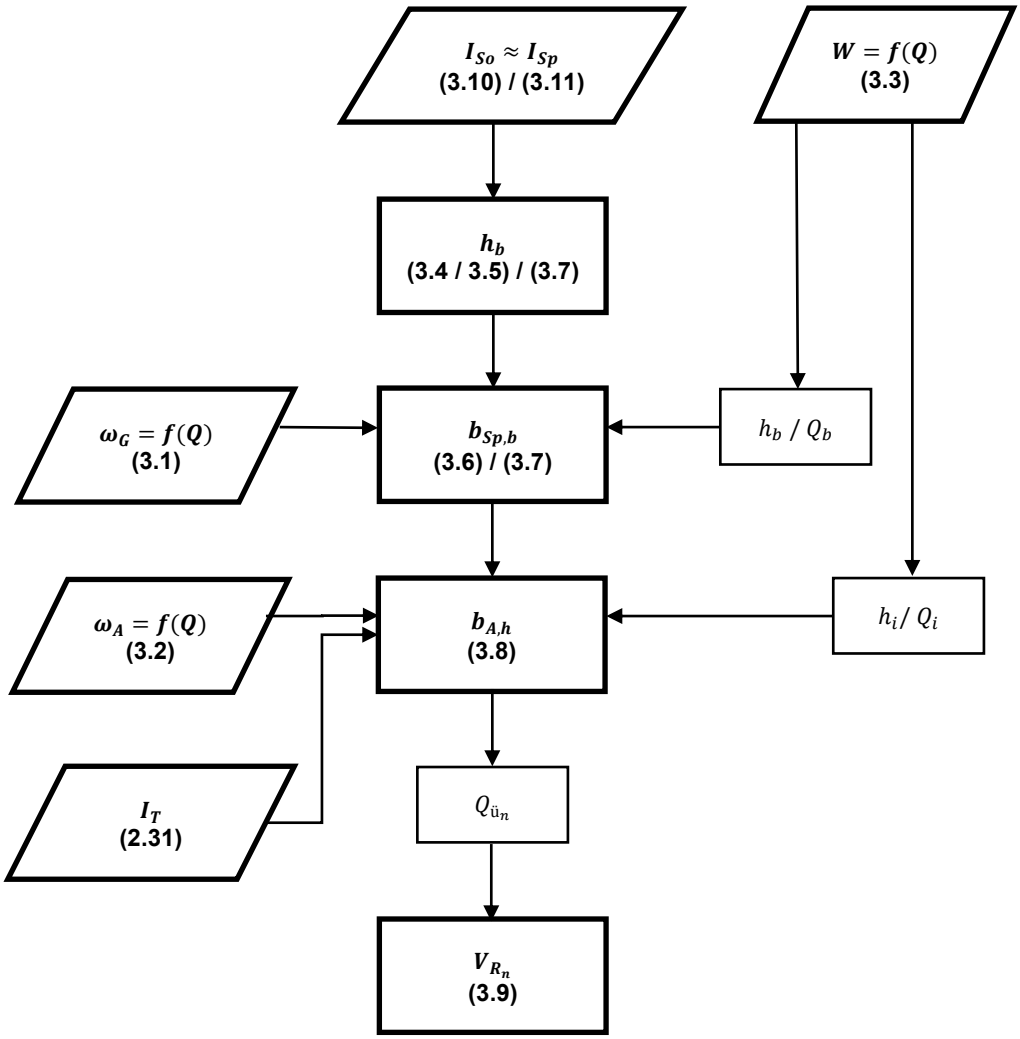


Abbildung 47: Gewässerentwicklungsstrategie bezüglich der Querschnittsgeometrie

4.5 Förderung von Anpassungsprozessen

Die in Kapitel 3.2.5 beschriebenen Zielparameter der Anpassungsprozesse sind die Änderung des Sedimenttransports dQ_S gemäß Gleichungen (3.14) oder (3.15), die morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ nach Gleichung (3.16) und die Mindestbreite der Aue b_A entsprechend Gleichung (3.17).

Die Änderung des Sedimenttransports dQ_S innerhalb eines Flussabschnittes gibt darüber Auskunft, ob sich dieser in einem Gleichgewichtszustand befindet $dQ_S \rightarrow 0$ oder ob er Erosions- $dQ_S > 0$ oder Akkumulationstendenzen $dQ_S < 0$ aufweist. Da ein Gleichgewichtszustand angestrebt wird, sollten Entwicklungsmaßnahmen zu einem ausgeglichenen Sedimenttransport führen. Weil äußere Randbedingungen aber, wie etwa der Abfluss, stets erheblichen Schwankungen unterworfen sind, kann dies i.d.R. nur innerhalb der betrachteten Flussabschnitte durch kurzfristig wirkende eigendynamische Anpassungsprozesse erfolgen. Diese Anpassungsprozesse müssen im Rahmen von Entwicklungsmaßnahmen ermöglicht werden.

Die morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ ist ein Zielparameter, der darüber Auskunft gibt, ob genügend Raum für eine ungehinderte Migration und Expansion von Flussmäandern zur Verfügung steht und damit, in welchem Umfang im

Rahmen von Entwicklungsmaßnahmen natürliche Ausgleichsprozesse wieder aktiviert werden können. Zwar sollten Laufverlagerungsprozesse auch zugelassen werden, wenn ein entsprechend großer Entwicklungskorridor nicht gegeben ist, es ist dann allerdings zu erwarten, dass dies nicht ohne regelmäßiges korrigierendes oder lenkendes Eingreifen erfolgen kann.

Bei der Mindestbreite der Aue b_A handelt es sich um einen Zielparameter, der sicherstellen soll, dass das Entwicklungsziel für die Breite der Aue sowohl die hydrologisch begründete als auch die morphologisch begründete Mindestbreite der Aue berücksichtigt. Für die Gewässerentwicklung sollte immer die größere erforderliche Mindestbreite ausschlaggebend sein.

Daraus lässt sich Folgendes bezüglich einer möglichen Entwicklungsstrategie schlussfolgern:

- Die Zielparameter Änderung des Sedimenttransports dQ_S, morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ und Mindestbreite der Aue b_A können im Rahmen von Entwicklungsmaßnahmen nicht bezüglich einzelner Größen variiert werden.
- Soll ein Gleichgewichtszustand erreicht werden, muss sich die Änderung des Sedimenttransports dQ_S minimieren, wobei die Sohlenhöhe um einen sich idealerweise nicht ändernden Mittelwert variiert und eine seitliche Verlagerung des Flussbettes, insbesondere in Talwegrichtung, erfolgt. Die dafür erforderlichen Anpassungsprozesse sind im Rahmen von Entwicklungsmaßnahmen zu aktivieren.
- Die morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ ist im Rahmen von Entwicklungsmaßnahmen möglichst abzusichern, um die mit Anpassungsprozessen innerhalb des Gewässerbettes einhergehende Migration und Expansion von Mäandern ohne regelmäßige Korrekturmaßnahmen zu ermöglichen.
- Der Zielparameter Mindestbreite der Aue b_A berücksichtigt, neben der morphologisch begründeten Mindestbreite der Aue, auch deren hydrologisch begründete Mindestbreite. Der Zielparameter gibt damit das Entwicklungsziel für die Auenbreite vor.

Das grundsätzliche Vorgehen kann Abbildung 48 entnommen werden.

Notwendige eigendynamische Anpassungsprozesse finden in den großen Flüssen des norddeutschen Tieflandes derzeit nur noch in einem sehr begrenzten Umfang statt. Insbesondere die mit der natürlichen Mäandermigration und -expansion verbundene laterale Erosion ist durch Strombettfixierung weitgehend unterbunden, was letztendlich auch in den Flüssen ohne Stauhaltung, mindestens abschnittsweise, zu einer mehr oder weniger starken Sohlenerosion geführt hat (siehe dazu Kapitel 2.4.2). Es wird also in erster Linie bei einer Entwicklungsstrategie darum gehen müssen, die Anpassungsprozesse des Gewässerbettes aus der heute beinahe ausschließlich vertikalen Richtung wieder überwiegend zurück in die horizontale Ebene zu bringen. Dazu werden Entwicklungskorridore in der Aue sowie eine wieder stattfindende Mäandermigration und -expansion benötigt.

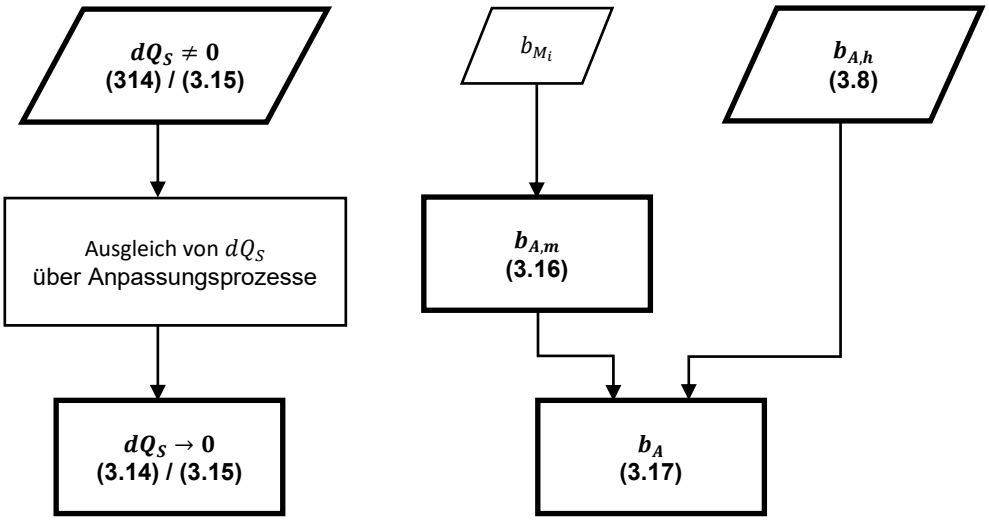


Abbildung 48: Gewässerentwicklungsstrategie bezüglich der Anpassungsprozesse

4.6 Defizitanalyse

Um die Entwicklungsstrategie für einen Gewässerabschnitt ableiten zu können, ist der Handlungsbedarf festzustellen. Dazu ist für wichtige Systemzustandsgrößen, unter Nutzung des in Kapitel 3 aufgestellten Zielsystems, der Ausgangszustand der Betrachtung zu ermitteln. Bei dem Ausgangzustand wird es sich i.d.R. um den aktuellen Zustand handeln. Es ist aber auch möglich, Planzustände oder historische Ausbauzustände zu bewerten.

Die Bewertung des betrachteten Ausgangszustandes erfolgt durch einen Vergleich mit dem Zielzustand, Defizite werden durch Abweichungen des Ausgangszustandes vom Zielzustand quantifiziert.

Für die Ableitung einer Entwicklungsstrategie ist es nicht zwingend, den Ausgangszustand für alle Zielparameter zu ermitteln. Es genügt, die Zustandsgrößen der Linienführung, der Querschnittsgeometrie und der Anpassungsprozesse zu erfassen, die für die Erreichung der Zielparameter der Hydrologie und des Energiehaushaltes nach Kapitel 4.2 relevant sind.

Die Erfassung der Zustandsgrößen sollte dabei mit dem gleichen Bezug erfolgen, wie die Definition der Zielparameter. Wird etwa die Zielgröße für die Lauflänge des Gerinnes l_F entlang der Strommittenlinie einer historischen Karte ermittelt, sollte auch der Ausgangszustand entlang der Strommittenlinie gemessen werden und nicht etwa entlang des Stromstriches.

Linienführung

Wie in Kapitel 4.3 dargestellt, sind für die Entwicklung der Linienführung die Zustandsgrößen Lauflänge des Gerinnes l_F oder Lauflänge der Teilabschnitte l_{F_i} und Gerinnezahl n_G oder Gerinnezahl der Teilabschnitte n_{G_i} von besonderer Relevanz (vergleiche dazu Abbildung 46).

Dabei ist bezüglich der Gerinnezahl nicht unbedingt von Bedeutung, ob diese in den jeweiligen Teilabschnitten übereinstimmen, entscheidend ist das Defizit der Gerinnezahl

n_G für den gesamten betrachteten Gewässerabschnitt. Grund dafür ist die Tatsache, dass die Gerinnezahl der Teilabschnitte nur eine Momentaufnahme innerhalb eines insgesamt dynamischen Prozesses darstellt, die Gerinnezahl n_G dagegen den betrachteten Gewässerabschnitt charakterisiert.

Querschnittsgeometrie

Kapitel 4.4 kann entnommen werden, dass für die Bewertung des Ausgangszustandes bezüglich der Querschnittsgeometrie insbesondere die Zustandsgrößen Wassertiefe h_b, Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$, hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$ und das zusätzlich erforderliche Retentionsvolumen V_{R_n} zu ermitteln sind (vergleiche dazu Abbildung 47).

Der Ausgangszustand für die hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$ wird durch die für den Abfluss zur Verfügung stehende Breite der Aue gekennzeichnet und der für das zusätzlich erforderliche Retentionsvolumen V_{R_n} durch das vorhandene zusätzliche Retentionsvolumen.

Anpassungsprozesse

Für die Bewertung des Ausgangszustandes der Anpassungsprozesse sind nach Kapitel 4.5 die Zustandsgrößen Änderung des Sedimenttransports dQ_S, morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ und Mindestbreite der Aue b_A zu erfassen (vergleiche dazu Abbildung 48).

Die für morphodynamische Anpassungsprozesse zur Verfügung stehende Breite der Aue repräsentiert dabei den Ausgangszustand für die morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ und die Gesamtbreite der Aue den Ausgangszustand für die Mindestbreite der Aue b_A.

Bei dem in den Fallstudien Untere Havel (siehe dazu Kapitel 5.2.3), Mittlere Elbe (siehe dazu Kapitel 5.3.3) und Narew (siehe dazu Kapitel 5.4.3) betrachteten Ausgangszustand handelt es sich jeweils um den aktuellen Zustand, weshalb dieser innerhalb der Defizitanalysen auch so bezeichnet wird.

4.7 Restriktionen

Sind die Defizite eines Gewässerabschnittes gemäß Kapitel 4.6 identifiziert, ist die Ableitung einer Entwicklungsstrategie entsprechend der Kapitel 4.2 bis 4.5 grundsätzlich möglich, sofern keine Restriktionen entgegenstehen. Dies dürfte allerdings für die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes eine sehr idealisierte Annahme darstellen, denn die aktuell vorhandenen Defizite haben ihre Ursache nicht in natürlichen Prozessen, sondern in Nutzungen, wie Kapitel 2.4.2 entnommen werden kann.

Restriktionen bezüglich der Ableitung von Gewässerstrategien sind stets politisch motiviert, denn Nutzungen unterliegen politischen Rahmenbedingungen. Sie sind im Umfeld des innerhalb dieser Arbeit betrachteten fluvialen Teilsystems zu verorten und stehen mit diesem über Ein- und Ausgangsgrößen in Verbindung. Wie bereits in Kapitel 2.1 diskutiert, hat KNIGHTON (1998) Restriktionen pauschal unter der Zustandsgröße Landnutzung zusammengefasst (vergleiche Abbildung 3).

An den großen sandgeprägten Flüssen Norddeutschlands bestehen heute vor allen Dingen Restriktionen, die sich aus Schifffahrt, Siedlungsräumen und Landnutzung ergeben. Darüber hinaus spielen Energienutzung an Staustufen und Wasserspeicherung in Talsperren, zumindest bei einigen Flüssen, eine relevante Rolle.

Hydrologie

Bezüglich der Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$ bestehen oft Restriktionen, die eine Veränderung des Ausuferungsverhaltens und die Auenbreite betreffen. Deren Ursache dürften dann in der Landnutzung und ggf. in der Energienutzung an Staustufen zu finden sein, weniger in Schifffahrt und Siedlungsräumen. Wasserspeicherung in Talsperren wirkt restriktiv, wenn sie maßgeblich das Abflussverhalten beeinflusst.

Linienführung

Die Zustandsgrößen Lauflänge des Gerinnes l_F und Gerinnezahl n_G unterliegen i.d.R. Restriktionen der Landnutzung. So entziehen Stromspaltungen Nutzfläche, wenn man die entstehenden Inseln nicht in geeigneter Weise zugänglich macht und die Wiederanbindung alter Flussmäander erfordert oft die Rückverlegung von Flussdeichen. Die Schifffahrt induziert dann keine Restriktion, wenn entsprechende Entwicklungsmaßnahmen nicht deren Sicherheit und Leichtigkeit beeinträchtigt. Siedlungsräume erfordern darüber hinaus Hochwasserneutralität. Energienutzung und Wasserspeicherung in Talsperren dürften nicht restriktiv wirken.

Querschnittsgeometrie

Bezüglich der Zustandsgrößen des Gerinnes, Wassertiefe h_b und Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$, wirkt vor allen Dingen die Schifffahrt restriktiv. Insbesondere die Absicherung von Fahrrinnentiefe und -breite setzen Entwicklungsmaßnahmen enge Grenzen. Von Entwicklungsmaßnahmen bezüglich der Zustandsgrößen der Aue, Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$ und zusätzlich erforderliches Retentionsvolumen V_{R_n}, ist dagegen vorrangig die Landnutzung berührt, so dass sich hieraus Restriktionen ergeben können. Siedlungsräume, Energienutzung und Wasserspeicherung in Talsperren sollten i.d.R. nicht betroffen sein.

Anpassungsprozesse

Anpassungsprozesse benötigen, wie die Zustandsgrößen morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$, Mindestbreite der Aue b_A und Änderung des Sedimenttransports dQ_S zeigen, vor allen Dingen Entwicklungsraum innerhalb des Gewässerbettes und in der Aue. Dies betrifft vorrangig Landnutzung und Siedlungsräume, denn ein sich verlagerndes Flussbett kann die Sicherheit der Flächenverfügbarkeit und ufernahe Infrastruktur beeinträchtigen. Auch hinsichtlich der Schifffahrt sind Restriktionen zu erwarten. Die Fixierung des Flussbettes hatte auch die Berechenbarkeit und Beständigkeit einer möglichst wenig gekrümmten Fahrrinne zum Ziel. Das Zulassen seitlicher Gewässerbettverlagerungen wird also an die Restriktion gebunden sein, die Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt nicht zu beeinträchtigen.

Energiehaushalt

Restriktionsbedingte Änderungen der Zielparameter der Hydrologie, Querschnittsgeometrie, Linienführung und Anpassungsprozesse können sich auch auf die Zustandsgrößen des Energiehaushaltes, die spezifische Flussleistung des Gerinnes ω_G und der Aue ω_A, auswirken, falls keine Kompensation möglich ist. Da der Energiehaushalt vom Abfluss, dem Fließgefälle und der Abflussbreite abhängt, sind hier, wie weiter oben gezeigt, vor allen Dingen Restriktionen der Landnutzung zu erwarten.

Bei der Aufstellung von Entwicklungsstrategien schränken Restriktionen den Handlungsrahmen ein, weshalb versucht werden muss, diese möglichst zu minimieren. Verbleibende Restriktionen führen zu einer Änderung der Eingangsgrößen bei der Aufstellung des Zielsystems nach Kapitel 3 und im Ergebnis zu geänderten Zielparametern. Unter Umständen lassen sich Divergenzen zwischen Zielparametern und Zustandsgrößen der Planvariante nicht beseitigen. In diesem Falle bleiben Defizite bestehen, wie beispielsweise die Fallstudien Untere Havel (siehe dazu Kapitel 5.2.3) und Mittlere Elbe (siehe dazu Kapitel 5.3.3) zeigen.

5 Fallstudien

5.1 Grundsätze

Innerhalb dieses Kapitels sollen im Rahmen von Fallstudien die Aussagen der Kapitel 3 und 4 überprüft und Hinweise zur Anwendung gegeben werden. Mit der Unteren Havel und der Mittleren Elbe stehen Gewässerabschnitte von zwei regulierten großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes im Fokus der Betrachtung. Ergänzend werden außerdem exemplarisch ein relativ naturnah erscheinender Abschnitt des Narew, einem großen sandgeprägten osteuropäischen Fluss und Abschnitte von drei sandgeprägten Flüssen in Nordamerika betrachtet.

Für Havel und Elbe soll zunächst jeweils das Zielsystems gemäß Kapitel 3 anhand des Zustandes vor den Regulierungen des 19. und 20. Jahrhunderts aufgestellt und überprüft werden. Dabei kann eine Rekonstruktion des naturnahen Zustandes heute nur noch aus historischen Daten erfolgen, denn vom Menschen unbeeinflusste große Flüsse gibt es in der norddeutschen Tiefebene und auch in vergleichbaren Naturräumen nicht mehr. Die sich daraus ergebenden Unsicherheiten werden diskutiert. Auf eine Betrachtung der Fortpflanzung von Unschärfen innerhalb des Zielsystems gemäß Kapitel 3.4 wird dabei verzichtet, Sensitivitätsbetrachtungen erfolgen allerdings bei der Bestimmung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie des Gerinnes.

Weiterhin wird für diese beiden Flüsse eine Entwicklungsstrategie entsprechend Kapitel 4 abgeleitet. Auch hier werden die Ergebnisse diskutiert, wobei die bereits laufenden Entwicklungsmaßnahmen an der Unteren Havel näher betrachtet werden.

Für den Narew soll ebenfalls das Zielsystem gemäß Kapitel 3 aufgestellt werden, wobei hier allerdings der aktuelle Zustand die Basis bildet.

Mit LEOPOLD UND WOLMAN (1957) und WILLIAMS UND ROSGEN (1989) liegen Daten für nordamerikanische Flüsse vor. Diese werden bezüglich der beiden in Kapitel 3.2.3 vorgestellten Methoden zur Ermittlung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie des Gerinnes ausgewertet.

5.2 Fallstudie Untere Havel

5.2.1 Kurzcharakteristik

Eine Kurzcharakteristik des Einzugsgebietes der Havel kann SENATSVERWALTUNG FÜR STADTENTWICKLUNG BERLIN ET AL. (2006) entnommen werden. Demnach verfügt die Havel, einer der großen Nebenflüsse der Elbe, über eine Länge von 339 km und ein Einzugsgebiet von 23.860 km². Die Abflussspende beträgt, wegen der geringen Niederschläge und der hohen Verdunstung im Einzugsgebiet, nur 4,4 l/s·km². Die Quellseen der Havel liegen in der Mecklenburgischen Seenplatte, in die Elbe mündet der Fluss nördlich von Havelberg.

Abbildung 49: Einzugsgebiet der Elbe (beige), mit gekennzeichnetem Teileinzugsgebiet der Havel (gelb), Quelle: NordNordWest, revision/adaption by Ulamm (https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Spree-Havel_in_Elbe_basin.png), „Spree-Havel in Elbe basin“, https://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/legalcode

Der bedeutendste Nebenfluss der Havel ist die in Berlin-Spandau zufließende Spree, welche nach SENATSVERWALTUNG FÜR STADTENTWICKLUNG BERLIN ET AL. (2006) selbst ein Einzugsgebiet von ca. 9.800 km² und eine Länge von 350 km aufweist.

Lage und Ausdehnung des Einzugsgebietes der Havel kann Abbildung 49 entnommen werden, Tabelle 11 zeigt ausgewählte hydrologische Hauptdaten.

Tabelle 11: Ausgewählte hydrologische Hauptdaten des Einzugsgebietes der Havel aus SENATSVERWALTUNG FÜR STADTENTWICKLUNG BERLIN ET AL. *(2006)*

Pegel	Gewässer	Einzugsgebietsgröße [km²]	Abflussreihe	NQ (Tag) [m³/s]	MNQ [m³/s]	MQ [m³/s]	MHQ [m³/s]	HQ (Tag) [m³/s]
Sophienwerder	Spree	9.834	1961-2003	1,21 (18.05.1993)	8,72	37,1	105	152 (09.02.1982)
Borgsdorf	Havel	3.051	1977-2003	1,90 (15.07.2003)	3,60	13,5	36,0	57,0 (02.02.1994)
Havelberg Stadt	Havel	23.809	1946-2001	2,55 (07.09.2001)	24,2	113	223	341 (28.03.1979)

Das Einzugsgebiet der Havel wird vorrangig durch die Haupt- und Nebentäler der Weichsel-Kaltzeit sowie die dazwischenliegenden Jungmoränenplatten geprägt (siehe dazu Abbildung 50).

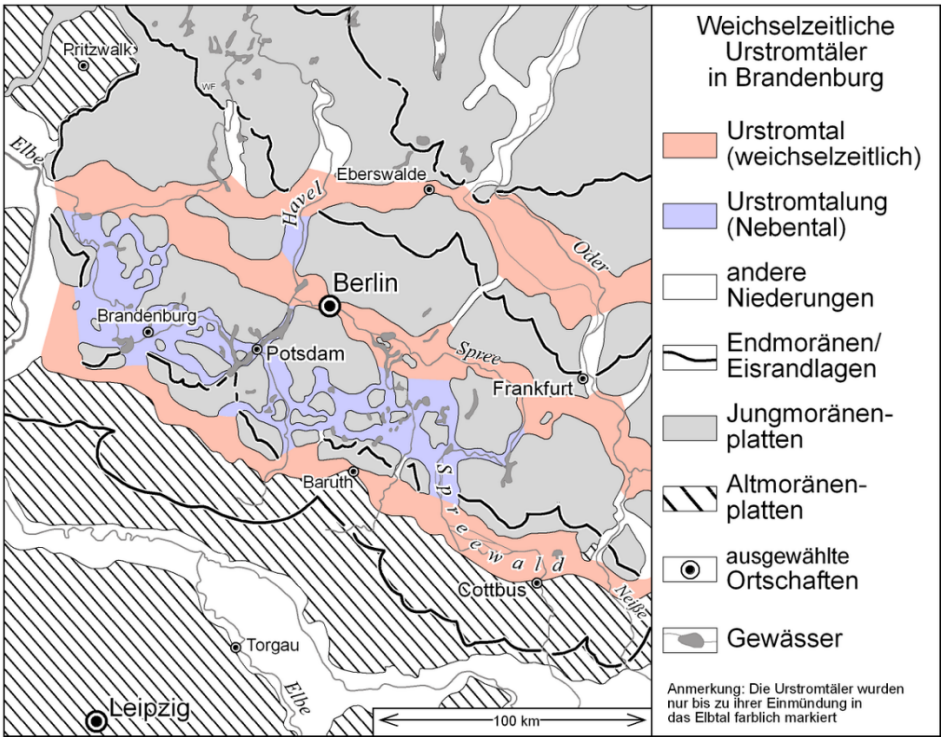


Abbildung 50: Weichselzeitliche Urstromtäler in Brandenburg. Oben: Eberswalder Urstromtal / Mitte: Berliner Urstromtal / Unten: Baruther Urstromtal, Quelle: Grabenstedt (https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Urstromtaeler.png), „Urstromtaeler", https://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/legalcode

Die im Rahmen dieser Arbeit betrachtete Fallstudie bezieht sich auf die Untere Havel, insbesondere auf den Abschnitt zwischen dem Ausfluss aus der Seenstrecke bei Pritzerbe und der Mündung in die Elbe am Wehr Gnevsdorf (siehe Abbildung 51).

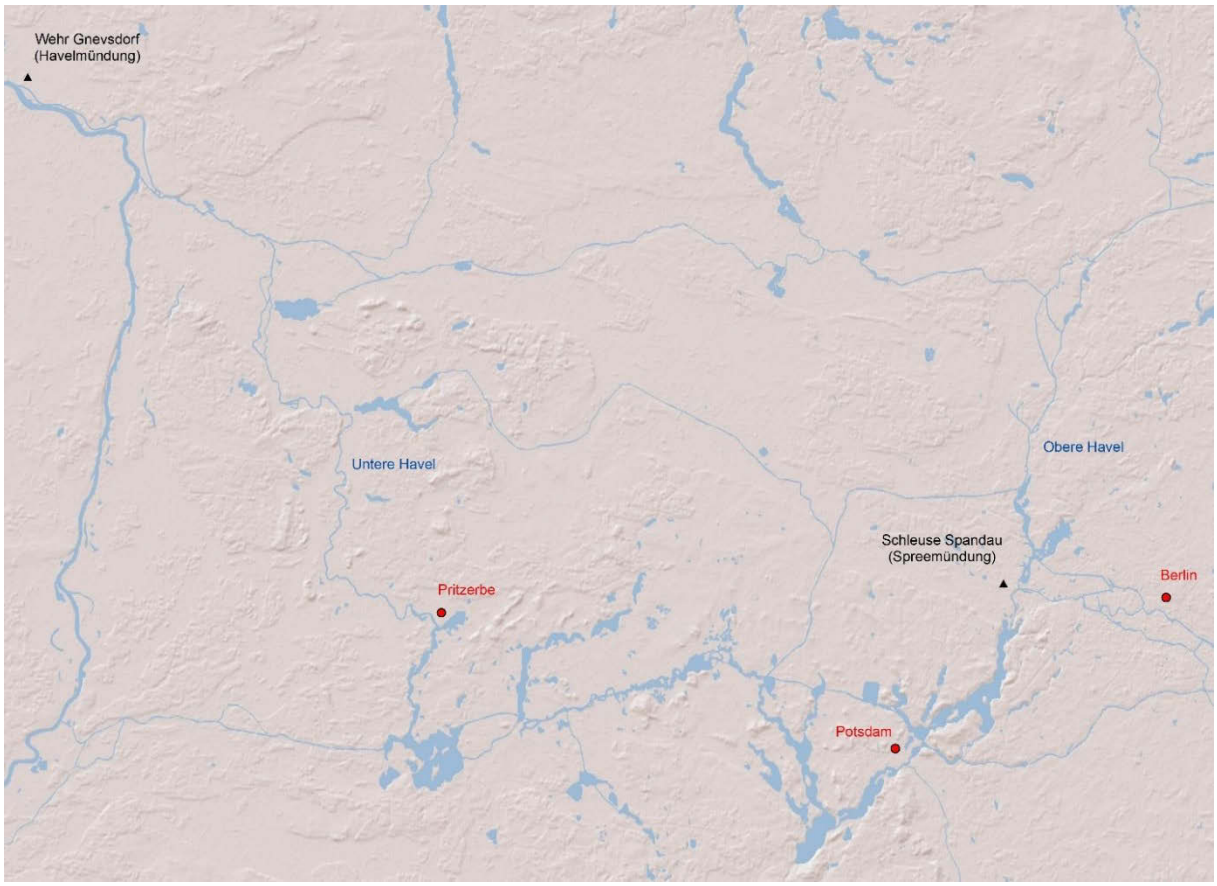


Abbildung 51: Untere Havel von Schleuse Spandau bis zur Mündung in die Elbe bei Wehr Gnevsdorf, Quelle: ESRI World Shaded Relief © 2014 ESRI

Die Untere Havel ist heute durch zahlreiche Ausbaumaßnahmen geprägt, die in verschiedenen Publikationen, wie z.B. KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898), VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903), TEUBERT (1912), UHLEMANN (1987) und DRIESCHNER (2003), dokumentiert sind. Demnach erfolgte mit dem Bau des Mühlenstaues in Rathenow im 13. Jahrhundert die erste überlieferte wasserbauliche Beeinflussung an der Unteren Havel, wenn man von den seit 1180 an der Elbe stattfindenden Deichbauten (vergleiche dazu KIENE ET AL. (2002)) absieht, welche sich natürlich auch auf das Gebiet der Unteren Havelniederung auswirkten (vergleiche dazu Abbildung 6). Die erste Verlegung der Havelmündung (um 1,5 Kilometer) erfolgte zwischen 1832 und 1836, die erste zusammenhängende Regulierung (mit Buhnen) zwischen 1875 und 1881, der eine zweite Regulierung zwischen 1882 und 1890 und zahlreiche Ergänzungsmaßnahmen, Nachregulierungen und auch die erste Sicherung abbrüchiger Ufer bis 1901 folgten, wie VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) entnommen werden kann. Mit dem „Gesetz, betr. die Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder, der Havel, Spree, Lausitzer Neiße und dem Bober“ vom 4. August 1904 ist nach UHLEMANN (1987) ein weiteres Ausbaukapitel eingeleitet worden. Zwischen 1906 und 1914 wurden insbesondere der Fließquerschnitt des Flusses durch verschiedene Maßnahmen vergrößert, die Linienführung verkürzt, Ufer gesichert und drei zusätzliche Staustufen in Bahnitz, Grütz und Garz erreichtet. Ab den 1930er Jahren folgten dann weitere Aufweitungen des Fließquerschnittes, Begradigungen, umfangreiche Ufersicherungen und die Abschottung der Havelniederung gegen die Elbe, zu der auch mit dem Bau des Gnevsdorfer Vorfluters eine weitere

Verlegung der Havelmündung zählt. Ergänzend wurden große Teile der angrenzenden Niedermoorgebiete melioriert und eingepoldert.

Die Untere Havel wurde in den letzten Jahrhunderten als Wasserstraße genutzt und ist heute Bestandteil der Unteren Havelwasserstraße (UHW). Die Untere Havel entspricht in ihrem Ausbauzustand der Wasserstraßenklasse III. Mit der 57. Verordnung zur vorübergehenden Abweichung von der Binnenschifffahrtsstraßen-Ordnung vom 26.09.2005 erfolgte eine Herabstufung des Abschnittes zwischen Rathenow und Havelberg in die Wasserstraßenklasse I und die Sperrung dieser Strecke für den allgemeinen Güterverkehr. Die Regelungen wurden mit der Verordnung zur Einführung der Binnenschifffahrtsstraßen-Ordnung vom 16.12.2011 endgültig in die Binnenschifffahrtsstraßen-Ordnung aufgenommen.

Mit Zuwendungsbescheid vom 21.10.2005 begann im Bereich der Unteren Havel, innerhalb eines ca. 19.000 Hektar großen Projektgebietes, das Gewässerrandstreifenprojekt „Untere Havelniederung zwischen Pritzerbe und Gnevsdorf“ in den Ländern Sachsen-Anhalt und Brandenburg. Innerhalb dieses Vorhabens sollen nach NABU (2005) und NABU (2009) insbesondere Ufersicherungen und Uferverwallungen entfernt, Altarme und Flutrinnen angeschlossen sowie Auenwald initialisiert werden. Auf das Vorhaben wird in Kapitel 5.2.4 näher eingegangen.

5.2.2 Aufstellung des Zielsystems

Das Zielsystem kann jeweils für einen Gewässerabschnitt mit annähernd gleichbleibender Charakteristik aufgestellt werden. Ändern sich wesentliche Parameter, wie etwa Talbodengefälle, Talbodenbreite, Abflussmenge oder Auensubstrat, muss ein neuer Gewässerabschnitt definiert und das Zielsystem angepasst werden.

Das Untersuchungsgebiet im Rahmen dieser Fallstudie liegt zwischen Rathenow und Havelberg, es handelt sich um einen ca. 7 km langen Gewässerabschnitt zwischen dem Ende einer Stromteilung bei Stromkilometer 108 und der Ortslage Grütz bei Stromkilometer 115 (siehe Abbildung 52). Der Betrachtungszeitraum umfasst eine Zeitskala von etwa 50 bis 200 Jahren.

Nach VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) datiert die Verlängerung des Trennungsdeiches um 8,2 km zwischen Elbe und Havel im Mündungsgebiet auf das Jahr 1772, die erste Verlegung der Havelmündung fand von 1832 bis 1836 statt, und die erste zusammenhängende Regulierung der Havel zwischen Rathenow und Havelberg erfolgte ab 1875.

Auch zwischen 1832 und 1875 hat es bereits Laufbündelungen, Begradigungen und Strombettfixierungen im Bereich der Unteren Havel gegeben, eine Auflistung ist in VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) enthalten. Diese Maßnahmen wurden hingegen weder in BERGHAUS (1854), noch in KÖNIGLICHE ELBSTROMBAUVERWALTUNG (1898), TEUBERT (1912) oder VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) dokumentiert. In VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) ist lediglich die Beseitigung von 106 festen Fischwehren zwischen Brandenburg und Rathenow in der Zeit von 1837 bis 1842 mit einem finanziellen Aufwand von 225.000 Mark vermerkt, was auf wasserbauliche Aktivitäten kurz vor Entstehung von PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) hinweist.

Abbildung 52: Untersuchungsgebiet der Fallstudie für die Untere Havel nördlich von Rathenow, Luftbild: Esri World Imagery (Quelle: Esri, DigitalGlobe, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, GeoEye, USDA FSA, USGS, Aerogrid, IGN, IGP, and the GIS User Community)

Man kann SCHMETTAU (1787) entnehmen, dass zum Zeitpunkt der Aufnahme dieses Kartenwerkes zwischen den heutigen Stromkilometern 111 und 114 Nebengerinne zum Hauptstrom existierten, einmal südlich, im Bereich der heutigen Drawist-Wiesen und auch nördlich, im Mündungsgebiet der Stollense, dem natürlichen Abfluss aus dem Hohennauener See (vergleiche Abbildung A.3 im Anhang A). Auf der Karte ist zu erkennen, dass der Hohennauener Kanal bereits existierte und damit auch ein zweiter, künstlicher, Seeabfluss. In PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) sind die Stromverzweigungen nicht mehr vorhanden (vergleiche Abbildung A.4 im Anhang A), dafür sind aber zahlreiche Lenkbuhnen erkennbar, die nach VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) zwischen Stromkilometer 108 und 109 im Jahr 1833 und zwischen Stromkilometer 110 und 115 im Jahr 1840 errichtet wurden.

Für die Pegel Havelberg und Rathenow liegen nutzbare Daten zu Wasserständen ab dem 01.01.1811 vor. Jedoch sind Abflussdaten in der Unteren Havel erst ab der 2. Hälfte des 20. Jahrhunderts verfügbar, wenn man von Einzelmessungen absieht. Auch gibt es kaum Angaben zu den Auswirkungen der zahlreichen wasserbaulichen und

landnutzungsbedingten Veränderungen der Hydrologie des Einzugsgebietes, die z.B. DRIESCHNER (2003) beschreibt. Die umfangreichen Meliorationen des 18. Jahrhunderts im Einzugsgebiet der Havel, die bis in die 1980er Jahre reichten, haben das Abflussverhalten der Unteren Havel ganz sicher beeinflusst. Damit kann streng genommen auch kein gleichförmiger Gleichgewichtszustand gemäß Kapitel 2.3 für die Havel im Betrachtungszeitraum angenommen werden und wohl aufgrund des mit beinahe 100 Jahren relativ langen Zeitraumes seit Beginn dieser Veränderungen auch keine Reaktionszeit. Das System sollte sich stattdessen, bis heute, und vermutlich auch vor dem 18. Jahrhundert, in einer immer wieder durch Störungen beeinflussten Relaxationsphase befinden (vergleiche dazu auch Abbildung 8). Aufgrund fehlender Alternativen bei der Analyse und Bewertung der historischen und aktuellen Verhältnisse muss dieser Umstand hingenommen werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass mindestens der Zeitraum 1811 bis 1830 für das Untersuchungsgebiet einen durch Laufbündelung, Begradigung, Bettfixierung und Eindeichung der Aue nur sehr gering und durch Stauanlagen nicht beeinflussten Zustand, repräsentiert, für den Daten der Wasserstände vorliegen und der hydrologisch und morphodynamisch sich strenggenommen zwar nicht in einem gleichförmigen Zustand befunden haben dürfte, dies aber im Weiteren dennoch so zur Annahme gemacht wird. Auch im Jahrzehnt danach sind noch keine Auswirkungen der in PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) dokumentierten wasserbaulichen Aktivitäten auf die Wasserstände erkennbar, so dass die Zeitreihen der Wasserstände von 1811 bis 1840 genutzt werden können, womit hinreichend lange Reihen für die Bestimmung der Zielparameter der Hydrologie zur Verfügung stehen sollten.

Das Untersuchungsgebiet weist nach VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) im naturnahen Zustand ein etwa gleichmäßiges Gefälle und nur bei großen Hochwässern der Elbe einen dadurch bedingten Rückstau auf (vergleiche Stationen 6 bis 13 in Abbildung A.1 im Anhang A). Das am Stromkilometer 108,95 aufgenommene Querprofil aus dem Jahr 1833 (vergleiche Abbildung A.2 im Anhang A) zeigt außerdem ein flaches sowie breites Flussbett, wie es für natürliche große Sandflüsse typisch ist. Die Linienführung der Havel und die Ausdehnung der rezenten Aue haben sich innerhalb des Untersuchungsgebietes im Betrachtungszeitraum nur wenig geändert. Der Fluss mäandriert, wobei er teilweise die gesamte Talbodenbreite einnimmt. Oberhalb und unterhalb des Untersuchungsgebietes weist die naturnahe Havel Stromspaltungen auf. Abbildung 52, eine kartographische Aufnahme aus dem 18. Jahrhundert und PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) illustrieren die Situation (vergleiche Abbildung A.3 und Abbildung A.4 im Anhang A).

Die Aufstellung des Zielsystems erfolgt gemäß Kapitel 3.3. Das Vorgehen wird an dieser Stelle beispielhaft dargestellt, auf Unsicherheiten und mögliche Alternativen wird hingewiesen.

Erhebung der Grundlagendaten

Zunächst gilt es, die erforderlichen, in Tabelle 9 zusammengefassten, Grundlagendaten zu erheben.

Zeitreihen der Wasserstände $W(t)$

Die Tageswerte für die Pegel Rathenow Unterpegel und Havelberg Stadt können für den Zeitraum zwischen 01.01.1811 und 31.12.1840 MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842A UND 1842B) entnommen werden. Eine Umrechnung der ursprünglich im preußischen Zoll-System erfassten Originaldaten in das metrische System ist erforderlich.

Für den Pegel Havelberg Stadt war mit WSA BRANDENBURG (2012) bereits eine vollständig erfasste und aufbereitete Zeitreihe verfügbar.

Für den Unterpegel Rathenow erfolgte die Aufbereitung durch verschiedene Bearbeiter. Die Datenreihe für den Unterpegel Rathenow ist im Rahmen dieser Arbeit mithilfe von MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842B) bezüglich fehlender Daten ergänzt und insgesamt auf Plausibilität geprüften worden. Der sehr umfangreiche Datensatz wird dieser Arbeit nicht beigefügt. Die Datenbestände weisen Lücken auf. So wurden im März 1811 an elf Tagen und im Juni 1811 an zwei Tagen für den Unterpegel Rathenow keine Werte in das Pegelbuch eingetragen. Eine weitere Lücke im Datenbestand findet man vom 07.08. bis 13.09.1822. In dieser Zeit war der Pegel trockengefallen, so dass keine Werte abgelesen werden konnten.

Im Rahmen dieser Arbeit werden bezüglich der Pegelnullpunkte die Angaben aus VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) herangezogen, welche amtliche Werte und eine Dokumentation aller Veränderungen enthält. Demnach gelten für die oben genannten Zeitreihen die folgenden Pegelnullpunkte:

- PNP Havelberg Stadt (1811 bis 1830): 21,552 m ü. NN
- PNP Unterpegel Rathenow (1811 bis 1830): 25,513 m ü. NN

Zeitreihen des Abflusses $Q(t)$

Mit WSA BRANDENBURG (2017A) sind Tagesmittelwerte des Abflusses für den Pegel Albertsheim ab dem 01.01.1951 verfügbar. Im Rahmen dieser Arbeit wird auf die zwanzigjährige Zeitreihe vom 01.01.1991 bis 31.12.2010 zurückgegriffen.

Sohlenhöhe $z(x, y, t)$

Die Sohlenhöhen für den Zeitraum 1811 bis 1830 lassen sich für das Untersuchungsgebiet nicht mehr ermitteln, da keine aussagekräftige Vermessung für diesen Zeitraum vorliegt.

Lediglich für den Stromkilometer 108,95 (aktuelle Kilometrierung) oder 55 (alte Kilometrierung) sind Profilmessungen der Jahre 1833 bis 1885 aus VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) vorhanden (vergleiche Abbildung A.2 und Abbildung A.5 im Anhang A). Die Profilaufnahmen sind mit Unsicherheiten behaftet, insbesondere wegen des ungenauen Lage- und Höhenbezuges der historischen Profile und der großen Ungenauigkeit kartographischer Aufnahmen aus dieser Zeit, was eine nachträgliche Lagerekonstruktion erschwert.

Außerdem sind VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) Daten entnehmbar, die weitere Rückschlüsse erlauben. Es handelt sich um die 1832 und 1879 erfolgte Vermessung des Wasserspiegels der Unteren Havel (vergleiche Abbildung A.1 im Anhang A) bei einem Ereignis, welches im Bereich des langjährigen Sommermittelwassers lag (vergleiche Tabelle A. 1 in Anhang A). Da die Havel zu diesem Zeitpunkt im Untersuchungsgebiet noch ein frei fließendes Gewässer war, ist anzunehmen, dass das Wasserspiegelgefälle und das Sohlengefälle in Abschnitten etwa gleicher Gewässerbreite weitgehend übereingestimmt haben müssen.

Der Wasserspiegel hat demnach vor der Regulierung innerhalb des Untersuchungsgebietes durchschnittlich ein Gefälle von ca. 5,52 cm/km bei Sommermittelwasser, also im nicht durch Rückstau der Elbe beeinflussten Zustand, aufgewiesen. Daraus wird geschlussfolgert, dass das durchschnittliche Sohlengefälle etwa in der gleichen Größenordnung lag.

Gerinnezahl n_{G_i}

Die Ermittlung der Gerinnezahl im Untersuchungsgebiet ist ohne große Mühe möglich. Da zwischen 1811 und 1830 keine Stromteilungen vorhanden waren, gibt es nur einen Teilabschnitt mit einem Einzelgerinne (siehe dazu Abbildung A.4 im Anhang A).

$$n_{G_1} = 1$$

Fließlänge des Flusslaufes l_{F_i}

Die Ermittlung der Fließlänge des historischen Flusslaufes erfolgte mittels georeferenzierter Karten aus PREUßISCHE URAUFNAHME (1843). Dazu wurde die Strommittenlinie der Karte innerhalb des Untersuchungsgebietes digitalisiert. Aufgrund der Ungenauigkeit des Kartenmaterials wird die Länge des Polygons gerundet (siehe dazu Abbildung A.6 im Anhang A).

$$l_{F_1} = 7.306 \approx 7.300\ m$$

Zur Berechnung des Wasserspiegelgefälles ist außerdem die Ermittlung der gesamten Lauflänge zwischen dem Unterpegel Rathenow und dem Pegel Havelberg Stadt erforderlich. Dazu ist es zweckmäßig, VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1894) zu verwenden. Der Pegel Havelberg Stadt ist auf dieser Karte mit Stromkilometer 14,35 stationiert, der UP Rathenow mit Stromkilometer 61,2. Damit betrug 1893 die Fließlänge des Flusslaufes zwischen diesen Pegeln 46.850 m. Den Karten PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) kann man entnehmen, dass zwischen 1843 und 1893 an 16 Stellen eine Laufverkürzung um insgesamt 1.755 m stattgefunden hat, womit die Lauflänge im Jahr 1843 noch 48.605 m betragen haben muss. Da BERGHAUS (1854) zufolge die Untere Havel in diesem Bereich 47.677 m Lauflänge aufgewiesen hat, ist ein Teil der Begradigungen bereits zwischen 1843 und 1854 ausgeführt worden, der Rest dürfte vorrangig im Rahmen der Stromregulierung ab Mitte der 1870er Jahre erfolgt sein.

$$l_{F_{Pegel}} = 48.605\ m$$

Tallänge des Flusslaufes l_T

Die Tallänge des Flusslaufes wurde durch Digitalisierung des Talweges des DGM 2 ermittelt, wobei auf NABU (2016) zurückgegriffen werden kann (siehe dazu Abbildung A.7 im Anhang A). Eine Prüfung der historischen Kartengrundlagen hat vorher stattgefunden und es ist davon auszugehen, dass sich der Talweg nicht wesentlich verändert hat. Auch hier erfolgte eine Rundung der im Geographischen Informationssystem ermittelten Länge.

$$l_T = 5.201 \approx 5.200\, m$$

Siebkornparameter d_i und m_i

Da historische Angaben zur Sedimentcharakteristik fehlen, müssen aktuelle Daten herangezogen werden. Zwar ist davon auszugehen, dass die langjährige anthropogene Überprägung des Gewässerbettes, hier Flussbettaufweitung, Ufersicherung, Stauhaltung und Unterhaltungsbaggerung, die Sedimentparameter beeinflusst hat, dies dürfte allerdings mehr die Verteilung der Kornfraktionen innerhalb des Flussbettes betreffen.

Für das Untersuchungsgebiet liegt die Auswertung von vier Sedimentproben gemäß DIN 18123 vor (siehe dazu Tabelle A. 2 in Anhang A). Die Proben wurden im Jahr 2015 entnommen. Zwei Probenahmestellen befanden sich dabei in Prallhanglage (Stromkilometer 108,5 linkes Ufer sowie 113,0 linkes Ufer) und zwei weitere auf einem Gleithang (Stromkilometer 108,5 rechtes Ufer sowie 114,5 rechtes Ufer).

Geometriegrößen der Formrauheit der Gewässersohle h_r, l_r, h_d, l_d

Auch die für die Bestimmung der Formrauheit der Gewässersohle erforderlichen Geometriegrößen können nicht aus historischen Unterlagen abgeleitet werden. Aus diesem Grunde wird, wie in Kapitel 2.6.6 dargestellt, zunächst die Annahme getroffen, dass die aktuelle Sohlstruktur der historischen Struktur ähnlich ist.

Um die aktuelle Formrauheit der Unteren Havel zu bestimmen, wurde entlang der Strommittenlinie der DBWK der Längsschnitt eines DGM 0,5 erstellt (siehe Abbildung 53 sowie Abbildung A.9 in Anhang A), wobei WSA BRANDENBURG (2007) und WSV (2012) die Datenbasis darstellen. Die Dünen nehmen in der Regel die gesamte Sohlenbreite ein, weshalb die Verwendung nur eines Längsschnittes zur Erfassung der Charakteristik hinreichend erscheint. Der Datensatz WSV (2012) ist mit seinem Rasterabstand von 0,5 m für die Erfassung von Riffeln nicht hinreichend aufgelöst, denn die abzubildenden Strukturen wären in der Unteren Havel deutlich kleiner. Aus diesem Grunde werden nur die Dünen erfasst.

Den Diagrammen in Abbildung A.9 im Anhang A kann man entnehmen, dass zwischen Stromkilometer 108 und 109 kleine Dünen zu finden sind. Es folgt bis Stromkilometer 111,3 ein Bereich mit glatter Sohle. Danach nehmen die Dünenstrukturen wieder zu und dominieren bis zum Ende des Untersuchungsgebietes die Sohlenform. Die Dünen im Untersuchungsgebiet weisen Längen zwischen etwa 10 und 30 m auf, bei einer Höhe von < 5 bis 40 cm. Die mittlere Dünenhöhe ermittelt sich nach Tabelle A. 3 in Anhang A mit $h_d = 0{,}165\, m \approx 0{,}17\, m$, die mittlere Dünenlänge, bezogen auf die Gesamtstrecke und unter Einbeziehung der glatten Sohle, liegt bei $l_d = 14{,}3\, m \approx 15\, m$.

$$l_d \approx 15\,m \qquad h_d \approx 0{,}17\,m \qquad l_r\,und\,h_r: entfallen$$

Die historische Sohle der Unteren Havel dürfte eher mit den rauen Abschnitten zu vergleichen sein, darauf deuten die hohe Breitenvarianz historischer Karten und auch die verfügbaren Querprofile hin. Eine diesbezügliche Betrachtung folgt weiter unten in diesem Kapitel.

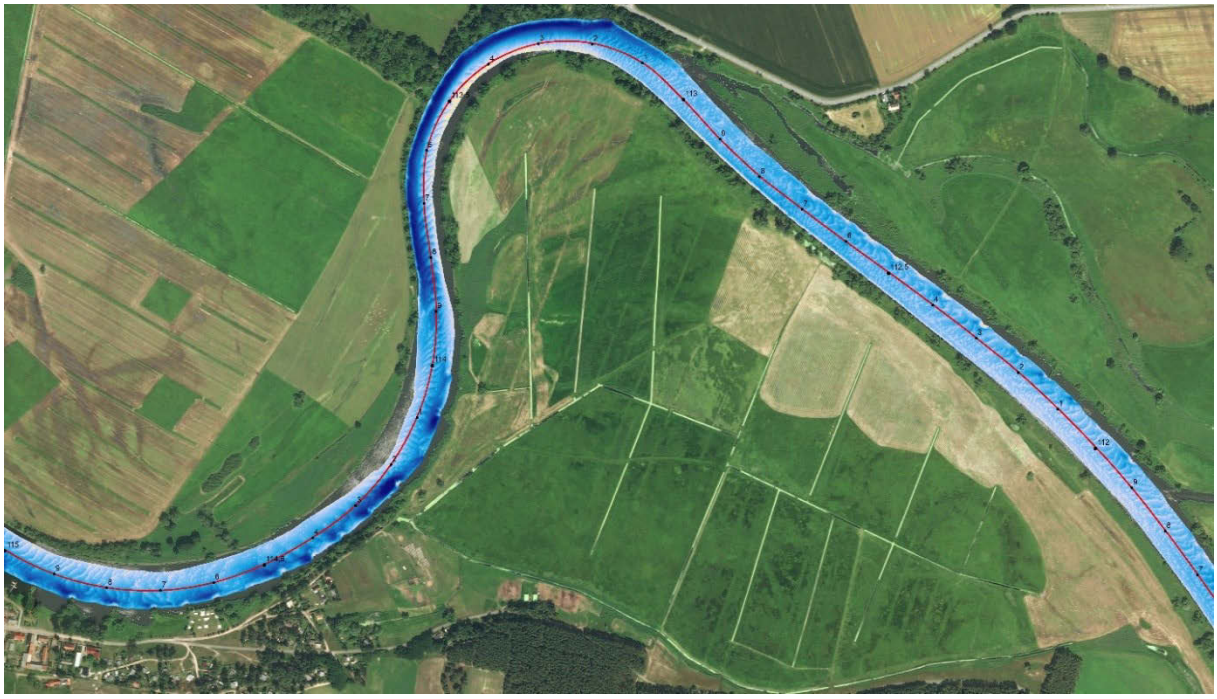


Abbildung 53: Sohlstrukturen der Untere Havel zwischen Stromkilometer 112 und 115, Datengrundlage: WSV (2012) / Luftbild: Esri World Imagery (Quelle: Esri, DigitalGlobe, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, GeoEye, USDA FSA, USGS, Aerogrid, IGN, IGP, and the GIS User Community)

Sedimenttransport Q_{S_i}

Da für das Untersuchungsgebiet keine Sohlvermessungsdaten für die Zeit vor 1830 und auch nicht für spätere Zeiträume ohne oder mit geringem Ausbaugrad vorliegen, muss nach anderen Anhaltspunkten für eine diesbezügliche Bewertung gesucht werden (siehe dazu Kapitel 3.2.5).

Innerhalb des Untersuchungsgebietes kann lediglich aus den Querprofilen der Jahre 1833 und 1885 am Stromkilometer 108,95 (siehe dazu Abbildung A.2 im Anhang A) die Änderung der Profilgeometrie abgeschätzt werden. Einen ersten Anhaltspunkt gibt der Vergleich des Abflussquerschnitts. Das Querprofil von 1833 weist einen Abflussquerschnitt von 118 m² auf und das von 1885 weicht mit 118,3 m² nur unwesentlich davon ab. Dennoch gab es erhebliche Sohlenhöhenänderungen. Durch Betrachtung der Tiefen- und Abflussquerschnittsänderung lässt sich die Veränderung der Geometrie des Querprofils hinreichend genau abschätzen (siehe dazu Abbildung A.5 im Anhang A) und auch eine Betrachtung der Sohllagenänderung vornehmen. Für die Betrachtung wird das linke Ufer als gemeinsamer Bezugspunkt aller Profile gewählt, da dieses bereits nach PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) im Jahr 1843 fixiert war.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sich das Querprofil am Stromkilometer 108,95 zwischen 1833 und 1885, bezogen auf einen Wasserstand von +70 cm am Unterpegel Rathenow, von 70,5 m auf 82 m verbreitert hat, die mittlere Sohlenhöhe wurde zeitgleich um etwa 23 cm, erhöht. Die gemittelte Summe des Auftrages in den Querprofilen beträgt ca. 19,65 m² und die Summe des Abtrages ca. 19,95 m² (siehe dazu Abbildung A.10 im Anhang A).

Sucht man nach der Ursache für die Versandung des ehemaligen Prallhanges am linken und die Seitenerosion am rechten Ufer, so kann diese wohl in der bereits in PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) sichtbaren ca. 10 bis 15 m langen Buhne auf dem linken Ufer bei Stromkilometer 108,8 und fehlenden Buhnen am rechten Ufer gefunden werden. Das Flussbett hat die ausbaubedingte Einengung demnach durch Verlagerung ausgeglichen. Dies war auch möglich, weil an dieser Stelle nach VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) erst ab 1886 weitere Ausbaumaßnahmen vorgenommen wurden.

Es kann geschlussfolgert werden, dass die am Querprofil bei Stromkilometer 108,95 zwischen 1833 und 1885 festzustellende Bettumlagerung wohl anthropogenen Ursprungs ist und damit keine Schlüsse bezüglich der natürlichen Morphodynamik an dieser Stelle gezogen werden können. Allerdings wird auch deutlich, dass durch das nicht fixierte rechte Ufer Ausgleichsreaktionen des Gewässers möglich waren und man kann feststellen, dass es sich bei dem 1833 aufgenommenen Querprofil noch um ein naturnahes Profil im morphodynamischen Gleichgewichtszustand gehandelt hat.

Sucht man nach weiteren verwertbaren Querprofilen, für welche mindestens zwei Zustände ohne Ausbau dokumentiert wurden, kann man in VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) lediglich noch ein weiteres Profil am heutigen Stromkilometer 87,45 finden. Es erfolgten Aufnahmen in den Jahren 1832, 1845 und 1879 (siehe dazu Abbildung A.11 im Anhang A). Verglichen werden können allerdings nur die beiden ersten Vermessungen, denn nach VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) wurden die ersten zwei Buhnen und ein Längswerk hier 1846 gebaut. Diesen Umstand findet man in PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) und PREUßISCHE NEUAUFNAHME (1882) bestätigt. Von 1832 bis 1845 vergrößerte sich der Fließquerschnitt auch hier nur unerheblich, von 125,6 m² auf 127,3 m², die Gewässerbreite nahm dabei, bezogen auf einen Wasserstand von +132 cm am OP Rathenow, von 84,5 m auf 94,5 m zu. Außerdem ist festzustellen, dass der Prallhang vom rechten auf das linke Ufer wechselte. Es ist heute leider nicht mehr feststellbar, ob diese Veränderung anthropogenen oder natürlichen Ursprungs war, weshalb aus dieser Aufnahme ebenfalls lediglich geschlussfolgert werden kann, dass es sich bei dem 1832 aufgenommenen Profil voraussichtlich um ein naturnahes Profil im morphodynamischen Gleichgewichtszustand gehandelt hat. Auch kann ein Bezugspunkt für die laterale Veränderung dieses Profils nur schwer gefunden werden, er wird, auf der Basis von PREUßISCHE URAUFNAHME (1843), PREUßISCHE NEUAUFNAHME (1882) und VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1894) für das rechte Ufer angenommen.

Mäandergürtelbreite b_{M_i}

Die Ermittlung der Mäandergürtelbreite des historischen Flusslaufes erfolgte ebenfalls mittels georeferenzierter Karten der PREUßISCHE URAUFNAHME (1843). Dazu wurden links

und rechts des Talweges Begrenzungslinien so lange verschoben, bis die äußeren Gewässerteile des Untersuchungsgebietes oder der Talrand erreicht wurden (siehe dazu linke Abbildung A.8 im Anhang A).

Ein Vergleich mit NABU (2016) zeigt, dass die Mäandergürtelbreite zwischen Stromkilometer 108,0 und 110,3 vom relativ engen Talraum begrenzt wird. Dieser weitet sich hier von ca. 700 m auf 1.000 m Breite auf. Seine größte Breite erreicht der Mäandergürtel zwischen Stromkilometer 113,2 und 115,0 mit ca. 1.250 m (siehe dazu Abbildung 52 und rechte Abbildung A.8 im Anhang A).

$$b_{M_1} \approx 700 - 1.250\,m$$

Bezüglich der im Rahmen der Fallstudie Untere Havel verwendeten Konstanten sei auf Tabelle 8 in Kapitel 3.3 verwiesen. Eine Zusammenfassung der erhobenen Grundlagendaten enthält Tabelle 12. Das weitere Vorgehen bei der Ermittlung der in Tabelle 10 dargestellten Zielparameter zeigen Abbildung 40 bis Abbildung 45.

Tabelle 12: Zusammenfassung der für die Fallstudie Untere Havel erhobenen Grundlagendaten

Größe	Wert	verwendete Datenquellen
b_{M_1}	700 - 1.250 m	PREUßISCHE URAUFNAHME (1843), NABU (2016)
d_i	siehe Tabelle A. 2	Sedimentproben (2015)
h_d	0,17 m	WSV (2012)
h_r	entfällt	WSV (2012)
l_d	15 m	WSV (2012)
l_{F_1}	7.300 m (Untersuchungsgebiet)	PREUßISCHE URAUFNAHME (1843)
$l_{F_{Pegel}}$	48.605 m (zwischen Unterpegel Rathenow und Havelberg Stadt)	PREUßISCHE URAUFNAHME (1843), VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1894)
l_r	entfällt	WSV (2012)
l_T	5.200 m	NABU (2016)
m_i	siehe Tabelle A. 2	Sedimentproben (2015)
n_{G_1}	1	PREUßISCHE URAUFNAHME (1843)
$Q(t)$	Tagesmittelwerte am Pegel Albertsheim	WSA BRANDENBURG (2017A)
$Q_{S_i}(t)$	siehe Abbildung A.10	VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898)
$W(t)$	Tageswerte der Pegel Unterpegel Rathenow und Havelberg Stadt	MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842A, B), WSA BRANDENBURG (2012)
$z(x,y,t)$	**Sohlenhöhe:** siehe Tabelle A. 1 und Abbildung A.5 **Auenhöhe:** DGM 2	**Sohlenhöhe:** VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) **Auenhöhe:** NABU (2016)

Zielparameter der Hydrologie

Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W(Q)$

Für den betrachteten Gewässerabschnitt kann die Wasserstand-Abfluss-Beziehung des Unterpegels Rathenow als hinreichend genau angesehen werden, dessen zugrundeliegende Abflussmessungen sind am Pegel Albertsheim zu verorten, also am stromauf gelegenen Ende des Untersuchungsgebietes.

Eine amtliche Wasserstand-Abfluss-Beziehung für den Unterpegel Rathenow liegt für 1909 vor, wie man VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN – KÖNIGLICHES WASSERBAUAMT RATHENOW (1916) entnehmen kann. Die Messungen dafür stammen offensichtlich aus der Zeit zwischen 1890 und 1909, wie z.B. Messergebnisse aus

VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) und aus KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) zeigen.

Die Wasserstand-Abfluss-Beziehung von 1909 aus VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN – KÖNIGLICHES WASSERBAUAMT RATHENOW (1916) dokumentiert den Zustand der Havel verhältnismäßig wenig begradigt, aber bei abgeschlossener Laufbündelung und vollständiger Strombettfixierung mittels Buhnen. Sie beginnt bei einem Abfluss von 53,3 m³/s und endet bei 240 m³/s (siehe „W-Q-Beziehung (1909)“ in Abbildung 56). Mithilfe der 19 Messwerte aus VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) ließe sich die Datenreihe bis auf ca. 37 m³/s verlängern (siehe „Q gemessen (1900)“ in Abbildung 56) und mit dem zusätzlichen Messwert aus KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) auf ca. 27 m³/s (siehe „Q gemessen (1892)“ in Abbildung 56). Der mittlere Abfluss MQ wird für Rathenow in KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) mit ca. 70 m³/s angegeben.

Die beispielhafte Analyse des Pegels Havelberg in Kapitel 3.2.2 hat gezeigt, dass die anthropogene Überformung der Unteren Havel in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts auch die Wasserstand-Abfluss-Beziehung, mindestens unterhalb des Mittelwassers, verändert hat. Aus diesem Grunde ist anzunehmen, dass auch die Wasserstand-Abfluss-Beziehung von 1909 vom Unterpegel Rathenow dort nicht die naturnahen Verhältnisse repräsentiert. Dies erfordert eine weitere Analyse der Situation mithilfe der Betrachtung von Dauerlinien, so wie in Kapitel 2.6.2 vorgeschlagen und in Kapitel 3.2.2 am Beispiel des Pegels Havelberg Stadt aufgezeigt.

Dazu wird für den Unterpegel Rathenow aus Wasserständen des Zeitraumes 1811 bis 1840 und aktuellen Durchflüssen der Zeitreihe 1991 bis 2010 am Pegel Albertsheim eine Wasserstand-Abfluss-Beziehung abgeleitet und das Ergebnis diskutiert.

Vergleicht man die Jahres- und die Monatsganglinien sowie die Dauerlinien des Wasserstandes am Unterpegel Rathenow in Abbildung 54 mit den entsprechenden Daten des Abflusses am Pegel Albertsheim in Abbildung 55, kann man, wie am Pegel Havelberg, feststellen, dass die Monatsganglinien annähernd vergleichbar sind. Die Jahresganglinien allerdings offenbaren ähnliche Unterschiede, wie das am Pegel Havelberg Stadt schon zu erkennen war, wenn auch schwächer ausgeprägt (vergleiche dazu Kapitel 3.2.2). Dies findet hier seinen Niederschlag in den unterschiedlichen Dauerlinien. Immerhin weisen diese am Unterpegel Rathenow in einem deutlich größeren Bereich, zwischen 20 und 300 Unterschreitungstagen, einen gleichartigen, in diesem Falle ebenfalls weitgehend linearen, Charakter auf, womit der Bereich verwendbarer Werte etwa bei Abflüssen zwischen 15 m³/s und 110 m³/s liegen könnte.

In Abbildung 56 kann man das Ergebnis der Synthese nachvollziehen. Mit „Dauerlinie“ sind die Wertepaare gleicher Unterschreitungsdauer für Wasserstand und Abfluss gekennzeichnet, die volle Linie „Poly. (Dauerlinie)“ zeigt eine polynomische Interpolation 2. Grades aus diesen Wertepaaren. Sie bildet die im Rahmen dieser Fallstudie verwendete naturnahe Wasserstand-Abfluss-Beziehung innerhalb des betrachteten Wertebereiches ab.

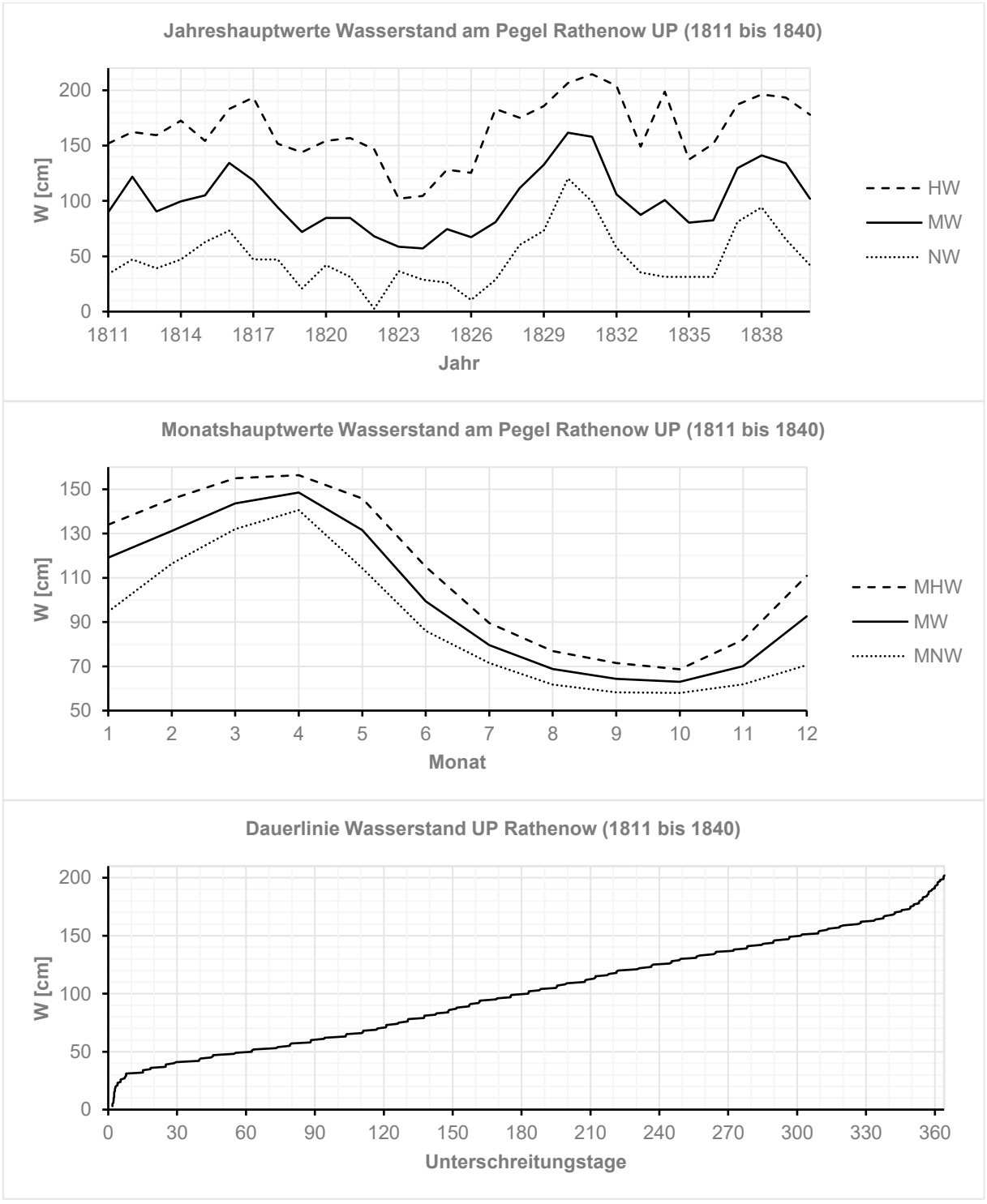


Abbildung 54: Jahresganglinie (oben), Monatsganglinie (mitte) und Dauerlinie (unten) der Tageswerte des Wasserstandes für die Havel am Unterpegel Rathenow in der Zeit vom 01.01.1811 bis 31.12.1840, Datengrundlage: MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842B)

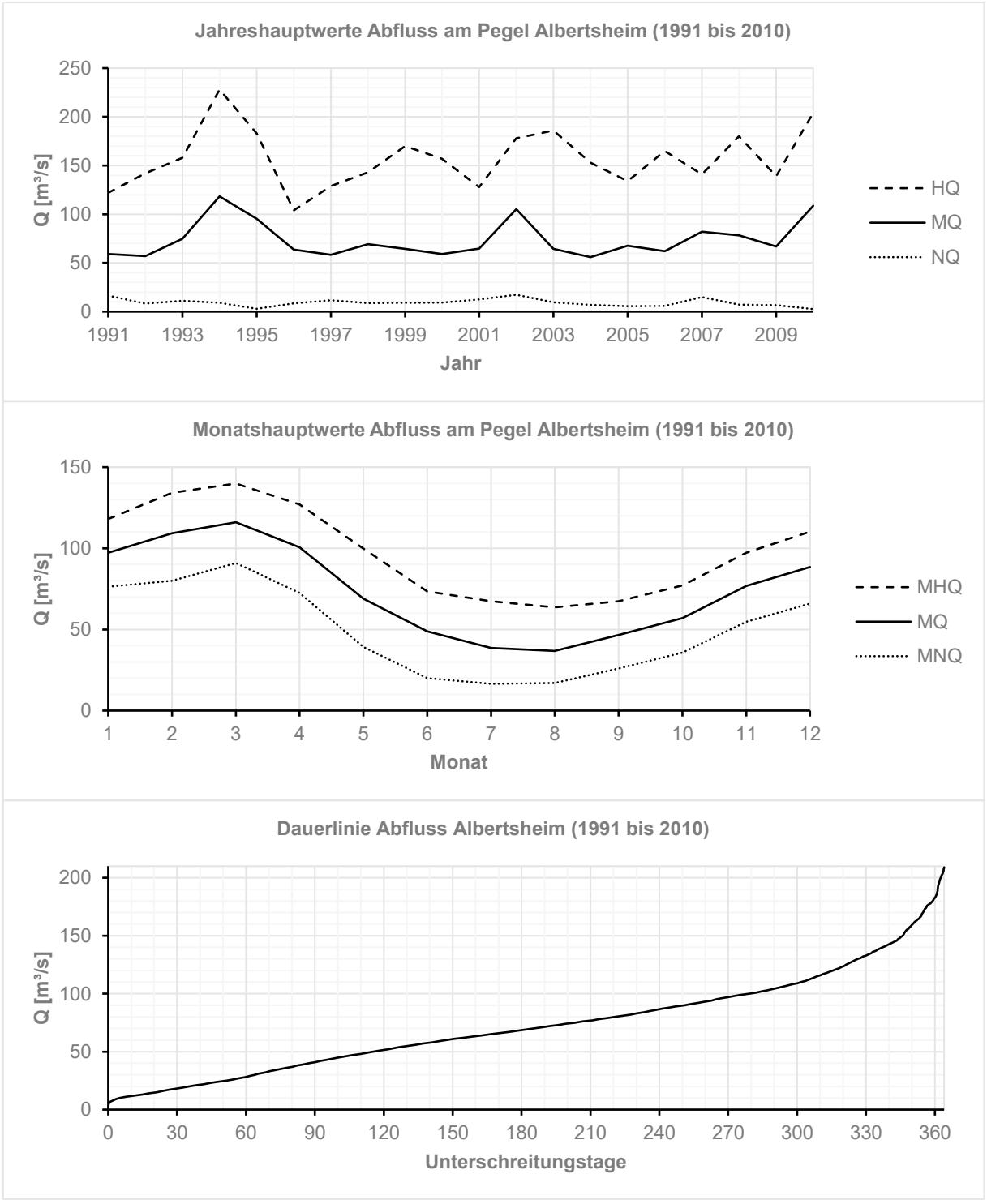


Abbildung 55: Jahresganglinie (oben), Monatsganglinie (mitte) und Dauerlinie (unten) der Tagesmittelwerte des Abflusses für die Havel am Pegel Albertsheim in der Zeit vom 01.01.1991 bis 31.12.2010, Datengrundlage: WSA BRANDENBURG (2017A)

Man kann in Abbildung 56 eine gute Übereinstimmung zwischen der Wasserstand-Abfluss-Beziehung von 1909 und den Messungen erkennen, was seine Ursache in der zeitlichen Nähe der Aufnahmen haben dürfte. Die Abweichung dieser Daten von der synthetischen Wasserstand-Abfluss-Beziehung lässt sich auch für den Unterpegel Rathenow durch die ausbaubedingte Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit erklären, von der im Bereich Rathenow ebenfalls die Niedrigwasserereignisse betroffen

sein dürften. Die gute Übereinstimmung der aus Dauerlinien erzeugten synthetischen Wasserstand-Abfluss-Beziehung mit der von 1909 oberhalb des Mittelwassers liefert einen weiteren Hinweis darauf.

Die gewässerkundlichen Hauptwerte weisen auch am Unterpegel Rathenow auf divergierende Ereignishäufigkeiten hin. So wird z.B. MNQ = 9,19 m³/s an ca. drei Tagen im Jahr unterschritten und MNW = 48 cm an 55 Tagen. Bei Mittelwasser verringert sich die Differenz allerdings bereits wesentlich stärker, als in Havelberg (MQ = 73,76 m³/s wird an 198 Tagen unterschritten, MW = 101 cm an 183 Tagen) und bei mittlerem Hochwasser ist sie auch hier am geringsten (MHQ = 157,2 m³/s wird an 349 Tagen unterschritten, MHW = 165 cm an 338 Tagen). Die Ursachen für diese Divergenzen sind, wie in Havelberg, im aktuellen Abflussverhalten der Havel zu suchen.

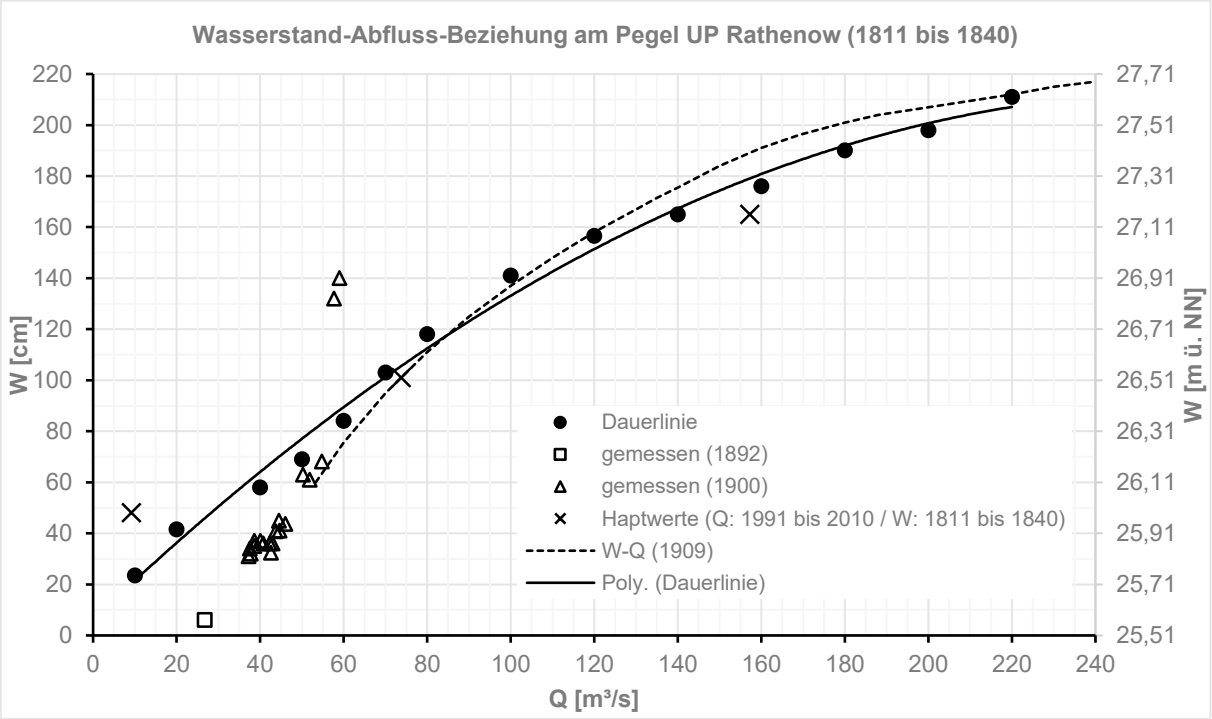


Abbildung 56: Synthetische Wasserstand-Abfluss-Beziehung für die Havel am Unterpegel Rathenow in der Zeit von 1811 bis 1840, Datengrundlage: Wasserstände aus MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN *(1842B), Abflüsse aus WSA* BRANDENBURG *(2017A), Messwert 1892 aus* KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG *(1898), Messwerte 1900 aus* VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM *(1903) und Wasserstand-Abfluss-Beziehung 1909 aus* VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN – KÖNIGLICHES WASSERBAUAMT RATHENOW *(1916)*

Die rekonstruierte Wasserstand-Abfluss-Beziehung bildet, trotz der Unsicherheiten, eine hinreichende Basis für die Bewertung des aktuellen Wasserhaushaltes im Bereich des Unterpegels Rathenow und sie kann auch als Eingangsgröße bezüglich der Querschnittsgeometrie verwendet werden.

Für die Aufstellung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie wird insbesondere die Wasserstand-Abfluss-Beziehung für den mittleren Abfluss und für den Zeitpunkt der Ausuferung benötigt. Es kann für MQ ≈ 73,8 m³/s ein W_{MQ} ≈ 103 cm und für die Ausuferung bei W_b ≈ 95 cm ein Q_b ≈ 65,9 m³/s (bei einer Ausuferungsdauer von ca. 197 Tagen) ermittelt werden. Beide Wertepaare liegen im Vertrauensbereich.

Bezüglich der Ausuferungssituation ist anzumerken, dass diese sich nur schwer rekonstruieren lässt, da landnutzungsbedingte Moorsackungen, anthropogen entstandene Uferverwallungen und Aufschüttungen zu erheblichen Änderungen der Geländeoberfläche in der Flussaue geführt haben. Der Ausuferungswasserstand von $W_b \approx 95$ cm am Unterpegel Rathenow wird deshalb zunächst aus VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) abgeleitet. Dort heißt es, dass nördlich von Rathenow bei MW bereits weite Wiesenflächen überflutet sind, und dass südlich von Havelberg bereits das SoMW über der Uferhöhe liegt. Unter Berücksichtigung der in der Abhandlung verwendeten Vergleichsbasis, die hydrologischen Jahre 1810 bis 1900, sind die Ausuferungswasserstände am Unterpegel Rathenow zwischen MW = 106 cm und SoMW = 87 cm zu suchen.

Weiterhin gibt VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) Aufschluss. Hier werden für die Vegetationsperiode schädigende Wasserstände am Unterpegel Rathenow zusammengefasst, bei denen es sich um einen Wasserstand handelt, ab dem die Wiesen entlang der Havel trockenfallen. Verschiedene Interessenvertreter geben Wasserstände zwischen 75 und 95 cm an, wobei die Angaben der Nutzer zwischen 85 und 95 cm und die des Magistrats der Stadt Rathenow zwischen 75 und 85 cm lagen. Im Mittel sind 85 cm angegeben worden. Da es sich bei VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) um eine Denkschrift handelt, in der politische Ziele definiert werden, dürfte der untere Grenzwert den Beginn der Vernässung in den Wiesen und der obere Grenzwert die Ausuferung, also den Beginn der Überströmung der Wiesen, kennzeichnen.

Die Funktion der synthetischen Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W = f(Q)$ kann „Poly. (Dauerlinie)“ in Abbildung 56 und für den in der Abbildung dargestellten Bereich zwischen 10 m³/s und 220 m³/s Tabelle A. 4 in Anhang A entnommen werden.

Zielparameter der Linienführung

Sohlengefälle I_{So}

Auf das Sohlengefälle im Untersuchungsgebiet wurde bereits weiter oben in diesem Kapitel eingegangen. Es wird davon ausgegangen, dass es vor den Ausbaumaßnahmen etwa dem Wasserspiegelgefälle bei nicht ausufernden Abflüssen entsprochen hat.

Eine Vermessung der Wasserspiegellage der Unteren Havel zwischen Rathenow und der Havelmündung aus den Jahren 1832 und 1879 kann VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) entnommen werden (siehe Abbildung A.1 und Tabelle A. 1 im Anhang A). Am Unterpegel Rathenow ist für die Nivellierung von 1832 ein Wasserstand von 58 cm vermerkt, für die Aufnahme von 1879 ein Wasserstand von 67 cm, womit den für diesen Zeitraum repräsentativen Messwerten in Abbildung 56 ein Abfluss von ca. 35 m³/s (1832) und 40 m³/s (1879) entnommen werden kann. Das Wasserspiegelgefälle beider Aufnahmen ähnelt sich im Untersuchungsgebiet, wobei das von 1879 gleichmäßiger ausfällt, was auf die Wirkung der ersten Regulierungsmaßnahmen zurückzuführen ist. Für die Untere Havel insgesamt weist der Wasserspiegellängsschnitt von 1879 ein Gefälle von 6,5 cm/km aus, für das Untersuchungsgebiet sind 5,52 cm/km angegeben.

Nach VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) sind, neben den weiter oben bereits erwähnten Abflussmessungen, im Jahr 1900 auch Messungen des örtlichen Wasserspiegelgefälles im Bereich des Pegels Albertsheim vorgenommen worden. Die Werte liegen zwischen 4,8 und 7,2 cm/km (je eine von elf Messungen), bei Abflüssen zwischen 35 und 59 m³/s. Häufig (bei sechs von elf Messungen) ist ein Gefälle zwischen 5,4 und 5,6 cm/km, insbesondere bei Abflüssen ab 40 m³/s, dokumentiert. Ein Gefälle zwischen 6,4 und 6,6 cm/km wurde dreimal erfasst. Dabei kann keine Abhängigkeit zwischen dem Gefälle und der Abflussmenge festgestellt werden, vielmehr prägen, offensichtlich abflussbedingte, Schwankungen des Wasserstandes die Situation. Die einzige dokumentierte Messung bei stagnierendem Wasserstand fand am 12.11.1900 am damaligen Stromkilometer 56,0, also am stromauf gelegenen Rand des Untersuchungsgebietes, statt. Sie ergab ein Gefälle des örtlichen Wasserspiegels von 5,6 cm/km, bei einem gemessenen Abfluss von 46,059 m³/s und einem Wasserstand am Unterpegel Rathenow von 25,950 m ü. NN (43,7 cm am Pegel).

Die zwischen 1830 und 1900 durchgeführten wasserbaulichen Maßnahmen haben ganz sicher auch zu Veränderungen der Sohlenlage geführt, so dass die Messungen von 1900 und voraussichtlich auch die von 1879 nicht die natürlichen Verhältnisse innerhalb des Untersuchungszeitraumes wiedergeben können. Allerdings wurde die durchgehende Stromregulierung erst Mitte der 1870er Jahre begonnen und der morphologische Nachlauf war 1879 ganz sicher noch nicht abgeschlossen. Die Vermessung von 1879 dürfte deshalb den naturnahen Verhältnissen zwischen 1811 und 1830 noch am nächsten kommen, was die Nivellierung von 1832 bestätigt. Sie wird deshalb hier verwendet.

$$I_{So} = 5{,}5 - 5{,}6\ cm/km$$

Wasserspiegelgefälle I_{Sp}

Zunächst sei auf die Ausführungen zum Sohlengefälle in diesem Kapitel, insbesondere auf die VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) entnommenen Messungen des Wasserspiegelgefälles, verwiesen.

Ergänzend soll eine Analyse des Wasserspiegelgefälles, unter Benutzung der Wasserstände der Pegel Havelberg Stadt und Unterpegel Rathenow von 1811 bis 1840, erfolgen.

Dazu werden zunächst die mittleren Wasserstände der Dekaden 1810 bis 1820, 1820 bis 1830 und 1830 bis 1840 betrachtet, die VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) entnommen werden können. Unter Benutzung der historischen Lauflänge zwischen den beiden Pegeln Unterpegel Rathenow und Havelberg Stadt (siehe dazu weiter oben in diesem Kapitel) kann man nach Gleichung (3.11) ermitteln:

$$I_{Sp} = \frac{\overline{dW}}{l_F} \approx \frac{\Delta W_{Pegel}}{l_{F_{Pegel}}} \approx \frac{\Delta W_{Pegel}}{48.605\ m}$$

Tabelle A. 5 in Anhang A fasst die Ergebnisse zusammen. Demnach lag das mittlere Wasserspiegelgefälle zwischen Unterpegel Rathenow und Pegel Havelberg Stadt innerhalb dieser Dekaden im Sommerhalbjahr zwischen 6,2 und 6,7 cm/km, im

Winterhalbjahr zwischen 5,4 und 5,9 cm/km und im Jahresdurchschnitt zwischen 5,8 und 6,3 cm/km.

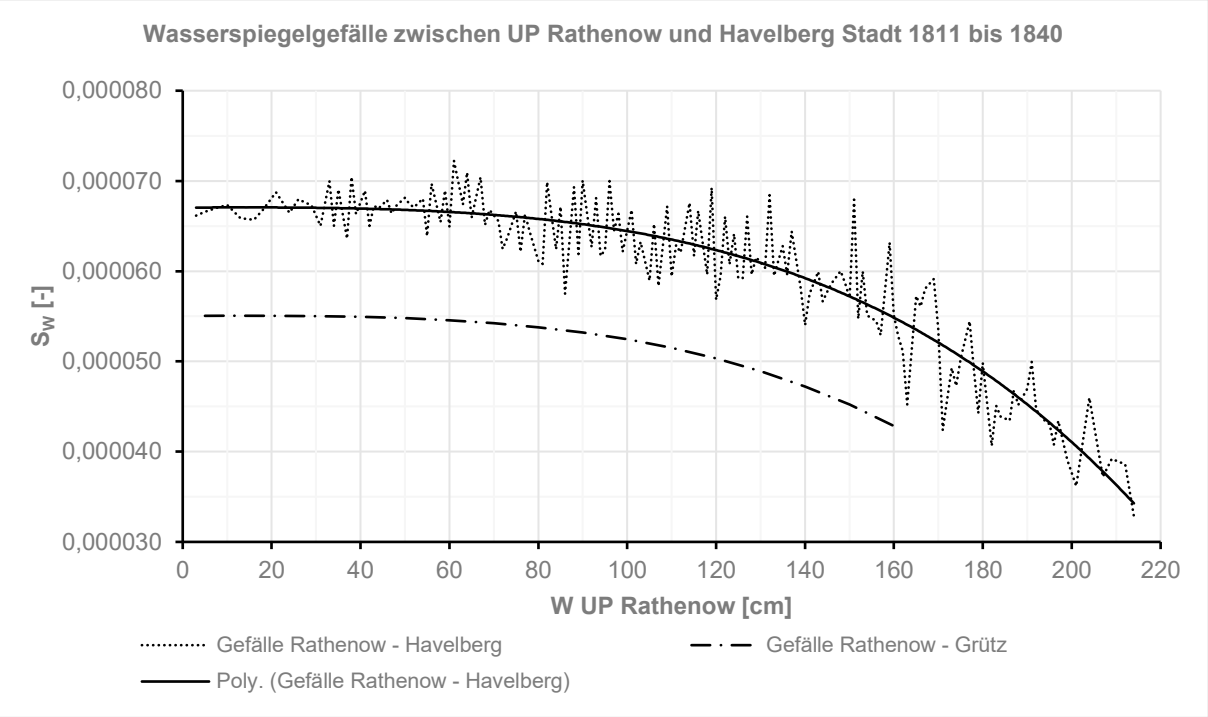


Abbildung 57: Beziehung zwischen dem Wasserspiegelgefälle des Abschnittes Unterpegel Rathenow – Havelberg Stadt und dem Wasserstand am Unterpegel Rathenow für die Zeit von 1811 bis 1840, Datengrundlage: Wasserstände aus MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842A, B) und WSA BRANDENBURG (2012)

Weiterhin wurde für alle vorhandenen Tageswerte zwischen 1811 und 1840, unter Berücksichtigung der weiter oben genannten Lauflänge, das Wasserspiegelgefälle zwischen Unterpegel Rathenow und Havelberg Stadt ermittelt und für jeden am Unterpegel Rathenow vorkommenden Wasserstand Mittelwerte berechnet. Das Ergebnis zeigt Abbildung 57. Die diesbezüglichen Werte „Gefälle Rathenow - Havelberg“ schwanken, was die weiter oben bereits erwähnte unterschiedliche Gefällesituation bei gleichem Wasserstand noch einmal verdeutlicht.

Betrachtet man nun in Abbildung 57 den Trend dieser Werte mit einer polynomischen Interpolation 4. Grades „Poly. (Gefälle Rathenow - Havelberg)“, die innerhalb des betrachteten Wertebereiches recht gut die mittleren Verhältnisse wiedergibt, kann man erkennen, dass sich das Wasserspiegelgefälle mit zunehmendem Wasserstand verringert. Die Werte für frei fließende Verhältnisse dürften etwa bis zum Wasserstand von ca. 160 cm repräsentativ sein. Demnach betrug das mittlere Wasserspiegelgefälle zwischen Unterpegel Rathenow und Pegel Havelberg Stadt in der Zeit von 1811 bis 1840 etwa 5,5 bis 6,7 cm/km, bei Mittelwasser lag es bei ca. 6,4 cm/km.

Das in VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) bei einem Wasserstand von 67 cm am Unterpegel Rathenow ermittelte Gesamtgefälle zwischen Rathenow und Havelberg von 6,5 cm/km liegt leicht unter dem in Abbildung 57 dargestellten Trend von 6,6 cm/km, etwa im Bereich der unteren Grenze der Messwerte, bei einem örtlich gemessenen Wasserspiegelgefälle im Untersuchungsgebiet von 5,52 cm/km.

Berücksichtigt man den in VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) dargestellten Gefälleverlauf zwischen Rathenow und Havelberg (siehe dazu Abbildung A.1 und Tabelle A. 1 in Anhang A) und die in VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903) dokumentierten Messungen innerhalb des Untersuchungsgebietes, die häufig ein Gefälle zwischen 5,4 cm/km und 5,6 cm/km bei Wasserständen von 36 bis 68 cm am Unterpegel Rathenow nahelegen, so ist das Wasserspiegelgefälle zwischen Rathenow und Grütz, insbesondere im Untersuchungsgebiet, ca. 1,1 cm/km unter dem Gesamtgefälle der Strecke Rathenow – Havelberg und damit auch unter dem in Abbildung 57 dargestellten Trend zu suchen. Streng genommen wird zwar nur der Bereich bis zu einem Abfluss von ca. 45 m³/s durch Messungen plausibilisiert, dennoch kann diese Annahme, insbesondere unter Berücksichtigung des Sohlengefälles im Untersuchungsgebiet, bei der weiteren Betrachtung zur Anwendung kommen.

Deshalb wird die Funktion des Wasserspiegelgefälles zwischen Unterpegel Rathenow und der unteren Grenze des Untersuchungsgebietes bei Stromkilometer 115 (aktuelle Kilometrierung) 1,1 cm unter „Poly. (Gefälle Rathenow - Havelberg)“ festgelegt (siehe „Gefälle Rathenow – Grütz“ in Abbildung 57). Die so erzeugte synthetische Funktion des Wasserspiegelgefälles zwischen Unterpegel Rathenow und Grütz in Abhängigkeit vom Wasserstand am Unterpegel Rathenow sowie die Stützstellen der polynomischen Interpolation 4. Grades „Poly. (Gefälle Rathenow - Havelberg)“ können Tabelle A. 6 im Anhang A entnommen werden.

Windungsgrad s

Der Windungsgrad wird gemäß Kapitel 3.2.4 berechnet. Setzt man die historische Lauflänge des Flusses im Untersuchungsabschnitt $l_{F_1} = 7.300\,m$ und die Tallänge $l_T = 5.200\,m$ in Gleichung (3.12) ein, erhält man den Windungsgrad.

$$s = \frac{7.300\,m}{5.200\,\mathrm{m}} \approx 1{,}4$$

Gerinnezahl n_G

Die Gerinnezahl wird ebenfalls gemäß Kapitel 3.2.4 berechnet. Das Ergebnis der Berechnung nach Formel (3.13) ist mit einem Gerinne innerhalb des Untersuchungsgebietes $n_{G_1} = 1$ und der historischen Lauflänge des Flusses $l_{F_1} = 7.300\,m$ trivial.

$$\mathrm{n_G} = \frac{7.300\,m \cdot 1}{7.300\,\mathrm{m}} = 1$$

Zielparameter der Querschnittsgeometrie

Wassertiefe h_b und Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ des Gerinnes

Ermittlung der Sedimentparameter d_m und k_s^g sowie der Sohlenrauheit k_s

Wie in Abbildung 43 dargestellt, sind zunächst der mittlere Korndurchmesser d_m nach Gleichung (2.30) und die Kornrauheit k_s^g nach Formel (2.32) zu ermitteln. Mit den Sedimentproben aus Tabelle A. 2 in Anhang A ergeben sich die Werte in Tabelle 13.

Tabelle 13: Mittlerer Kordurchmesser und Kornrauheit, Datengrundlage: NABU Institut für Fluss- und Auenökologie, Aufnahme durch Umwelt- und Agrarlabor GmbH Fehrbellin am 13.03.2015

Mischproben [Strkm]	d_m [mm]	k_s^g [m]
108,5	0,83	0,0025
108,5 113,0 und 114,5	0,64	0,0019

Weiterhin ist die Formrauheit der Sohle k_s^f nach Gleichung (2.34) zu ermitteln. Da Riffelstrukturen aufgrund der Rasterweite des DGM nicht erfasst wurden, entfällt die Ermittlung der Formrauheit der Riffel k_s^r nach Gleichung (2.35). Die Formrauheit der Sohle entspricht damit der Formrauheit der Dünen und lässt sich mit $h_d \approx 0{,}17\ m$ und $l_d \approx 15\ m$ nach Formel (2.36) bestimmen.

$$k_s^f = k_s^d = 0{,}77 \cdot 0{,}17\ m \cdot \left(1 - e^{-25\frac{0{,}17\ m}{15\ m}}\right) = 0{,}0323\ m$$

Die effektive Sohlenrauheit k_s ergibt sich für das Untersuchungsgebiet nach Gleichung (2.33), mit $k_s^g = 0{,}0019$ uns der Mischprobe für die gesamte Strecke.

$$k_s = 0{,}0323\ m + 0{,}0019\ m = 0{,}0342\ m\ (aktuell, aus\ Sohlstruktur)$$

Aufgrund der erheblichen Unsicherheiten bei der Erfassung der Sohlstruktur ist dieser Wert zu überprüfen. Dies soll zunächst für die aktuelle Situation erfolgen.

Am 29.07.2017 um 03:00:00 Uhr sind nach WSA BRANDENBURG (2017B) am Pegel Albertsheim bei $Q = 127{,}5\ m^3/s$, $I_{Sp} = 0{,}000069$ und $v = 0{,}721\ m/s$ gemessen worden. Alle Wehre zwischen Unterpegel Rathenow und der Havelmündung waren geöffnet und ein Rückstau der Elbe wirkte am Pegel Albertsheim nicht. Mit NABU (2016) kann für den gegebenen Wasserstand von $W = 25{,}703\ m$ ü. NHN eine Wasserspiegelbreite von $b_{Sp} = 65\ m$ und eine mittlere Tiefe $h = 2{,}72\ m$ gemessen werden. Dabei stimmt der aus NABU (2016) gemessene Abflussquerschnitt $A = 177\ m^2$ mit dem Quotienten aus Abfluss und Fließgeschwindigkeit überein. Über Gleichung (2.15) lässt sich die effektive Sohlenrauheit ermitteln.

$$k_s = 0{,}0332\ m\ (aktuell, aus\ Ereignis\ vom\ 29.07.2017)$$

Es kann eine gute Übereinstimmung beider Ergebnisse für den aktuellen Zustand festgestellt werden. Doch ist davon auszugehen, dass die natürlichen Gegebenheiten wesentlich rauer waren. Deshalb sollen an dieser Stelle auch die effektiven Sohlenrauheiten für die in VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN

POTSDAM (1898) dokumentierten Profile am alten Stromkilometer 55 aus den Jahren 1833, 1885 und 1894 (siehe dazu Abbildung A.2 in Anhang A) ermittelt werden.

Die in Tabelle 14 zusammengefassten Werte zeigen deutlich, dass die effektiven Sohlenrauheiten der historischen Havel größer waren, als heute, auch wenn man berücksichtigen muss, dass auch diese Werte mit erheblichen Unsicherheiten behaftet sind, denn die Arbeit stammt aus dem Jahr 1898 und es ist davon auszugehen, dass mindestens für das Profil von 1833 diverse Annahmen getroffen wurden.

Tabelle 14: Effektive Sohlenrauheit am historischen Stromkilometer 55 für die Profile aus den Jahren 1833, 1885 und 1894, Datengrundlage: VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898)

Datum / Zeit	I_{Sp} [-]	Q [m³/s]	v [m/s]	A [m²]	b_{Sp} [m]	h [m]	k_s [m]
1833	0,000059	53,2	0,451	118	70,5	1,67	0,0523
1885	0,000059	47,9	0,405	118	82	1,44	0,0549
1894	0,000062	54,2	0,479	113	65	1,74	0,0499

Im Rahmen dieser Fallstudie wird für die Aufstellung des Zielsystems die effektive Sohlenrauheit des historischen Profils von 1885 verwendet.

$$k_s = 0{,}0549\ m \approx 0{,}055\ m$$

Ermittlung von h_b und $b_{Sp,b}$ über gemittelte Abflussverhältnisse

Für die Bestimmung der mittleren Wassertiefe soll die Shields-Funktion aus ZANKE (2013) verwendet werden. Ihr Verlauf für mittlere Korndurchmesser $d_m = 0{,}4 - 1mm$ kann Abbildung A.12 in Anhang A entnommen werden. Die Werte für die Mischproben des Untersuchungsgebietes enthält Tabelle 15.

Tabelle 15: Kritische Schubspannung für die mittleren Korndurchmesser nach der Shields-Funktion aus ZANKE (2013)

Mischproben [Strkm]	d_m [mm]	τ_{crit} [N/m²]
108,5	0,83	0,443
108,5 113,0 und 114,5	0,64	0,388

Die mittlere Wassertiefe bei MQ h_{MQ} wird nach Gleichung (3.4) bestimmt. Es werden die Mischproben für den Stromkilometer 108,5 und für das gesamte Untersuchungsgebiet betrachtet, wobei für letztere der mittlere Korndurchmesser ±10% variiert wird. Eine Zusammenstellung der Eingangsparameter und der Ergebnisse enthält Tabelle 16. Bezüglich der verwendeten Konstanten g und ϱ_w wird auf Tabelle 8 verwiesen. Für den bordvollen Abfluss Q_b ergibt sich die Wassertiefe h_b nach Gleichung (3.5).

$$h_b = h_{MQ} - (103\ cm - 95\ cm) = h_{MQ} - 8\ cm$$

Die Wasserspiegelbreite bei bordvollem Abfluss $b_{Sp,b}$ wird mit Gleichung (3.6) berechnet. Es werden auch hier die drei unterschiedlichen Sedimentzusammensetzungen betrachtet. Eingangsparameter und Ergebnisse sind in Tabelle 17 enthalten. Bezüglich der verwendeten Konstanten g und κ wird wieder auf Tabelle 8 verwiesen.

Tabelle 16: Ermittlung der mittleren Wassertiefe bei Q_{MQ} und Q_b nach den Gleichungen (3.4) und (3.5)

Mischproben [Strkm]	d_m [mm]	τ_{crit} [N/m²]	k_s^g [m]	k_s [m]	$I_{Sp_{MQ}}$ [-]	h_{MQ} [m]	h_b [m]
108,5	0,83	0,443	0,0025	0,055	0,000053	1,95	1,87
108,5 113,0 und 114,5	0,64	0,389	0,0019	0,055	0,000053	1,82	1,74
108,5 113,0 und 114,5 -10%	0,58	0,373	0,0017	0,055	0,000053	1,79	1,71
108,5 113,0 und 114,5 +10%	0,70	0,403	0,0021	0,055	0,000053	1,85	1,77

Tabelle 17: Ermittlung der Wasserspiegelbreite bei Q_{MQ} und Q_b nach Gleichung (3.6)

Mischproben [Strkm]	Q_b [m³/s]	k_s [m]	I_{Sp_b} [-]	h_b [m]	$b_{Sp,b}$ [m]
108,5	65,9	0,055	0,000054	1,87	76,4
108,5 113,0 und 114,5	65,9	0,055	0,000054	1,74	86,1
108,5 113,0 und 114,5 -10%	65,9	0,055	0,000054	1,71	88,7
108,5 113,0 und 114,5 +10%	65,9	0,055	0,000054	1,77	83,7

Ermittlung von h_b und $b_{Sp,b}$ über die Wasserstand-Abfluss-Beziehung

Für die Ermittlung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie über das Gleichungssystem (3.7) werden auf einem repräsentativen Abschnitt der Wasserstand-Abfluss-Beziehung im Bereich des bordvollen Abflusses zwei interpolierte Wertepaare Q_i / W_i benötigt. Im Rahmen der Fallstudie werden dazu die drei in Abbildung 58 dargestellten Abschnitte $W1 = 68 - 95\,cm$, $W2 = 73 - 105\,cm$ und $W3 = 68 - 105\,cm$, bezogen auf den Unterpegel Rathenow, untersucht.

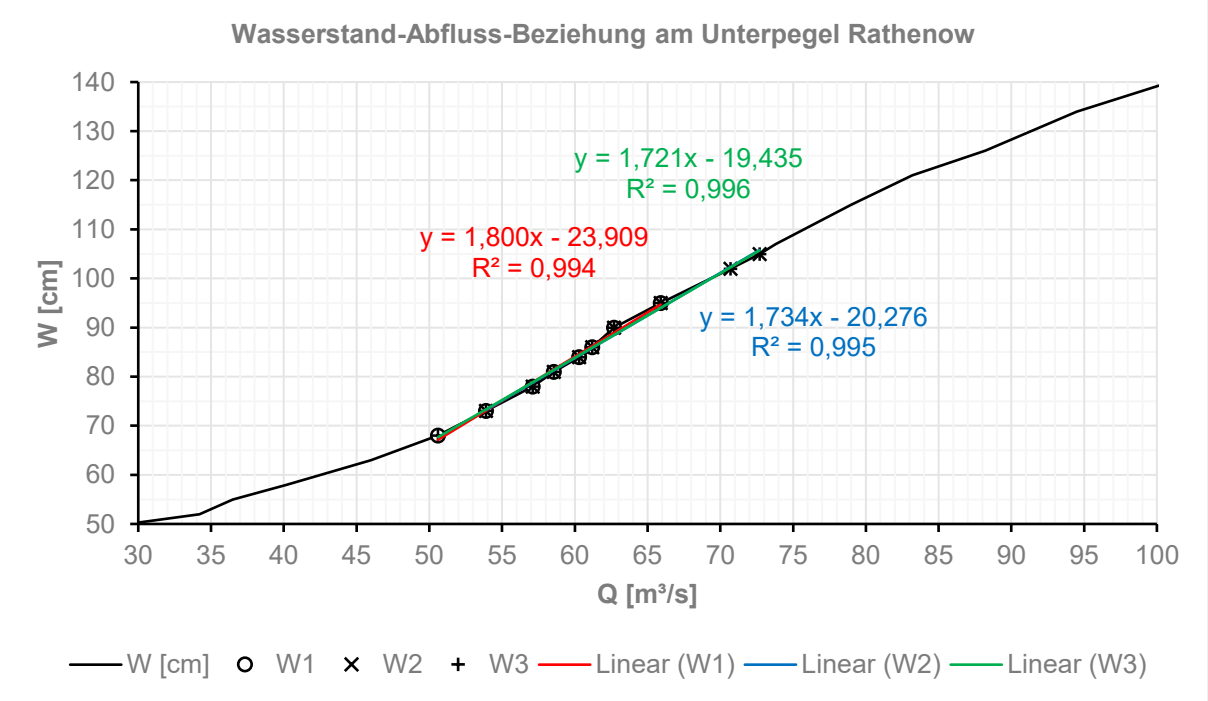


Abbildung 58: Interpolierte Abschnitte der Wasserstand-Abfluss-Beziehung für die Havel, bezogen auf den Unterpegel Rathenow, Datengrundlage: Wasserstände aus MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842B), Abflüsse aus WSA BRANDENBURG (2017A)

Wie man dem jeweiligen Bestimmtheitsmaß entnehmen kann, nimmt am Unterpegel Rathenow die Qualität der Interpolation mit der Länge des interpolierten Abschnittes zu.

Die Abbildung zeigt aber auch, dass der Abschnitt „W3“ den repräsentativen Bereich bereits weitgehend ausnutzt.

In Tabelle 18 sind Eingangsparameter und Ergebnisse zusammengefasst. Die verwendeten Konstanten g und κ sind Tabelle 8 zu entnehmen.

Tabelle 18: Ermittlung der mittleren Wassertiefe und Wasserspiegelbreite bei Q_b nach Gleichungssystem (3.7)

W Unterpegel Rathenow [cm]	Q_2 [m³/s]	$W_b - W_2$ interpoliert [cm]	k_s [m]	I_{Sp_b} [-]	h_b [m]	$b_{Sp,b}$ [m]
W1 (68 – 95)	50,6	27,53	0,055	0,000054	1,88	75,7
W2 (73 – 105)	53,9	20,81	0,055	0,000054	1,83	78,9
W3 (68 – 105)	50,6	26,34	0,055	0,000054	1,80	81,4

Bewertung der Ergebnisse aus beiden Verfahren

Die ermittelte Querschnittsgeometrie des bordvollen Zustandes für die sechs sich auf das gesamte Untersuchungsgebiet beziehenden Fälle kann Abbildung 59 entnommen werden. Es wird deutlich, dass die Bestimmung der Profilgeometrie über die Wasserstand-Abfluss-Beziehung jeweils etwas tiefere und schmalere Profile ergibt. Dabei liegt die mit dem Gleichungssystem (3.7) berechnete Geometrie mit der besten Interpolation „W-Q (W3) der über die Gleichungen (3.4) bis (3.6) gefundenen Querschnittsgeometrie des Gerinnes am nächsten.

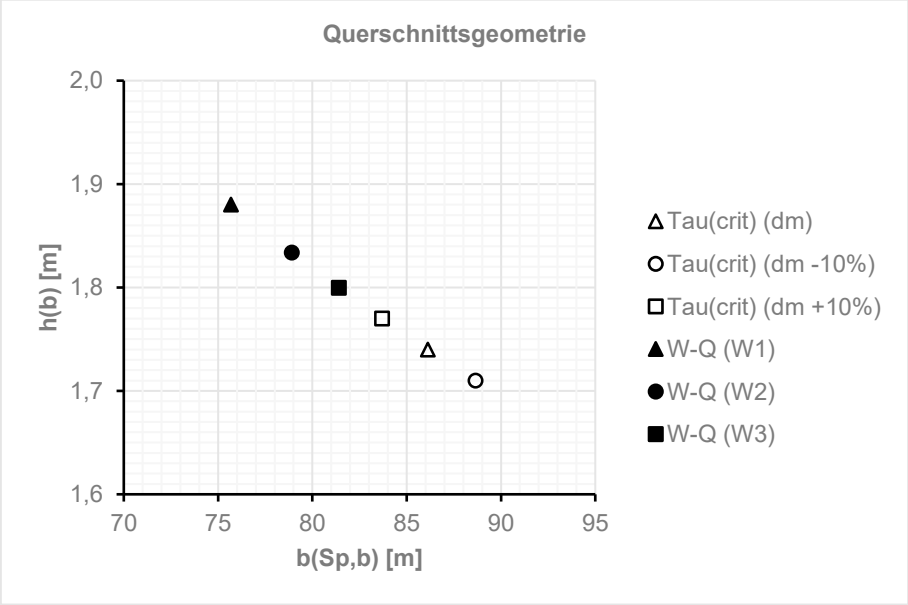


Abbildung 59: Über gemittelte Abflussverhältnisse und die Wasserstand-Abfluss-Beziehung ermittelten Zielparameter der Qerschnittsgeometrie des Gerinnes aus Tabelle 17 und Tabelle 18

Berechnet man für jede Querschnittsgeometrie die Monatsmittelwerte der Sohlenschubspannung und bildet daraus wiederum den Mittelwert, wie in Kapitel 3.2.3 erläutert (siehe dazu Abbildung 36), erhält man die den gemittelten Abflussverhältnissen zugehörige gemittelte Sohlenschubspannung, wie sie Abbildung 60 entnommen werden kann. Die Werte für die gemittelte Sohlenschubspannung bewegen sich zwischen 0,36 N/m² und 0,41 N/m² und liegen damit etwa im Variationsbereich der kritischen Schubspannung für d_m = 0,64 mm ±10% von 0,37 N/m² bis 0,40 N/m².

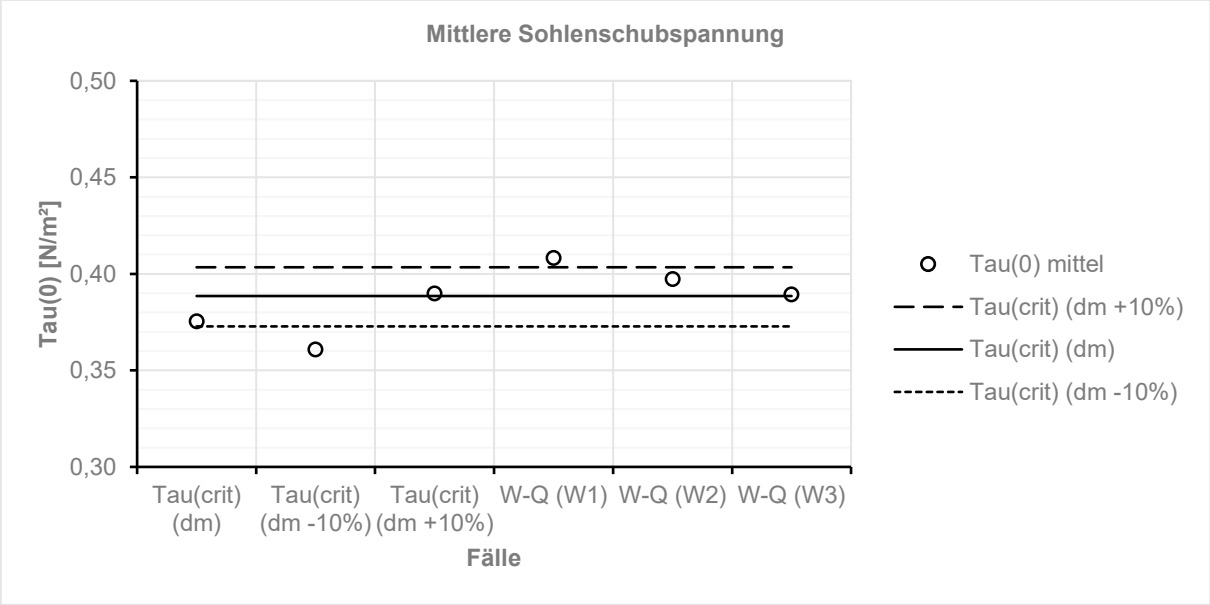


Abbildung 60: Jährliche mittlere Sohlenschubspannung der Qerschnittsgeometrie des Gerinnes aus Tabelle 17 und Tabelle 18, in Bezug zur kritischen Schubspannung des mittleren Korndurchmessers im Untersuchungsgebiet

Die mittlere Fließgeschwindigkeit der betrachteten Fälle nimmt bei mittlerem Abfluss MQ Werte zwischen 0,45 m/s bei „Tau(crit) (d_m -10%)“ und 0,47 m/s bei „W-Q (W1)“ an, divergiert also nur um ca. 5%. Dies ist ein weiteres Indiz für die Plausibilität der Herangehensweise.

Überprüfung in der Praxis

Die Ergebnisse bezüglich der bordvollen Wassertiefe h_b sollen mit den mittleren relativen Wasserstiefen der historischen Profile von 1833 und 1885 am Stromkilometer 108,95 oder 55 (alte Kilometrierung) aus VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) verglichen werden. Der Bezugswasserstand der Aufnahme ist mit +70 cm am Unterpegel Rathenow angegeben, weshalb für den Vergleich mit dem bordvollen Wasserstand von 95 cm zur mittleren Wassertiefe noch 25 cm hinzuaddiert werden müssen. Der Effekt, dass bei höheren Bezugswasserständen aufgrund der Böschungsneigung die mittlere Wassertiefe nicht linear zunimmt, wird an dieser Stelle vernachlässigt. Den Vergleich fasst Tabelle 19 zusammen.

Tabelle 19: Vergleich der errechneten Wassertiefe am Stromkilometer 108,95 mit denen der historischen Profile von 1833 und 1885, Datengrundlage: VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898)

Profil [Strkm 108,95]	W Unterpegel Rathenow [cm]	h bei W Unterpegel Rathenow [m]	h_b [m]
berechnet, (3.4) bis (3.6)	95	1,87	1,87
berechnet W3, (3.7)	95	1,80	1,80
1833	70	1,67	1,92
1885	70	1,44	1,69

Der Vergleich in Tabelle 19 macht deutlich, dass die Sohlenhöhen der historischen Profile, am ehemaligen Stromkilometer 55 eine sehr gute Übereinstimmung mit dem der berechneten Profile zeigen. Die Abweichungen der aus den gemittelten Abflussverhältnissen ermittelten zum Profil von 1833 betragen ca. -3% und zum Profil

von 1885 etwa +11%. Die Abweichungen der aus der Wasserstand-Abfluss-Beziehung berechneten zum Profil von 1833 betragen ca. -6% und zum Profil von 1885 etwa +7%.

Die Ergebnisse bezüglich der Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ sollen ebenfalls mit den Wasserspiegelbreiten der historischen Profile von 1833 und 1885 verglichen werden. Auch hier wird die zunehmende Wasserspiegelbreite bei höheren Wasserständen nicht berücksichtigt. Die Zusammenfassung ist in Tabelle 20 zu finden.

Tabelle 20: Vergleich der errechneten Wasserspiegelbreite am Stromkilometer 108,95 mit denen der historischen Profile von 1833 und 1885 bei einem etwas niedrigeren Wasserstand, Datengrundlage: VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898)

Profil [Strkm 108,95]	$b_{Sp,b}$ [m]
berechnet, (3.4) bis (3.6)	76,4
berechnet W3, (3.7)	81,4
1833	70,5
1885	82

Der Vergleich in Tabelle 20 zeigt, dass auch die Wasserspiegelbreiten der historischen Profile eine gute Übereinstimmung mit dem der berechneten Profile aufweisen. Die Abweichungen der aus den gemittelten Abflussverhältnissen ermittelten zum Profil von 1833 betragen ca. +8% und zum Profil von 1885 etwa -7%. Die Abweichungen der aus der Wasserstand-Abfluss-Beziehung berechneten zum Profil von 1833 betragen ca. +15% und zum Profil von 1885 etwa -1%.

In VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) sind zwei weitere Profile für das Jahr 1833 zwischen Rathenow und Grütz dokumentiert, die im Rahmen dieser Arbeit aber nicht näher betrachtet werden sollen, weil sie im Bereich der südlich an das Untersuchungsgebiet anschließenden Stromverzweigung der Rathenower Stremme liegen und damit die Abflussmengen nicht genau rekonstruiert werden können. Das Profil am ehemaligen Stromkilometer 60, gelegen in einer sehr starken Krümmung, wies bei bordvollem Abfluss, ohne Berücksichtigung der nichtlinearen Zunahme der mittleren Wassertiefe und der Wasserspiegelbreite bei höheren Wasserständen, eine mittlere Wassertiefe von ca. 2,36 m aus, bei einer Wasserspiegelbreite von 58 m. Das Profil am ehemaligen Stromkilometer 59, einem Bereich mit nur leicht gekrümmtem Verlauf, hatte dagegen eine mittlere Wassertiefe von 1,38 m, bei einer Wasserspiegelbreite von 84 m. Damit wird die Variationsbreite der Querschnittsgeometrie deutlich.

Die Sohlenhöhe des linksseitigen Altarmes bei Stromkilometer 111,0 (nach 3.195 m Lauflänge) liegt im Mittel bei 24,15 m ü. NHN und h_b ist 1,86 m. Wegen der räumlichen Nähe ist dieser Wert mit den Ergebnissen in Tabelle 19 zu vergleichen. Es gibt eine gute Übereinstimmung, sowohl mit den berechneten Werten, als auch mit den historischen Profilen, weshalb die aktuelle Sohlenhöhe des Altarms als Referenz verwendet werden kann.

Schlussfolgerungen

Die bordvolle Wassertiefe h_b der idealisierten Gerinne variiert zwischen 1,71 m und 1,88 m und die Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ zwischen 89 m und 76 m. Vergleicht man die berechneten Ergebnisse mit den Vermessungsdaten der historischen Profile und der

vermessenen Altarmsohle, kann festgestellt werden, dass beide Verfahren zur Ermittlung der Querschnittsgeometrie für die Fallstudie Untere Havel ähnliche und plausible Ergebnisse liefern. Die Zielparameter werden wie folgt festgelegt:

$$h_b = 1{,}70 - 1{,}80\ m\ (\overline{h_b} = 1{,}75\ m) \qquad b_{Sp,b} = 90 - 80\ m\ (\overline{b_{Sp,b}} = 85\ m)$$

Hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$

Die hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue wird mit Gleichung (3.8) berechnet. Dabei ist vorzugehen, wie in Kapitel 3.2.3 beschrieben. Die Betrachtung erfolgt zunächst exemplarisch für ein Hochwasser mit einer Unterschreitungswahrscheinlichkeit von 364 Tagen, mit $Q = 209\ m^3/s$ (siehe dazu Abbildung 55) und $W = 204\ cm$ am Unterpegel Rathenow (siehe Tabelle A. 4 in Anhang A).

Das Wasserspiegelgefälle wird mit $I_{Sp} = 4\ cm/km$ festgelegt (siehe dazu Abbildung 57) und repräsentiert die Verhältnisse für den Abschnitt Rathenow – Havelberg. Das Talbodengefälle kann für die Untere Havel im Untersuchungsgebiet heute nicht mehr über Gleichung (2.31) ermittelt werden, weil, wie weiter oben bereits ausgeführt, anthropogene Veränderungen zu erheblichen, für den Naturraum untypische, Reliefänderungen geführt haben. Hilfsweise wird als Höhenunterschied die Wasserspiegeldifferenz herangezogen:

$$I_T = \frac{I_{Sp} \cdot l_{F_1}}{l_T} = \frac{0{,}00004 \cdot 7.300m}{5.300\ m} = 0{,}000055$$

Der Rauheitsbeiwert für die Aue wird nach MARTIN UND POHL ET AL. (2000) mit $k_s = 0{,}3\ m$ für die weitestgehend als Grünland genutzte Havelniederung relativ rau bestimmt. Er wird gewählt, weil er zu einer großen hydrologisch bedingten Auenbreite führt.

Für das Gerinne werden die weiter oben ermittelten Werte $h_b = 1{,}75\ m$ und $b_{Sp,b} = 85\ m$ sowie der Rauheitsbeiwert für das Gewässerbett $k_s = 0{,}055$ verwendet.

Die Wassertiefen in der Aue ermittelt man durch Subtraktion der Sohlenhöhe oder der Auenhöhe vom Wasserstand des jeweiligen Ereignisses. Die Auenhöhe entspricht hier etwa dem Ausuferungswasserstand von 95 cm, da das Gelände sehr eben ist, dennoch wird die durchschnittliche Höhe mit 100 cm angenommen, etwa 5 cm unter dem MW. Somit ergibt sich für die Aue: $h_{209_A} = 204\ cm - 100\ cm = 104\ cm$. Für das Gerinne berechnet sich: $h_{209_G} = 204\ cm - 95\ cm + 175\ cm = 284\ cm$.

Die Konstanten können Tabelle 8 entnommen werden. Das Ergebnis fasst Tabelle 21 zusammen.

Tabelle 21: Ermittlung der hydrologisch bedingten Mindestbreite der Aue bei $Q = 209\ m^3/s$, für die mittleren Korndurchmesser an Stromkilometer 108,5, 113,0 und 114,5, nach Gleichung (3.8)

Ereignis			Gerinne			Aue					
Q [m³/s]	W [cm]	k_s [m]	I_{Sp} [-]	h_{209} [m]	$b_{Sp,b}$	Q [m³/s]	k_s [m]	I_T [-]	h_{209} [m]	Q [m³/s]	$b_{Sp,209}$ [m]
209	204	0,055	0,00004	2,84	85	126	0,3	0,000055	1,04	83	371

Das Gerinne führt bei dem Ereignis einen Abfluss von ca. 126 m³/s. In der Aue fließen 83 m³/s, wofür eine Breite von 371 m benötigt wird.

Abschließend soll noch ein Extremfall betrachtet werden. Das höchste Hochwasserereignis, welches zwischen 1951 und 2016 am Pegel Albertsheim gemessen wurde, datiert auf den 29.01.2011. Es hatte einen Abfluss von 247 m³/s (WSA BRANDENBURG (2017A)). In WSA BRANDENBURG (2015) werden außerdem für die Reihe 1967 bis 2010 das HQ_{100} = 269 m³/s, bei HW_{100} = 27,77 m ü. NHN und ein schifffahrtstechnisches Bemessungshochwasser mit Q = 310 m³/s, bei W = 27,80 m ü. NHN ≈ 27,81 m ü. NN (entspricht 230 cm + 25,51 m ü. NN) angegeben. Der hier betrachtete Extremfall soll das größte der drei Ereignisse berücksichtigen, das schifffahrtstechnische Bemessungshochwasser. Das Ergebnis ist Tabelle 22 zu entnehmen.

Tabelle 22: Ermittlung der hydrologisch bedingten Mindestbreite der Aue bei $Q = 310\ m^3/s$, für die mittleren Korndurchmesser an Stromkilometer 108,5, 113,0 und 114,5, nach Gleichung (3.8)

Ereignis		Gerinne				Aue					
Q [m³/s]	W [cm]	k_s [m]	I_{Sp} [-]	h_{310} [m]	$b_{Sp,b}$	Q [m³/s]	k_s [m]	I_T [-]	h_{310} [m]	Q [m³/s]	$b_{Sp,310}$ [m]
310	230	0,055	0,00004	3,10	85	146	0,3	0,000055	1,30	164	495

Das Gerinne führt bei diesem Extremereignis einen Abfluss von ca. 146 m³/s, die Aue etwa 164 m³/s. Dafür wird eine Auenbreite von 495 m benötigt. Die hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue ergibt sich daraus. Da das Flussbett auch in der Aue liegt, muss seine Breite zur errechneten Auenbreite hinzuaddiert werden.

$$b_{A,h} = 85\ m + 495\ m = 580\ m$$

Retentionsvolumen V_{R_n}

Die Talbreite der Unteren Havel im Untersuchungsgebiet liegt zwischen 700 m und mehr als 1.200 m. Dies kann den Erläuterungen zur Mäandergürtelbreite weiter oben in diesem Kapitel entnommen werden. Damit ist die Talbreite deutlich größer als die hydrologisch bedingte Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$. Ein zusätzliches Retentionsvolumen wird aus diesem Grunde nicht benötigt.

$$V_{R_n} = 0\ m^3$$

Zielparameter der Anpassungsprozesse

Änderung des Sedimenttransports dQ_S

Die Änderung des Sedimenttransports kann nach Kapitel 3.2.5 bestimmt werden.

Wie weiter oben in diesem Kapitel bereits ausführlich dargestellt, sind für das Untersuchungsgebiet keine Daten zum Sedimenttransport im natürlichen Zustand vorhanden, womit Gleichung (3.14) nicht genutzt werden kann. Auch reduzieren sich die Angaben zur Sohlenänderung innerhalb des Untersuchungsgebietes auf zwei Aufnahmezeitpunkte (1833 und 1885) für ein Profil (Stromkilometer 108,95) aus

VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898). Das Profil kann Abbildung A.2 und Abbildung A.5 im Anhang A entnommen werden.

Zur Analyse dieser spärlichen Daten kann lediglich Gleichung (3.15) in auf die Querschnittsfläche reduzierte Form ($\Delta x \to 0$) zur Anwendung kommen.

Mit einem Abflussquerschnitt von $A = 118\,m^2$ im Jahr 1833 und $A = 118{,}3\,m^2$ im Jahr 1885 ergibt sich:

$$\Delta A = \sum \frac{\Delta y \cdot \Delta z}{\Delta t} = \frac{\Delta A}{\Delta t} = \frac{118\,m^2 - 118{,}3 m^2}{1885 - 1833} = \frac{-0{,}3\,m^2}{52\,Jahre} \approx 0\,m^2/Jahr$$

Dabei hob sich die Sohle des Gerinnes im Mittel um ca. 23 cm an und die Breite erhöhte sich um 11,5 m. Die Bilanz des Auf- und Abtrages kann Abbildung A.10 in Anhang A entnommen werden.

Wie ebenfalls weiter oben in diesem Kapitel erörtert, konnte am Stromkilometer 87,45, außerhalb des Untersuchungsgebietes, ein weiteres Querprofil ausgewertet werden. Zwischen 1832 und 1845 erhöhte sich die Sohle um durchschnittlich 14 cm, wobei sich die Gewässerbreite um 10 m erhöhte (siehe dazu Abbildung A.11 in Anhang A). Der Abflussquerschnitt vergrößerte sich dabei um 1,7 m².

Auch wenn die hier aufgezeigten Veränderungen der Gewässersohle voraussichtlich anthropogenen Ursprungs sind (siehe dazu weiter oben in diesem Kapitel), wird doch deutlich, dass Störungen in der naturnahen Havel nicht nur durch vertikale Sohländerungen ausgeglichen wurden, sondern stets auch in der horizontalen Richtung. Analysiert man hingegen in VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) die bisher nicht näher betrachteten Sohländerungen nach der Regulierung durch beidseitige Strombettfixierung und Breitenreduzierung, kann man feststellen, dass immer eine Sohleintiefung folgte, was auch zu erwarten war.

Für das Verhalten der natürlichen Unteren Havel innerhalb der hier zu betrachtenden Zeitskala von ca. 50 bis 200 Jahren wird ein im Mittel gleichbleibender jährlicher Sedimenttransport angenommen, wobei die Sohlenhöhe um einen sich idealerweise nicht ändernden Mittelwert variiert, aber eine seitliche Verlagerung erfolgt.

$$\overline{dQ_S} \to 0 \begin{cases} \overline{dy(t)} \neq 0 \\ \overline{dz(t)} \to 0 \end{cases}$$

Morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$

Die morphologisch bedingte Mindestbreite der Aue errechnet sich nach Formel (3.16). Da es nur einen Mäandergürtel gibt, entspricht die morphologisch begründete Mindestbreite der Aue jeweils dessen maximaler Breite.

In Teilen des Untersuchungsgebietes wird der Mäandergürtel vom Talrand begrenzt, dieser Fall wird durch die Bildung von Abschnitten berücksichtigt. Tabelle 23 zeigt das Ergebnis.

Tabelle 23: Morphologisch bedingte Mindestbreite der Aue, Datengrundlage: PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) und NABU (2016)

Abschnitt [Strkm]	b_{M_1} [m]	Talbreite [m]	$b_{A,m}$ [m]
108	1.200	700	700
109	1.200	900	900
110	1.200	900	900
111	1.200	1.600	1.200
112	1.200	1.100	1.100
113	1.200	1.100	1.100
114	1.200	> 1.200	1.200
115	1.200	> 1.200	1.200

Mindestbreite der Aue b_A

Da die morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ im gesamten Untersuchungsgebiet breiter ist, als die hydrologisch begründete Mindestbreite $b_{A,h}$, ergibt sich $b_A = b_{A,m}$. Das Ergebnis ist in Tabelle 24 dargestellt.

Tabelle 24: Mindestbreite der Aue, Datengrundlage: PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) und NABU (2016)

Abschnitt [Strkm]	$b_{A,h}$ [m]	$b_{A,m}$ [m]	b_A [m]
108	580	700	700
109	580	900	900
110	580	900	900
111	580	1.200	1.200
112	580	1.100	1.100
113	580	1.100	1.100
114	580	1.200	1.200
115	580	1.200	1.200

Zielparameter des Energiehaushaltes

Spezifische Flussleistung des Gerinnes ω_G

Die spezifische Flussleistung des Gerinnes wird mit Gleichung (3.1) berechnet. Dabei ist die Gerinnebreite bei angenommenem Rechteckprofil eine unveränderliche Größe, das Wasserspiegelgefälle hingegen ändert sich im Untersuchungsgebiet mit dem Abfluss (siehe dazu Tabelle A. 6 in Anhang A).

Tabelle 25: Natürliche spezifische Flussleistung für das Gerinne der Unteren Havel aus der Mischprobe für die Stromkilometer 108, 113,0 und 114,5 nach Gleichung (3.1)

Fall	Q_{gesamt} [m³/s]	Gerinne $b_{Sp,b}$ [m]	Gerinne I_{Sp} [m³/s]	$Q_{Gerinne}$ [m³/s]	ω_G [W/m²]
Q_B	65	85	0,000054	65	0,40
MQ	74	85	0,000053	72	0,44
MHQ	157	85	0,000040	108	0,50
$Q_{1Tag/Jahr}$	209	85	0,000040	126	0,58
BHQ	310	85	0,000040	146	0,67

Die Ermittlung der Flussleistung soll für das Gerinne aus der Mischprobe für die Stromkilometer 108, 113,0 und 114,5 erfolgen. Dabei werden die Fälle des bordvollen und des mittleren Abflusses sowie die Fälle einer Unterschreitungswahrscheinlichkeit von

364 Tagen und des Bemessungshochwassers betrachtet. Die Konstanten sind Tabelle 8 zu entnehmen.

Das Ergebnis ist in Tabelle 25 zusammengestellt, eine graphische Darstellung zeigt Abbildung 61.

Spezifische Flussleistung der Aue ω_A

Die spezifische Flussleistung für die Aue wird mit Gleichung (3.2) berechnet. Dabei ist die Breite von 615 m die Auenbreite (700 m), abzüglich der Breite des Gerinnes (85 m) und das Wasserspiegelgefälle entspricht dem weiter oben definierten Talbodengefälle $I_T = 0{,}000055$.

Tabelle 26: Natürliche spezifische Flussleistung für die schmale Aue der Unteren Havel zwischen Stromkilometer 108 und 115 nach Gleichung (3.2)

Fall	Q_{gesamt} [m³/s]	Aue $b_A - b_{Sp,b}$ [m]	Aue I_T [m³/s]	Q_{Aue} [m³/s]	ω_A [W/m²]
Q_B	65	615	0,000055	0	0,00
MQ	74	615	0,000055	2	0,00
MHQ	157	615	0,000055	49	0,04
$Q_{1Tag/Jahr}$	209	615	0,000055	83	0,07
BHQ	310	615	0,000055	164	0,14

Die Ermittlung der Flussleistung soll für den ungünstigsten Fall, die schmalen Bereiche der Aue, erfolgen. Wegen der Linearität der Beziehung kann eine Ableitung der Parameter für die breite Aue leicht erfolgen. Auch hier werden wieder die Fälle des bordvollen und des mittleren Abflusses sowie die Fälle einer Unterschreitungswahrscheinlichkeit von 364 Tagen und des Bemessungshochwassers betrachtet. Die Konstanten sind Tabelle 8 zu entnehmen.

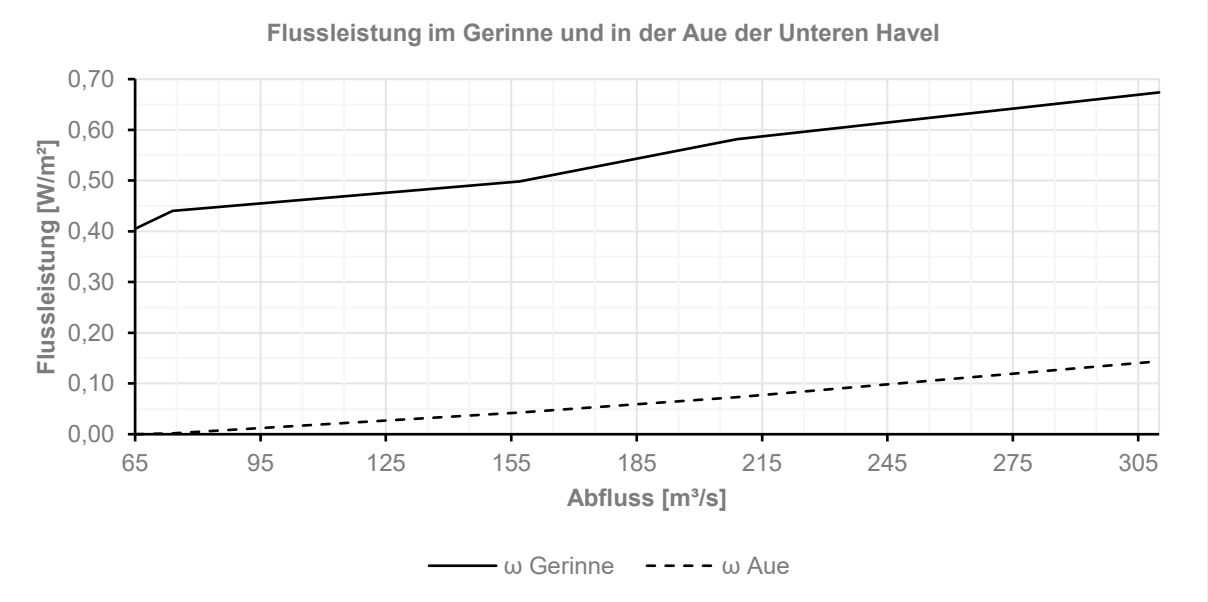


Abbildung 61: Natürliche spezifische Flussleistung im Gerinne und im schmalsten Bereich der Aue der Unteren Havel zwischen Stromkilometer 108 und 115 nach den Gleichungen (3.1) und (3.2)

Das Ergebnis zeigt Tabelle 26 in zusammengefasster Form, eine graphische Darstellung kann Abbildung 61 entnommen werden.

Eine Zusammenfassung aller ermittelten Zielparameter enthält Tabelle 27.

Tabelle 27: Zusammenfassung der innerhalb der Fallstudie Untere Havel ermittelten Zielparameter

Größe	Zielparameter	Formel	Wert
$W(Q)$	Hydrologie	3.3	siehe Abbildung 56 und Tabelle A. 4
I_{So}	Linienführung	3.10	5,5 – 5,6 cm/km
I_{Sp}	Linienführung	3.11	siehe Abbildung 57 und Tabelle A. 6
s	Linienführung	3.12	1,4
n_G	Linienführung	3.13	1
h_b	Querschnittsgeometrie	(3.4), 3.5, 3.7	1,70 – 1,80 m ($\overline{h_b}$ = 1,75 m)
$b_{Sp,b}$	Querschnittsgeometrie	3.6, 3.7	90 – 80 m ($\overline{b_{Sp,b}}$ = 85 m) → ($b_{Sp,b}$ ↑ bei h_b ↓)
$b_{A,h}$	Querschnittsgeometrie	3.8	580 m
V_{R_n}	Querschnittsgeometrie	3.9	0 m³
dQ_S	Anpassungsprozesse	3.14, 3.15	$\overline{dQ_S} \to 0$ / $\overline{dy(t)} \neq 0$ / $\overline{dz(t)} \to 0$
$b_{A,m}$	Anpassungsprozesse	3.16	siehe Tabelle 23
b_A	Anpassungsprozesse	3.17	siehe Tabelle 24
ω_G	Energiehaushalt	3.1	siehe Abbildung 61 und Tabelle 25
ω_A	Energiehaushalt	3.2	siehe Abbildung 61 und Tabelle 26

5.2.3 Ableitung einer Entwicklungsstrategie

Das Vorgehen bei der Ableitung einer Entwicklungsstrategie kann Kapitel 4 entnommen werden. Demnach bilden die Zielparameter der Hydrologie und des Energiehaushaltes die Basis für Anpassungen der Gewässergeometrie und die notwendigen Rahmenbedingungen bezüglich der Anpassungsprozesse.

In unserer Fallstudie sollen für das Untersuchungsgebiet die Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W(Q)$ gemäß Abbildung 56 und Tabelle A. 4 in Anhang A sowie die Flussleistung für das Gerinne ω_G und die Aue ω_A nach Abbildung 61 oder Tabelle 25 und Tabelle 26 erreicht werden. Damit gilt es nun auch, den Zielparametern für Linienführung, Querschnittsgeometrie und Anpassungsfähigkeit gemäß Tabelle 27 möglichst nahe zu kommen.

Defizitanalyse:

Zunächst sind die vorhandenen Defizite zu ermitteln, wobei folgende Grundannahmen getroffen werden:

- Die Havel stromauf und stromab des Untersuchungsgebietes wird als im Zielzustand befindlich angenommen.
- Bei einer Renaturierung stellt sich die effektive Sohlenrauheit zeitnah wieder in der historischen Größenordnung von $k_s = 0{,}055\ m$ ein.
- Die Siebkorncharakteristik ändert sich durch die Entwicklungsmaßnahmen nicht wesentlich (siehe dazu Tabelle A. 2 in Anhang A).
- Die aktuelle Abflusscharakteristik wird mindestens mittelfristig als repräsentativ angenommen. Auf die anthropogenen Einflüsse im Einzugsgebiet der Havel und deren Wirkung auf das Abflussverhalten wurde bereits in den Kapiteln 3.2.2 und 5.2.2 eingegangen.

Aktuelle Linienführung

Lauflänge l_F

Die aktuelle Fließlänge der Havel im Untersuchungsgebiet kann z.B. mittels Digitalisierung der Strommittenlinie der DBWK aus WSA BRANDENBURG (2007) ermittelt werden. Die so gemessene Länge entspricht der in der Karte eingetragenen Kilometrierung und beläuft sich auf $l_F = 7.000\,m$.

Damit ist im IST-Zustand eine Laufverkürzung von $\Delta l_F = 7.000\,m - 7.300\,m = -300\,m$ bezüglich der Zielgröße zu verzeichnen, die hauptsächlich durch die innerhalb des Untersuchungsgebietes vorhandene Mäanderbegradigung verursacht wird.

Gerinnezahl n_G

Die Gerinnezahl im Untersuchungsgebiet hat sich nicht geändert. Es gibt nur einen Teilabschnitt mit einem Einzelgerinne, wie Abbildung 52 entnommen werden kann, womit $n_G = 1$ unverändert bleibt.

Aktuelle Querschnittsgeometrie

Wassertiefe des Gerinnes bei bordvollem Abfluss h_b

Die mittlere Wassertiefe bei bordvollem Abfluss h_b lässt sich durch Subtraktion der mittleren Sohlenhöhe von der Wasserspiegelhöhe bei bordvollem Abfluss ermitteln. Als Bezug dient die historische Wasserspiegellage mit:

- Wasserstand $W = 95\,cm$ am Unterpegel Rathenow, mit $PNP = 25{,}513\,m\,\text{ü.}\,NN$ (siehe Kapitel 5.2.2)
- Wasserspiegelgefälle $I_{Sp} = 0{,}000053$ (siehe Tabelle A. 6 in Anhang A)
- Lauflänge zwischen Stromkilometer 108 und 115 $l_{F_1} = 7.300\,m$ (siehe Tabelle 12)
- Entfernung zwischen Unterpegel Rathenow und Stromkilometer 108 nach PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) $l_{F_1} = 4.435\,m$

Zur Ermittlung der aktuellen mittleren Sohlenhöhe wurden zwischen Stromkilometer 108 und 115 im Abstand von 500 m insgesamt 15 Profile mittels NABU (2016) erhoben und ausgewertet.

Die ermittelten Wassertiefen h_b liegen zwischen 2,35 m und 2,90 m, die mittlere Wassertiefe beträgt $\overline{h_b} = 2{,}65\,m$. Damit liegt die aktuelle Sohle gegenüber der Zielsohle durchschnittlich 0,90 m tiefer. Ein Vergleich der Sohllagen kann Abbildung 62 entnommen werden.

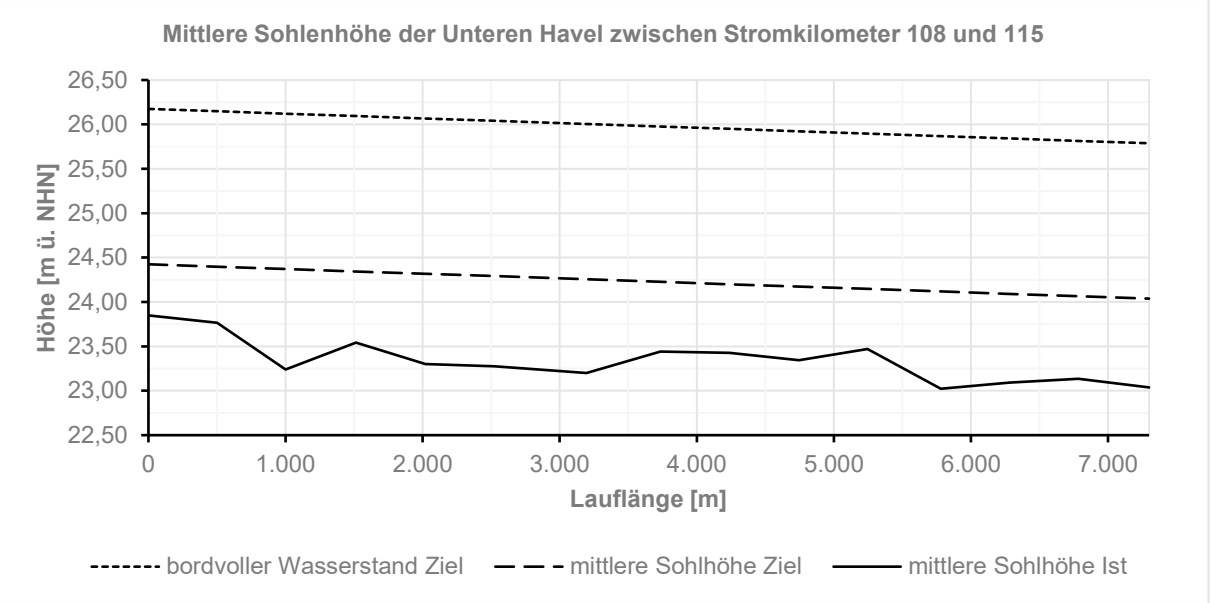


Abbildung 62: Aktuelle mittlere Sohlenhöhe der Unteren Havel zwischen Stromkilometer 108 und 115 im Vergleich zur mittleren Sohlenhöhe und zum bordvollen Wasserstand gemäß Zielkonzept

Wasserspiegelbreite des Gerinnes bei bordvollem Abfluss $b_{Sp,b}$

Die Ermittlung der aktuellen Wasserspiegelbreite bei bordvollem Abfluss $b_{Sp,b}$ zwischen Stromkilometer 108 und 115 erfolgte mithilfe der gleichen 15 Profile aus NABU (2016), die auch für die Berechnung der mittleren Wassertiefen h_b verwendet wurden.

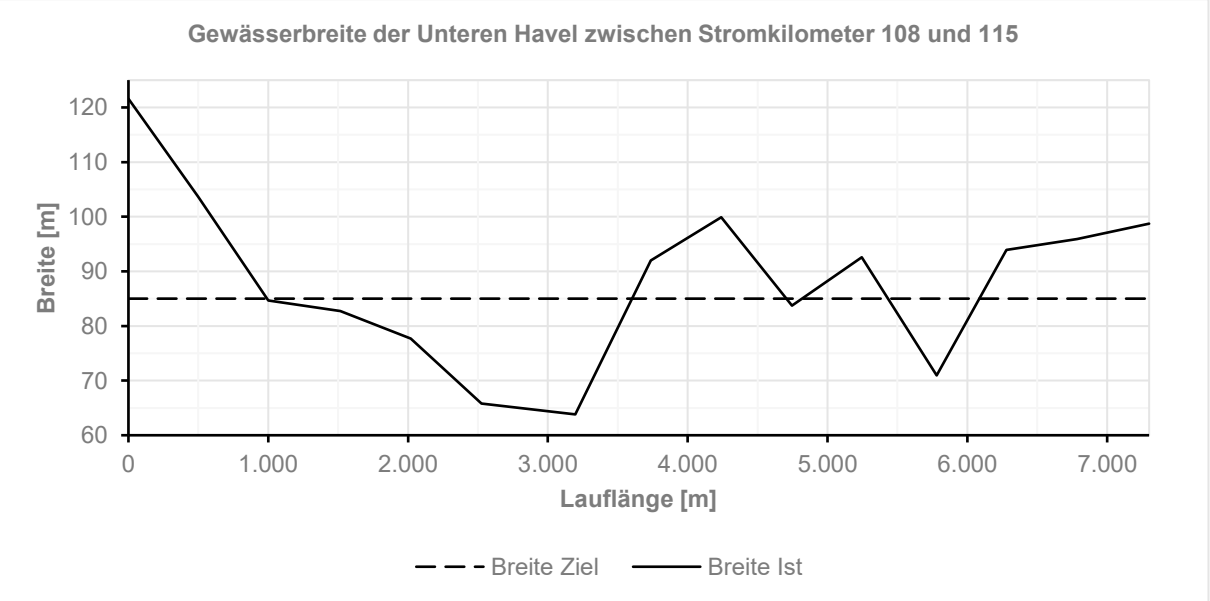


Abbildung 63: Aktuelle Gewässerbreite der Unteren Havel zwischen Stromkilometer 108 und 115 im Vergleich zur Gewässerbreite gemäß Zielkonzept

Die aktuellen Wasserspiegelbreiten $b_{Sp,b}$ nehmen eine Spanne von 65 m bis 120 m ein, der Mittelwert beträgt $\overline{b_{Sp,b}} = 90\,m$, womit die Untere Havel im Untersuchungsgebiet

heute etwa genauso breit ist, wie die obere Zielbreite. Eine Auswertung der Gewässerbreiten über die Lauflänge ist in Abbildung 63 dargestellt.

Hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$

Wie Kapitel 5.2.2 entnommen werden kann, ist die vorhandene Auenbreite größer als die hydrologisch bedingte Auenbreite. Dies hat sich bis heute nicht geändert, da innerhalb des Untersuchungsgebietes keine Eindeichungen erfolgt sind.

Allerdings ist auch festzustellen, dass weite Uferstrecken im aktuellen Zustand anthropogene Uferverwallungen aufweisen, die in der Regel nur wenige Dezimeter bis deutlich unter 1 m hoch und ca. 20 bis 100 m breit sind, wie man NABU (2016) entnehmen kann.

Die Situation zwischen Stromkilometer 111,5 und 114,7 wird in Abbildung 64 illustriert. Die Gewässer sind im Bild dunkelblau und die etwa ab bordvollem Abfluss überfluteten Auenflächen hellblau dargestellt. Die weißen Flächen weisen größere Geländehöhen auf. Man kann deutlich die Uferverwallungen als bandartige Struktur im Uferbereich der Havel erkennen.

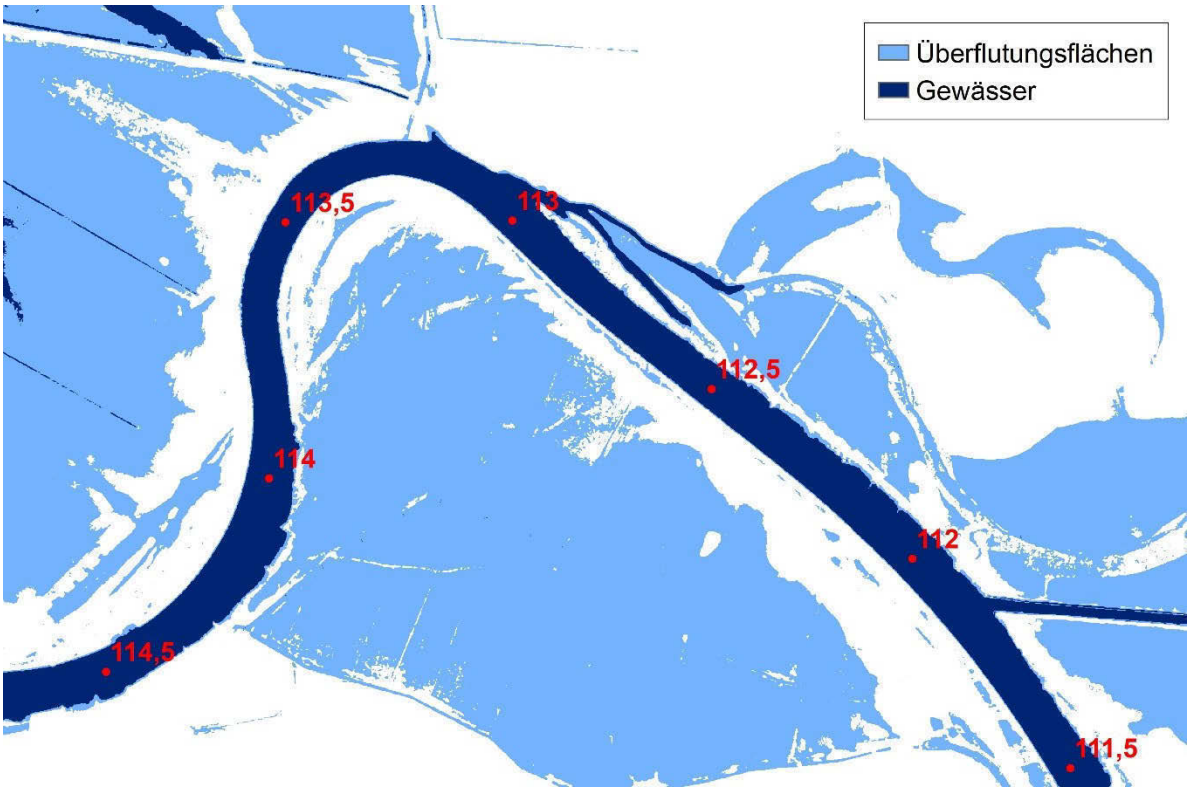


Abbildung 64: Uferverwallung der Unteren Havel (weiß) zwischen Stromkilometer 111,5 und 114,7, Datengrundlage: NABU (2016)

Bei den Verwallungen handelt sich um Aushub aus historischen Sohlvertiefungen und Unterhaltungsmaßnahmen, wie Planungen im Rahmen des Gewässerrandstreifenprojektes „Untere Havelniederung zwischen Pritzerbe und Gnevsdorf“ zeigen.

Uferverwallungen behindern die laterale Vernetzung zwischen Gewässerbett und Aue und beeinflussen das Ausuferungsverhalten des Gewässers negativ.

Retentionsvolumen V_{R_n}

Wie in Kapitel 5.2.2 bereits dargestellt, wird kein zusätzliches Retentionsvolumen benötigt und es gilt weiterhin $V_{R_n} = 0\ m^3$.

Aktuelle Anpassungsprozesse

Änderung des Sedimenttransports dQ_S

Für das Untersuchungsgebiet liegen mit WSV (2013) für die Jahre 2006 bis 2013 Fächerecholotpeilungen der Fahrrinne mit einem Rasterabstand von 1 m vor. Die Schnittmenge aller Flächen, für die Messwerte erfasst wurden, beträgt ca. 249.000 m², was bei einer Länge des Untersuchungsgebietes von 7.000 m einer durchschnittlichen Erfassungsbreite von 36 m, etwa der halben Sohlenbreite, entspricht.

Die Entwicklung des Mittelwertes der Sohlenhöhe des gesamten Abschnittes zeigt Abbildung 65. Man kann leicht erkennen, dass die mittlere Sohlenhöhe zwischen 2006 und 2013 nur geringfügig um den Wert von 22,6 m ü. NHN schwankte. Die Schwankung ist kleiner als die Messgenauigkeit der eingesetzten hydroakustischen Verfahren, so dass eigentlich kein Trend identifiziert werden kann.

Die jährliche Änderung des Sedimenttransports nach Gleichung (3.15) soll dennoch erfasst werden, indem die Höhenänderung mit der Erfassungsfläche multipliziert und damit die Volumenänderung ΔV ermittelt wird. Daraus ergeben sich Änderungen von $\Delta V \approx -8.500\ bis\ 7.000\ m^3/m^3/Jahr$. Kumuliert man die Änderung der Sohlvolumina von 2006 bis 2013 und dividiert durch die Anzahl der Jahre, so erhält man die mittlere jährliche Änderung des Sohlvolumens mit:

$$\overline{\Delta V} = \frac{-3.733\ m^3}{7\ Jahre} = -533\ m^3/Jahr$$

Die mittlere Änderung des Sedimenttransports ergibt sich, indem man die Volumenänderung mit der Sedimentdichte multipliziert. Sie ist mit $\overline{dQ_S} \approx -0{,}045\ kg/s$ geringfügig und liegt im Bereich der Messunschärfe, so dass festgestellt werden kann:

$$\overline{dQ_S} \to 0$$

Die Änderung des Sedimenttransports in der Unteren Havel ist innerhalb des Untersuchungsgebietes beinahe ausschließlich auf Höhenänderungen (dz) zurückzuführen, denn eine seitliche Verlagerung (dy) kann aufgrund der beinahe durchgehenden Uferfixierung nicht erfolgen.

Von den etwa 7.000 m Ufer auf der linken Seite sind nach WSA BRANDENBURG (2007) nur etwa 600 m ungesichert, 5.150 m weisen ein Uferdeckwerk auf, 150 m eine Spundwand und 1.100 m Ufer sind mit Buhnen verbaut. Auf dem rechten Ufer finden wir

800 m ungesichertes Ufer, 4.750 m Deckwerk und 1.450 m Ufer mit Buhnen verbaut. Die mittlere seitliche Verlagerung des Flussbettes beträgt damit:

$$\overline{dy(t)} \rightarrow 0$$

Abbildung 65: Entwicklung der mittleren Sohlenhöhe in der Unteren Havel zwischen Stromkilometer 108 und 115 in der Zeit von 2006 bis 2015, Datengrundlage: WSV (2013)

Morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$

Wie bereits weiter oben ausgeführt, steht auch weiterhin die gesamte morphologische Aue zur Verfügung.

Mindestbreite der Aue b_A

Auch diesbezüglich wird auf Kapitel 5.2.2 und die weiter oben in diesem Kapitel gemachten Ausführungen verwiesen. Die Mindestbreite der Aue entspricht der vorhandenen Auenbreite.

Damit sind im Untersuchungsgebiet die folgenden Defizite festzustellen:

- um ca. 300 m zu kurze Lauflänge, entstanden durch Anlegen eines Durchstiches zwischen Stromkilometer 110,7 und 111,0 sowie Vereinheitlichung des Flussbettes
- durchschnittlich 0,90 m zu große Gewässertiefe, verursacht durch Stromregelungsmaßnahmen und Profilbaggerungen
- beinahe durchgehende Uferverwallung, verursacht durch gewässernahe Ablagerung des Sohlaushubes
- Fixierung von ca. 90% der Uferlinien im Ergebnis von Ufersicherungsmaßnahmen

Eine Zusammenstellung der bestimmenden Größen für den aktuellen und den Zielzustand sowie die daraus folgenden Defizite können Tabelle 28 entnommen werden.

Tabelle 28: Parameter der Gewässerentwicklungsstrategie innerhalb der Fallstudie für die Untere Havel

Größe	Parameter	aktuell	Zielwert	Defizit
l_F	Linienführung	7.000 m	7.300 m	- 300 m
n_G	Linienführung	1	1	
h_b	Querschnittsgeometrie	2,35 – 2,90 m ($\overline{h_b}$ = 2,65 m)	1,70 – 1,80 m ($\overline{h_b}$ = 1,75 m)	+ 0,90 m
$b_{Sp,b}$	Querschnittsgeometrie	120 – 65 m ($\overline{b_{Sp,b}}$ = 90 m)	90 – 80 m ($\overline{b_{Sp,b}}$ = 85 m)	
$b_{A,h}$	Querschnittsgeometrie	700 – 1.200 m	580 m	Uferver-wallungen
V_{R_n}	Querschnittsgeometrie	0 m³	0 m³	
dQ_S	Anpassungsprozesse	$\overline{dQ_S} \rightarrow 0$ $\overline{dy(t)} \rightarrow 0$ $\overline{dz(t)} \rightarrow 0$	$\overline{dQ_S} \rightarrow 0$ $\overline{dy(t)} \neq 0$ $\overline{dz(t)} \rightarrow 0$	$\overline{dy(t)} \rightarrow 0$
$b_{A,m}$	Anpassungsprozesse	700 – 1.200 m	700 – 1.200 m	
b_A	Anpassungsprozesse	700 – 1.200 m	700 – 1.200 m	

Bei der Ermittlung der Defizite sind in der Praxis Datenungenauigkeiten zu berücksichtigen, etwa bei historischem Kartenmaterial und Vermessungsunterlagen. Die Aufnahme von Geländedaten und Abflüssen ist selbst bei Anwendung moderner Verfahren fehlerbehaftet, so dass auch hier Fehlertoleranzen zu berücksichtigen sind. Im Rahmen dieses und auch der anderen Fallbeispiele wird auf eingehende Fehleranalysen verzichtet.

Nachdem die Defizite quantifiziert wurden, ist zu klären, welche Restriktionen zu berücksichtigen sind und welche Auswirkungen diese auf die Entwicklungsstrategie haben.

Restriktionen:

Hydrologie

Bezüglich der Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W(Q)$ wurde für diese Fallstudie die Annahme getroffen, dass die historischen Verhältnisse wieder angenähert werden sollen. Aufgrund großflächiger Moorsackungen in der Flussaue und einstmals großflächiger Überflutungsgebiete ist dies eine idealisierte Annahme.

Zwar wird ein wichtiger Aspekt berücksichtigt, nämlich eine zu erwartende Senkung der Wasserstände bei Hochwasserereignissen großer Wiederkehrintervalle, doch die Niedrig- und die Mittelwasserstände würden sich bei diesem Szenario derart erhöhen, dass die Vernässung tiefliegender Bereiche sich mindestens um 30 Tage im Jahr verlängert und Moorsackungsbereiche sogar ganzjährig Wasser führen. Eine derartige Veränderung ist ohne Kompensationsmaßnahmen unrealistisch.

Falls es bezüglich der Wasserstand-Abfluss- Beziehung $W(Q)$ Restriktionen gibt, muss die Funktion bezüglich dieser angepasst werden. Auswirken würden sich diese Anpassungen vor allen Dingen auf die Gewässerbreite $b_{Sp,b}$ und die hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $\mathrm{b_{A,h}}$.

Linienführung

Die Untere Havel wurde im Untersuchungsgebiet um ca. 300 m verkürzt, davon entfallen ca. 170 m auf die Begradigung zwischen den aktuellen Stromkilometern 110,7 und 111,0 und der Rest auf Begradigungen des Fließweges.

Die Untere Havelwasserstraße dient heute noch der Sport- und Freizeitschifffahrt, außerdem dürfen Fahrgast- und Hotelschiffe fahren, wie Kapitel 5.2.1 entnommen werden kann. Gegen eine Laufverlängerung durch Wiederanschluss des Altarmes spricht also dann nichts, wenn die Anforderungen an die Bundeswasserstraße dabei eingehalten werden können. Diese Bedingung gilt auch für eine Verlängerung des Fließweges, etwa durch Ausbildung ausgeprägter Gleit- und Prallhangstrukturen, Sandbänke und Inseln infolge verminderter Sohlbaggerung.

Querschnittsgeometrie

Auch bezüglich der Querschnittgeometrie kann die Bundeswasserstraße als wesentliche Restriktion benannt werden. Die Vorgaben der Binnenschifffahrtsstraßen-Ordnung bezüglich der Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt setzen an der Unteren Havelwasserstraße enge Grenzen bezüglich der Wassertiefe bei Niedrigwasser. Restriktionen dieser Art lassen sich durch stärkere Austonnung und Unterhaltungsbaggerungen des Fahrweges erfüllen, die sich insbesondere in den Übergangsbereichen und im Bereich von Stromverzweigungen und Bettaufweitungen konzentrieren würden. Die Folge wäre unter Umständen ein Mehraufwand bei der Unterhaltung der Bundeswasserstraße.

Bezüglich der Uferverwallungen sind keine Restriktionen bezüglich einer Beseitigung erkennbar, außer ggf. der Kostenaspekt.

Anpassungsprozesse

Um Flussbettverlagerungen wieder zu ermöglichen ($\overline{dy(t)} \neq 0$), ist die Beseitigung der Uferfixierung erforderlich. Dazu sind die Erosionsbereiche in öffentliches Eigentum zu überführen.

Außerdem sind Abschnitte mit ufernaher Infrastruktur zu identifizieren, in denen die Uferfixierung erhalten bleiben muss. Innerhalb des Untersuchungsgebietes betrifft dies insbesondere auf dem linken Ufer die Bereiche von Stromkilometer 108,0 bis 108,3 (Truppenübungsplatz), 109,7 bis 109,9 (Pegel Albertsheim) und 114,2 bis 115,0 (Ortslage Grütz) sowie auf dem rechten Ufer den Abschnitt von Stromkilometer 109,0 bis 110,2 (Bundesstraße 102 sowie Ortslage und Pegel Albertsheim), also insgesamt 2.500 m Uferlinie oder 18%.

Energiehaushalt

Eine Erhöhung der Gewässerbreite $b_{Sp,b}$, etwa im Zuge der Anpassung der Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W(Q)$, um die Überflutungsdauer zu begrenzen, würde sich dann nicht auf den Energiehaushalt im Flussbett negativ auswirken, wenn dadurch das Verhältnis von Durchfluss zu Gewässerbreite $Q/b_{Sp,b}$ nicht verändert wird. Dies wäre bei diesbezüglichen Restriktionen zu beachten.

Für die Fallstudie wird die Annahme getroffen, dass lediglich bezüglich der Anpassungsprozesse Restriktionen bestehen, nämlich die Aufrechterhaltung der Flussbettfixierung auf den weiter oben genannten 2.500 m.

Entwicklungsstrategie:

Änderung der Linienführung

Das Defizit bezüglich der Linienführung besteht in einer Laufverkürzung von 300 m. Dieses Defizit kann man z.B. durch die folgenden Maßnahmen ausgleichen:

- Wiederanschluss des linksseitigen Altarms zwischen Stromkilometer 110,7 und 111,0, bei gleichzeitig dauerhafter Abtrennung des Durchstiches und damit Verlängerung der Lauflänge um 170 m
- Verlängerung des Fließweges um weitere 130 m durch Verminderung der Fahrrinnenbreite und Zulassen stärkerer Fahrrinnenkrümmungen

Änderung der Querschnittsgeometrie

Das Defizit der Querschnittsgeometrie besteht vorrangig in der durchschnittlich 0,9 m tiefer liegenden mittleren Gewässersohle. Außerdem behindern beiderseitige Uferverwallungen aus historischem Aushubmaterial die laterale Vernetzung von Fluss und Aue. Von Vorteil dabei ist, dass das ehemalige Sediment der Gewässersohle in der Regel seitlich im Gewässer eingebaut oder unmittelbar neben dem Gewässer abgelagert wurde. Daraus leitet sich folgende Entwicklungsstrategie ab:

- Einrichtung der Gewässersohle aus dem Zielkonzept als neue mittlere SOLL-Gewässersohle für die Bundeswasserstraße
- Anhebung der Gewässersohle, insbesondere außerhalb der Fahrrinne, durch Umlagerung von Material aus den Uferverwallungen, wobei die örtlichen Siebkornparameter die konkreten Querschnittsparameter Wassertiefe h_b und Gewässerbreite $b_{Sp,b}$ nach den Gleichungen (3.4) bis (3.6) bestimmen sollten

Förderung von Anpassungsprozessen

Das Defizit bezüglich der Förderung von Anpassungsprozessen besteht in der Fixierung von ca. 12.600 m Uferlinie. Berücksichtigt man die Restriktion, dass 2.500 m Uferfixierung in den weiter oben genannten Abschnitten erhalten bleiben muss, ergibt sich bezüglich der Entwicklungsstrategie:

- Rückbau von 10.100 m Uferfixierung

Zusammenfassend kann man feststellen, dass, neben der Wiederherstellung der historischen Lauflänge von 7.300 m durch Altarmanschluss und angepasster Fahrrinnenunterhaltung, insbesondere der Rückbau von 10.100 m Uferfixierung prioritär umzusetzende Maßnahmen sind. Hinzu kommt die Sohlanhebungen um im Mittel 0,9 m, wobei insbesondere Material aus den seitlichen Uferverwallungen verwendet werden soll, letzteres auch, um die laterale Vernetzung von Fluss und Aue wieder zu verbessern.

5.2.4 Schlussfolgerungen für die Umsetzung der EU WRRL

Während die relevanten Zielparameter bezüglich der hydromorphologischen Qualitätskomponente „Morphologie“ der WRRL der EU (Richtlinie 2000/60/EG), nachzulesen in LAWA (2012) und zusammengefasst in Tabelle 1, den Gewässerzustand vorrangig qualitativ beschreiben, können mit den Zielparametern des Zielsystems gemäß Kapitel 3 die Probleme auch quantifiziert und daraus entsprechend Kapitel 4 eine wirksame Entwicklungsstrategie, unter Berücksichtigung der Restriktionen gesellschaftlichen Konsenses, abgeleitet werden.

Für die Untere Havel im Untersuchungsgebiet illustriert dies ARGE (2015). Hier wurde beinahe durchgehend die Güteklasse 4 bezüglich der hydromorphologischen Qualitätskomponenten ermittelt. Die daraus abgeleiteten erforderlichen Maßnahmen konzentrieren sich hauptsächlich auf Verbesserungen der ökologischen Durchgängigkeit und der Gewässerstrukturgüte. Maßnahmen bezüglich der Linienführung und Querschnittsgeometrie, zur Wiederherstellung der natürlichen Wasserstand-Abflussbeziehung $W(Q)$ sowie zur Verbesserung des Energiehaushaltes etwa werden nicht betrachtet. Auch fehlen Maßnahmen zur Förderung natürlicher Anpassungsprozesse. Schlussendlich wird die Erreichung des guten ökologischen Zustandes, unter Berufung auf die Nutzung der Havel als Bundeswasserstraße, als „nicht erreichbar“ deklariert, ohne dass dies mit der angewendeten Methodik quantitativ untersetzt wird.

Am Ende dieses Kapitels soll noch einmal auf das mittlerweile in Umsetzung befindliche Gewässerrandstreifenprojekt „Untere Havelniederung“ eingegangen werden. Wie NABU (2005) entnommen werden kann, sollten ursprünglich innerhalb des Untersuchungsgebietes unter anderem alle Uferfixierungen außerhalb von Bebauungsbereichen entfernt, der Gewässerlauf aktiv im Bereich des linksseitigen Altarms zwischen Stromkilometer 110,7 und 111,0 verlängert und Fahrrinnenkrümmungen sowie Sohlauflandungen von bis zu 60 cm im Rahmen der Gewässerbettunterhaltung zugelassen werden. Die Beseitigung von Uferverwallungen sowie eine aktive Sohlaufhöhung waren zunächst nicht vorgesehen. Im Rahmen der Projektphase 1 (Erstellung eines Pflege- und Entwicklungsplans) wurden die vorgeschlagenen Maßnahmen einer umfangreichen Prüfung unterzogen. Im Ergebnis sind für die Projektphase 2 (Umsetzung) prioritäre Maßnahmen identifiziert und davon wiederum ein wesentlicher Teil mit NABU (2009) beantragt worden. Insbesondere die im Rahmen der Erstellung des Pflege- und Entwicklungsplans durch ARGE (2009) nicht quantifizierbaren Restriktionen der Bundeswasserstraße führten zu umfangreichen Einschränkungen bezüglich der Maßnahmenumsetzung. So werden im Rahmen des Projektes innerhalb des Untersuchungsgebietes lediglich 400 m Uferdeckwerk entfernt und aus der Laufverlängerung zwischen Stromkilometer 110,7 und 111,0 wurde eine temporäre Anbindung des Altarmes im Winterhalbjahr mittels einer Flutrinne. Außerdem sollen mindestens sechs weitere Flutrinnen die Uferverwallungen abschnittsweise beseitigen und damit die laterale Vernetzung zwischen Fluss und Aue verbessert werden. Auch die Zulassung von Fahrrinnenkrümmungen und Sohlauflandungen im Rahmen der Gewässerentwicklung ist Bestandteil der Maßnahmenumsetzung geblieben. Der Pflege- und Entwicklungsplan ARGE (2009) sieht außerdem fünf weitere Bereiche vor, in denen die Uferverwallung beseitigt werden soll, diese Maßnahmen können allerdings erst im Rahmen einer Projekterweiterung umgesetzt werden, wenn die Evaluierung der bisherigen Maßnahmen dies nahelegt.

Damit geht das Gewässerrandstreifenprojekt „Untere Havelniederung“ in seiner Zielstellung bezüglich der Beseitigung von Uferfixierungen und Uferverwallungen sowie der Gewässerbettunterhaltung in die richtige Richtung. Dennoch fehlen vor allem Maßnahmen zur Laufverlängerung sowie zur aktiven Sohlaufhöhung und die vereinbarten Maßnahmen der Beseitigung von Uferfixierungen sind nicht ausreichend.

5.3 Fallstudie Mittlere Elbe

5.3.1 Kurzcharakteristik

Die folgende Kurzcharakteristik des Einzugsgebietes der Elbe wurde FGG ELBE (2006) entnommen. Demnach hat die Elbe eine Länge von 1.094,3 km, wovon 727,0 km auf deutschem Gebiet liegen und ein Gesamteinzugsgebiet von 148.268 km². Die Quelle der Elbe befindet sich im Riesengebirge in einer Höhe von 1.386,3 m ü. NN und ihre Mündung in die Nordsee liegt bei Cuxhaven. Die Abflussspende an der Mündung in die Nordsee beträgt 5,8 l/s·km², wobei einer mittleren Niederschlagshöhe von 628 mm eine Verdunstungshöhe von 445 mm gegenübersteht. Mehr als 60% des mittleren Jahresabflusses erfolgt im Winterhalbjahr.

Tabelle 29: Ausgewählte hydrologische Hauptdaten des Einzugsgebietes der Elbe aus FGG ELBE (2006)

Pegel	Gewässer	Flusskilometer [km]	Einzugsgebietsgröße [km²]	Abflussreihe	MNQ [m³/s]	MQ [m³/s]	MHQ [m³/s]
Dresden	Elbe	55,6	53.096	1931-2000	106	324	1.410
Barby	Elbe	294,8	94.060	1931-2000	202	554	2.020
Magdeburg	Elbe	326,6	94.942	1931-2000	225	559	1.730
Tangermünde	Elbe	388,2	97.780	1961-2000	239	571	1.720
Wittenberge	Elbe	453,9	123.532	1931-2000	273	678	1.910
Neu Darchau	Elbe	536,4	131.950	1931-2000	276	711	1.920

Geomorphologisch wird die Elbe nach FGG ELBE (2006) in Obere Elbe, Mittlere Elbe und Untere Elbe unterteilt. Die Mittlere Elbe beginnt beim Eintritt des Flusses in das norddeutsche Tiefland bei Schloss Hirschstein am Elbe-km 96,0 und sie reicht bis zur Tidegrenze am Wehr Geesthacht bei Elbe-km 585,9.

Die bedeutendsten Nebenflüsse der Elbe sind nach FGG ELBE (2006) die Moldau mit 28.090 km² Einzugsgebiet, die Saale mit 24.167 km², die Havel mit 23.860 km², die Mulde mit 7.400 km², die Schwarze Elster mit 5.705 km² und die Eger mit 5.614 km².

Lage und Ausdehnung des Einzugsgebietes der Elbe kann Abbildung 49 entnommen werden, Tabelle 29 zeigt ausgewählte hydrologische Hauptdaten.

Die im Rahmen dieser Arbeit betrachtete Fallstudie bezieht sich auf die Mittlere Elbe, insbesondere auf einen Abschnitt zwischen Magdeburg und dem Wehr Geesthacht (siehe Abbildung 66).

Die Elbe unterlag seit dem Mittelalter zahlreichen Ausbaumaßnahmen, die in verschiedenen Publikationen, wie z.B. KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898), TEUBERT (1912), JÜNGEL (1993), KIENE ET AL. (2002), SIMON (2010) und SCHNEIDER (2016), dokumentiert sind.

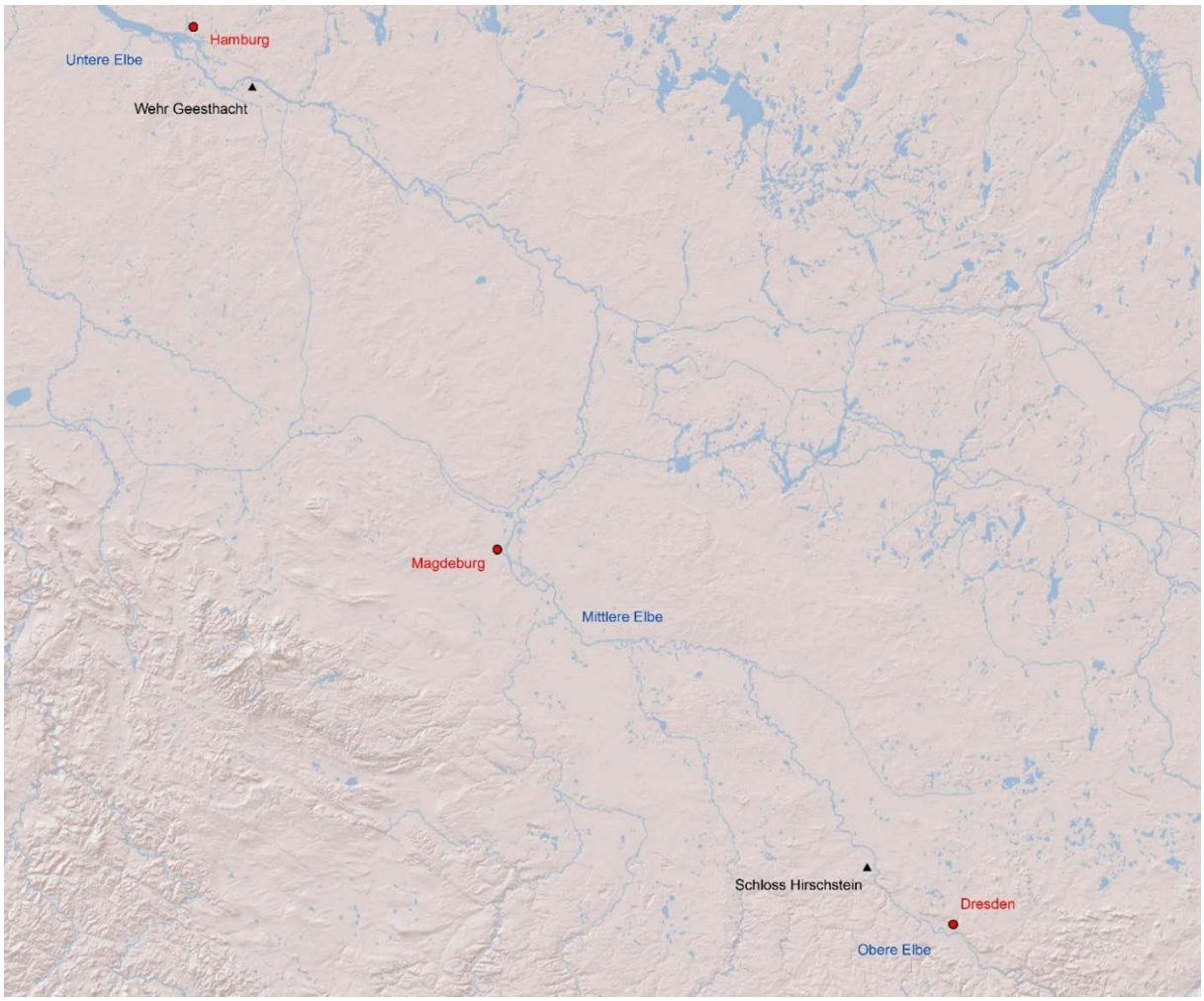


Abbildung 66: Mittlere Elbe von Schloss Hirschstein bis Wehr Geesthacht, Quelle: ESRI World Shaded Relief © 2014 ESRI

An dieser Stelle erfolgt eine kurze Zusammenfassung wesentlicher Ausbaumaßnahmen an der Elbe, insbesondere auf deutschem Gebiet, die auf Angaben aus KIENE ET AL. (2002), SIMON (2010) und SCHNEIDER (2016) basiert:

- Deichbaumaßnahmen gibt es an der Elbe seit etwa 1180. Zunächst wurden Ringdeiche um Siedlungen angelegt und diese später untereinander verbunden, erhöht sowie verstärkt. Große Deichbaumaßnahmen erfolgten ab der Mitte des 19. Jahrhunderts. In der Folge sind bis heute die Überflutungsflächen der Elbe von einstmals 6.172 km² auf 809 km² reduziert worden.
- Erste Strombaumaßnahmen zum Schutz von Gehöften an der Elbe erfolgten bereits im 14. und 15. Jahrhundert. Diese dienten in der Regel der Ufersicherung oder der Strömungslenkung und hatten nur eine lokale Wirkung.
- Zwischen 1684 und 1934 wurde der Lauf der Elbe auf deutschem Gebiet durch Mäander-Durchstiche um 48,2 km verkürzt. Weitere Laufverkürzungen erfolgten durch Krümmungsabflachungen.
- Der Beginn der Stromregulierung im Interesse der Verbesserung des Schifffahrtsweges kann nach SCHNEIDER (2016) für die Untere Mittelelbe mit dem Jahr 1825 angenommen werden, für die Obere Mittelelbe etwas früher.

- In den Jahren 1844 bis 1892 erfolgte die Regulierung des Mittelwassers. Dazu wurden in der tschechischen und sächsischen Elbe (oberhalb Elbe-km 121,0) zwischen 1860 und 1890 vorwiegend Deck- und Leitwerke sowie Sohlschwellen gebaut. Auf dem Gebiet Preußens (unterhalb Elbe-km 121,0) erfolgte zwischen 1844 und 1892 der Ausbau überwiegend mit Buhnen. Heute gibt es im deutschen Elbe-Abschnitt 6.900 Buhnen und 327 km Deck- und Leitwerke.
- Die erste Niedrigwasserregulierung erfolgte von 1913 bis 1930, in Sachsen bereits ab 1893. Dazu wurden stromauf von Elbe-km 121,0 vorrangig Sohlschwellen errichtet und stromab Buhnen durch Kopfschwellen verlängert. Eine zweite Niedrigwasserregulierung folgte 1931 bis 1950, sie hatte eine weitere Einschränkung der Normalbreiten zum Ziel. Die Arbeiten wurden in den 1950er und 1960er fortgesetzt und abgeschlossen, es verblieb nach KIENE ET AL. (2002) lediglich die Reststrecke im innerdeutschen Grenzgebiet (Elbe-km 508 bis 521). In SCHNEIDER (2016) wird dagegen aufgezeigt, dass die Niedrigwasserregelung, mindestens an der Unteren Mittelelbe (zwischen Havelmündung und Wehr Geesthacht), lediglich in einigen Pilotstrecken umgesetzt wurde und auf keinen Fall flächendeckend zur Ausführung kam. Auch das Mittelwasserregelungssystem weist bis heute erhebliche Lücken, insbesondere fehlende Einschränkungsbauwerke und zahlreiche Abschnitte mit Überbreiten, auf.
- Im Einzugsgebiet der Elbe sind in den 1930er und 1940er Jahren auf deutschem sowie in den 1950er und 1960er Jahren auf tschechischem Gebiet große für das Abflussgeschehen relevante Talsperren gebaut worden.
- An der Tidegrenze wurde zwischen 1957 und 1960 mit dem Wehr Geesthacht die einzige Staustufe in der Elbe auf deutschem Gebiet gebaut.
- Mit dem Elbe-Seitenkanal steht seit 1976 ein alternativer Schifffahrtsweg zwischen Magdeburg und Hamburg zur Verfügung.

Die Mittlere Elbe war bis zum zweiten Weltkrieg eine der bedeutendsten Wasserstraßen Deutschlands. Allerdings ist das Güteraufkommen drastisch gesunken. So kann man GOHLISCH ET AL. (2005) entnehmen, dass 1913 ca. 18,0 Mio. Tonnen auf der Elbe stromab Magdeburg transportiert wurden, im Jahr 1989 waren es noch 9,5 Mio. Tonnen und im Jahr 2002 lediglich 2,5 Mio. Tonnen. Während die Güterverkehre auf der Mittelelbe stromab von Magdeburg drastisch gesunken sind, wuchs der Verkehr auf dem Elbe-Seitenkanal zwischen 1995 und 2005 auf über 8,0 Mio. Tonnen. Der Trend der Verlagerung des Güterverkehres auf den Elbe-Seitenkanal wird auch bei SCHNEIDER (2016) bestätigt.

Die Elbe entspricht in ihrem aktuellen Ausbauzustand oberhalb von Wittenberge der Wasserstraßenklasse Va und unterhalb der Wasserstraßenklasse VIb. Seit dem Hochwasser von 2002 finden keine Ausbaumaßnahmen mehr an der Elbe statt, wie z.B. SIMON (2010) und SCHNEIDER (2016) entnommen werden kann.

5.3.2 Aufstellung des Zielsystems

Das Untersuchungsgebiet im Rahmen dieser Fallstudie ist ein 27,5 km langer Abschnitt der Mittelelbe zwischen der Eisenbahnbrücke Schönhausen bei Stromkilometer 394,8 und der Fähre Havelberg bei Stromkilometer 422,3 (siehe Abbildung 67).

Zur Entwicklung der Zielparameter des Zielsystems kann auf digitalisierte Stromkarten von 1835/36 aus BFG (2017) zurückgegriffen werden. Die Datengrundlage ist in ROMMEL UND HATZ (2012) sowie in ROMMEL ET AL. (2012) dokumentiert.

Abbildung 67: Untersuchungsgebiet der Fallstudie für die Mittlere Elbe zwischen Schönhausen und Havelberg, Luftbilder: Esri World Imagery (Quelle: Esri, DigitalGlobe, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, GeoEye, USDA FSA, USGS, Aerogrid, IGN, IGP, and the GIS User Community)

Innerhalb des Untersuchungsgebietes konnten keine Querprofilinformationen für den Zustand der Elbe vor dem Ausbau gefunden werden. Es stehen für diesbezügliche Fragestellungen lediglich einige wenige Profile aus dem Jahr 1724 zwischen Schnackenburg und Lenzen aus BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) zur Verfügung.

Für den innerhalb des Untersuchungsgebietes liegenden Pegel Sandau sind Zeitreihen der Wasserstände ab 1966 vorhanden, wobei die Jahre 1981 bis 1984 Datenlücken aufweisen. Außerdem können KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) wesentliche Stützwerte der jährlichen Dauerlinien für den Pegel Sandau zwischen 1821 und 1895 entnommen werden.

Abflussdaten sind für den am oberen Rand des Untersuchungsgebietes liegenden Pegel Tangermünde ab 1961 vorhanden.

Für die Elbe gibt es, wie für die Havel, kaum Angaben zu den Auswirkungen der zahlreichen wasserbaulichen und landnutzungsbedingten Veränderungen der hydrologischen Situation des Einzugsgebietes. Aufgrund fehlender Alternativen bei der Analyse und Bewertung der historischen und aktuellen Verhältnisse muss dies also auch hier hingenommen werden.

Gemäß der in Kapitel 5.3.1 zusammengefassten Informationen zu den Ausbaumaßnahmen an der Elbe haben im Untersuchungsgebiet die Arbeiten der Stromregulierung etwa 1825 begonnen, was in PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) und auch in den Stromkarten von 1835/36 aus BFG (2017) bereits dokumentiert ist. Dagegen zeigt SCHMETTAU (1787) noch ein unverbautes Strombett, aber bereits geschlossene Deichlinien auf beiden Seiten des Stromes.

Im Untersuchungsgebiet weist die Elbe nach SCHMETTAU (1787) natürlicherweise eine gestreckte Laufcharakteristik mit Inselbildung und lokalen Verzweigungen auf (vergleiche Abbildung B. 1 in Anhang B), wobei die in KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) dokumentierte Talbodenbreite nicht vollständig eingenommen wird. Die Stromkarten von 1835/36 aus BFG (2017) zeigen zwar bereits erhebliche bauliche Veränderungen am Gewässerbett, dokumentieren die natürlichen Strukturen aber noch relativ gut (vergleiche Abbildung B. 2 in Anhang B).

Laut BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) betrug das Wasserspiegelgefälle 1888, nach der Regulierung, im Mittel etwas weniger als 20 cm/km und das im natürlichen Zustand allgemein flache Flussbett war zwischen 280 und 490 m sowie im Mittel 360 m breit.

Die Aufstellung des Zielsystems erfolgt auch im Rahmen dieser Fallstudie gemäß Kapitel 3.3. Das Vorgehen wird an dieser Stelle allerdings nicht so ausführlich dargestellt, wie in Kapitel 5.2.2.

Erhebung der Grundlagendaten

Zunächst gilt es wieder, die erforderlichen, in Tabelle 9 zusammengefassten, Grundlagendaten zu erheben.

Zeitreihen der Wasserstände $W(t)$

Im Rahmen dieser Arbeit steht mit BFG (2015) eine Zeitreihe der Tagesmittelwerte des Wassertandes am Pegel Sandau vom 01.11.1965 bis 31.12.2014 zur Verfügung. Für November 1981 bis Oktober 1982 sowie November 1983 bis Oktober 1984 fehlen Daten, weshalb die hydrologischen Jahre 1982 und 1984 nicht ausgewertet werden können.

Außerdem können KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) für die hydrologischen Jahre 1821 bis 1895 die jährlichen Wasserstände für NW, MW, HW sowie für die Ereignisse mit einer Überschreitungsdauer von 290, 60 und 4 Tagen entnommen werden.

Den Stammdaten des Pegels Sandau in BFG (2015) entstammen die folgenden Informationen bezüglich des Pegelnullpunktes:

- PNP Sandau bis 31.10.1952: 23,452 m ü. NN
- PNP Sandau 01.11.1952 bis 31.10.2006: 22,472 m ü. NN
- PNP Sandau ab 01.11.2006 (NN zu NHN): 22,461 m ü. NHN

Damit besteht zwischen den Zeitreihen 1821 bis 1895 und 1966 bis 2014 eine Differenz des PNP von $\Delta PNP_{1952-2006} = 23{,}452 - 22{,}472 = +0{,}98\ m$.

Zeitreihen des Abflusses $Q(t)$

Mit BFG (2015) sind Tagesmittelwerte des Abflusses am Pegel Tangermünde für den Zeitraum vom 01.11.1960 bis 31.12.2014 vorhanden. Es muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass diese über die Pegelwasserstände aus einer Wasserstand-Abfluss-Beziehung (Abflusstafel) abgeleitet wurden.

Sohlenhöhe $z(x, y, t)$

Daten zu Sohlenhöhen der Elbe für das Untersuchungsgebiet im Zeitraum vor 1825 konnten nicht gefunden werden. Die älteste bekannte Erhebung stammt aus KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) und dokumentiert den Zustand nach der abgeschlossenen Stromregulierung.

Auch Querprofile des nicht ausgebauten Zustandes konnten für das Untersuchungsgebiet nicht recherchiert werden. Lediglich für einen Abschnitt der Unteren Mittelelbe bei Lenzen existieren 17 Profile des Gewässerbettes aus dem Jahr 1724, die in BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) dokumentiert und ausgewertet sind. Leider ist keine Bezugshöhe für die Aufnahme übermittelt.

Aktuelle Geländehöhen der Aue können den Querprofilen des DGM-W von 2007 aus BFG (2017) sowie dem DGM-W selbst aus WSA MAGDEBURG (2017C) entnommen werden. Darüber hinaus liegen für das Untersuchungsgebiet mit WSA MAGDEBURG (2017A) Querprofile der Gewässersohle für die Jahre 2005 bis 2017 sowie mit WSA MAGDEBURG (2017B) auch Angaben zu Änderungen der Geländehöhe an Buhnenwurzelsteinen vor (vergleiche Abbildung B. 4 in Anhang B).

Mit BFG (2017) ist außerdem ein Vergleich der mittleren Sohlenhöhe von 1898 aus KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) mit gemittelten Sohlenhöhen verschiedener Jahre und Epochen zwischen 1993 und 2015 möglich. Hier muss allerdings einschränkend festgestellt werden, dass nur die neueren Vermessungen eine gemeinsame Bezugsbasis aufweisen.

Gerinnezahl n_{G_i}

Die Ermittlung der Gerinnezahl im Untersuchungsgebiet erfolgt auf der Basis der Stromkarte von 1835/36 aus BFG (2017) und wegen der zu diesem Zeitpunkt aber bereits vorhandenen zahlreichen Verbauungen unter Zuhilfenahme von SCHMETTAU (1787), so dass der Erfassungszeitraum 1787 bis 1836 gilt. Die einzelnen Fließlängen l_{F_i} und zugehörigen Gerinnezahlen n_{G_i} sind in Tabelle B. 1 in Anhang B dokumentiert.

Fließlänge des Flusslaufes l_{F_i}

Die Ermittlung der Fließlängen l_{F_i} des historischen Flusslaufes erfolgte mittels Stromkarte von 1835/36 aus BFG (2017), obwohl zu dieser Zeit bereits bauliche Eingriffe stattgefunden haben. Dazu wurde in etwa die Strommitte des erkennbaren Hauptlaufes digitalisiert, wobei der nach ROMMEL (2000) um 1750 erfolgte Mäanderdurchbruch zwischen Stromkilometer 416 und 420 unberücksichtigt bleibt. Die einzelnen Fließlängen l_{F_i} können Tabelle B. 1 in Anhang B entnommen werden.

$$\sum l_{F_i} = l_F = 28.499\,m \approx 28.500\,m$$

Tallänge des Flusslaufes l_T

Um die Tallänge l_T des Flusslaufes zu ermitteln, wurde die Mitte der aktuellen Talaue aus BFG (2017) digitalisiert, da diese sich seit 1835/36 nur wenig verändert hat.

$$l_T = 27.355\,m \approx 27.350\,m$$

Siebkornparameter d_i und m_i

Da für die Elbe historische Angaben zur Sedimentcharakteristik fehlen, müssen auch hier aktuelle Daten herangezogen werden.

Für das Untersuchungsgebiet können BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) Siebkornparameter für jeden Stromkilometer aus Sieblinien entnommen werden. Eine Zusammenfassung in Abständen von fünf Kilometern enthält Tabelle B. 2 in Anhang B.

Geometriegrößen der Formrauheit der Gewässersohle h_r, l_r, h_d, l_d

Auf die Ermittlung der Geometriegrößen der Formrauheit der Gewässersohle wird an dieser Stelle verzichtet, da die effektive Sohlenrauheit k_s im Rahmen der Fallstudie aus aktuellen Werten abgeleitet werden soll.

Sedimenttransport Q_{S_i}

Für das Untersuchungsgebiet liegen keine Sohlvermessungsdaten aus der Zeit vor 1825 oder für spätere Zeiträume ohne oder mit geringem Ausbaugrad vor. Auf entsprechende Querprofile kann ebenfalls nicht zurückgegriffen werden, so dass auch keine anderen Anhaltspunkte für eine diesbezügliche Bewertung gesucht werden können (siehe dazu Kapitel 3.2.5).

Mäandergürtelbreite b_{M_i}

Die Ermittlung der Mäandergürtelbreite des historischen Flusslaufes erfolgte mit der Stromkarte von 1835/36 aus BFG (2017) und mit SCHMETTAU (1787), so dass auch hier der Erfassungszeitraum 1787 bis 1836 gilt.

Zwischen Stromkilometer 394,8 und ca. 411,5 wird das Flusstal am linken Rand durch eine Hochfläche begrenzt. Der Talboden ist hier an seiner schmalsten Stelle, ca. bei Stromkilometer 400, etwa 4.000 m breit. Die Mäandergürtelbreite des Untersuchungsgebietes konnte mit ca. 1.300 m ermittelt werden (vergleiche Abbildung B. 3 in Anhang B). Der Mäanderdurchbruch von 1750 bleibt dabei unberücksichtigt.

$$b_{M_1} \approx 1.300\,m$$

Eine Zusammenfassung der erhobenen Grundlagendaten enthält Tabelle 30.

Tabelle 30: Zusammenfassung der für die Fallstudie Mittlere Elbe erhobenen Grundlagendaten

Größe	Wert	verwendete Datenquellen
b_{M_1}	1.300 m	BFG (2017) und SCHMETTAU (1787)
d_i	siehe Tabelle B. 2	BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002)
h_d	entfällt	
h_r	entfällt	
l_d	entfällt	
l_{F_i}	siehe Tabelle B. 1	BFG (2017) und SCHMETTAU (1787)
l_F	28.500 m	BFG (2017) und SCHMETTAU (1787)
l_r	entfällt	
l_T	27.350 m	BFG (2017)
m_i	siehe Tabelle B. 2	BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002)
n_{G_i}	siehe Tabelle B. 1	BFG (2017) und SCHMETTAU (1787)
$Q(t)$	Tagesmittelwerte am Pegel Tangermünde	BFG (2015)
$Q_{S_i}(t)$	entfällt	
$W(t)$	Tagesmittelwerte am Pegel Sandau	BFG (2015)
$z(x,y,t)$	**Sohlenhöhe:** Querprofile und Längsschnitte **Auenhöhe:** DGM-W und Abbildung B. 4	**Sohlenhöhe:** WSA MAGDEBURG (2017A UND C) und BFG (2017) **Auenhöhe:** BFG (2017) und WSA MAGDEBURG (2017B UND C)

Zielparameter der Hydrologie

Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W(Q)$

Für den Pegel Hämerten ist eine Wasserstand-Abfluss-Beziehungen in KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) veröffentlicht. Sie stammt aus den dort ebenfalls dokumentierten Messungen der Jahre 1880 bis 1895 an der Eisenbahnbrücke Hämerten. Leider kann kein eindeutiger Bezug der Abflussmessungen zu den Wasserständen am Pegel Sandau hergestellt werden, weil die Tageswerte des Wasserstandes für diesen Zeitraum nicht vorliegen. Außerdem kann man in BFG (2017) Wasserstand-Abfluss-Beziehungen des Pegels Tangermünde für den Zeitraum ab 1964 finden.

Die KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) entnommenen Jahreshauptwerte des Wasserstandes der Elbe am Pegel Sandau schwanken in den hydrologischen Jahren 1821 bis 1895 etwa um leicht ansteigende Mittelwerte, das zeigt Abbildung 68 (oben). Der gleichen Abbildung kann auch entnommen werden, dass die BFG (2015) entstammenden Werte der hydrologischen Jahre 1966 bis 2014 ebenfalls um etwa gleichbleibende Mittelwerte schwanken, allerdings auf einem etwa 30 cm höheren Niveau für NW und MW. Der Trend für das Mittelwasser kann der für den betrachteten Wertebereich geltenden polynomischen Interpolation 3. Grades „Poly (MW)“ entnommen werden. Die Konsequenz zeigt Abbildung 68 (unten), die Dauerlinie des Zeitraumes 1821 bis 1895 aus KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) ist zwar auch für die Stützpunkte der Dauerlinie im Zeitraum 1821 bis 1840 repräsentativ, die Dauerlinie für den Zeitraum 1966 bis 2010 hingegen liegt, außer für sehr große Unterschreitungshäufigkeiten, ca. 30 cm über der historischen Dauerlinie.

Dem Anstieg der mittleren und niedrigen Wasserstände um etwa 30 cm in den letzten 200 Jahren steht eine Geländeaufhöhung der rezenten Aue gegenüber, die im Bereich der Buhnenwurzelsteine innerhalb des Untersuchungsgebietes mit durchschnittlich 1,5 m quantifiziert werden kann (vergleiche Abbildung B. 4 in Anhang B). Die Geländeaufhöhung der Aue und deren Wirkung kann durch Verschneidung des Wasserspiegels entsprechender Ereignisse mit dem DGM-W aus WSA MAGDEBURG

(2017C) sichtbar gemacht werden (vergleiche Abbildung B. 6 in Anhang B). Die Elbe wird im dargestellten Abschnitt westlich (im Bild oben) durch eine Hochfläche begrenzt, im Osten (im Bild unten) trennt ein Deich große Teile der Aue ab. Während die rezente Aue in weiten Teilen heute nur noch eine jährliche Überflutungsdauer von weniger als 60 Tage aufweist, würde die Altaue ohne Deiche eher 60 bis 150 Tage überflutet sein.

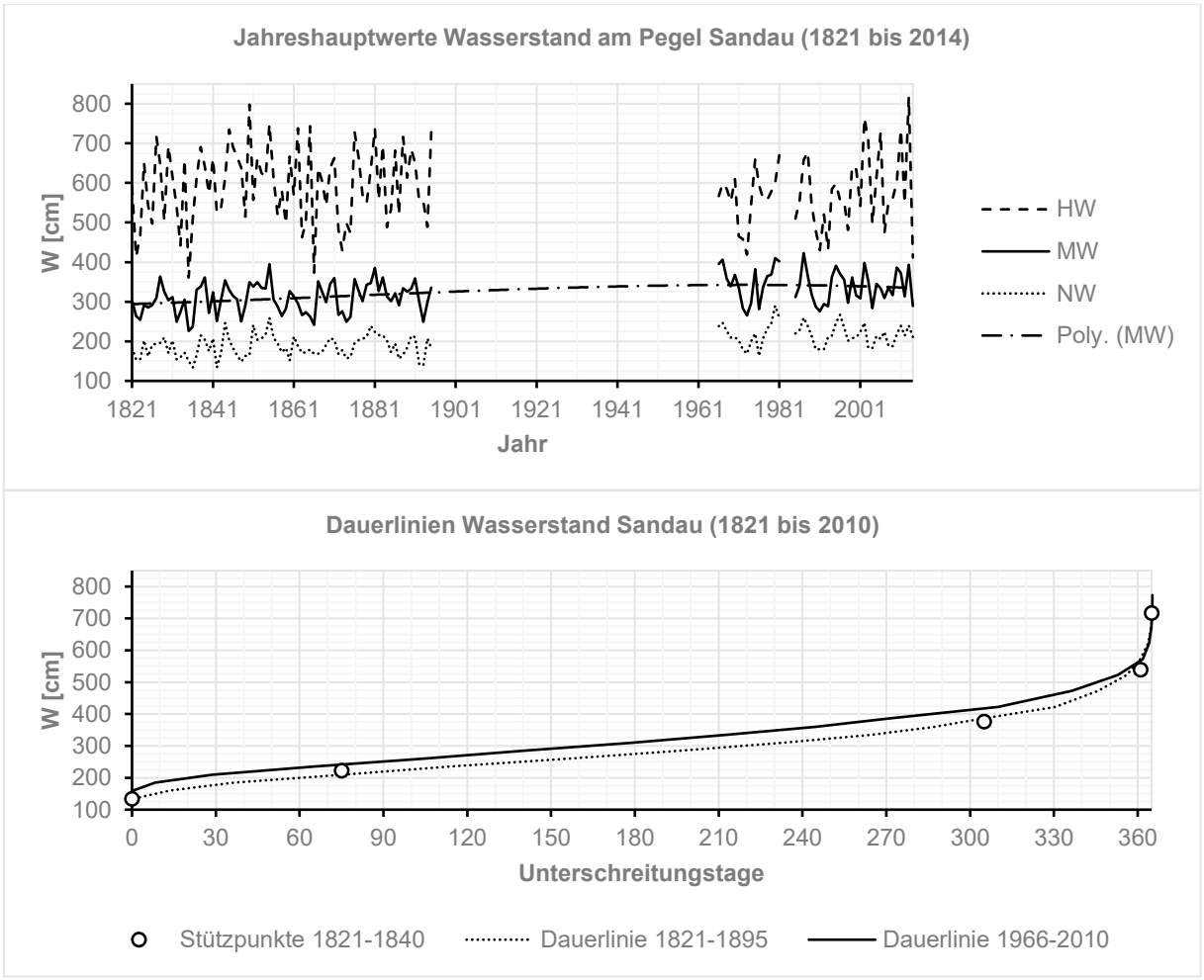


Abbildung 68: Jahresganglinie 1821 bis 2014 (oben) sowie Dauerlinien 1821 bis 1895 und 1966 bis 2010 (unten) des Wasserstandes der Elbe am Pegel Sandau, bezogen auf den aktuellen PNP = 22,461 m ü. NHN, Datengrundlage: KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) und BFG (2015)

Die Elbe zeigt damit bezüglich ihrer rezenten Aue heute ein atypisches Ausuferungsverhalten, welches zumindest kurz- und mittelfristig irreversibel ist. Eine Absenkung der mittleren und niedrigen Wasserstände auf das Niveau des Zeitraumes 1821 bis 1840 wäre damit nicht zielführend, weshalb im Rahmen dieser Fallstudie für die niedrigen und mittleren Wasserstände die Beibehaltung des aktuellen Niveaus als Zielstellung angenommen wird.

Hinsichtlich der Hochwasserstände muss dagegen ein anders Ziel verfolgt werden. Zwar wurden bereits im 19. Jahrhundert Wasserstände bis zu 800 cm (bezogen auf den aktuellen PNP) am Pegel Sandau gemessen, doch dies ist der damals schon viel zu schmalen rezenten Aue geschuldet. Nach KOENZEN (2005) sollte das jährliche Hochwasser in der niederen Aue etwa eine mittlere Wassertiefe von 1 m aufweisen und die Hochaue im Falle großer Hochwasserereignisse ebenfalls. Die Amplitude zwischen MW und dem höchsten Hochwasserstand beträgt demnach idealerweise etwa 2 m. An

der Elbe müssten dazu die Wasserstände am Pegel Sandau bei Extremereignissen etwa auf 530 cm begrenzt werden. Ein solcher Wasserstand liegt unter dem MHW = 568 cm der Zeitreihe 1961 bis 2010 und scheint etwas zu gering. Im Rahmen dieser Fallstudie soll deshalb die Zielstellung angenommen werden, den Wasserstand im Falle extremer Hochwässer auf 600 cm zu begrenzen, was einer Verminderung der bisherigen höchsten Wasserstände um 2 m entspricht und deutlich über dem aktuellen MHW liegt.

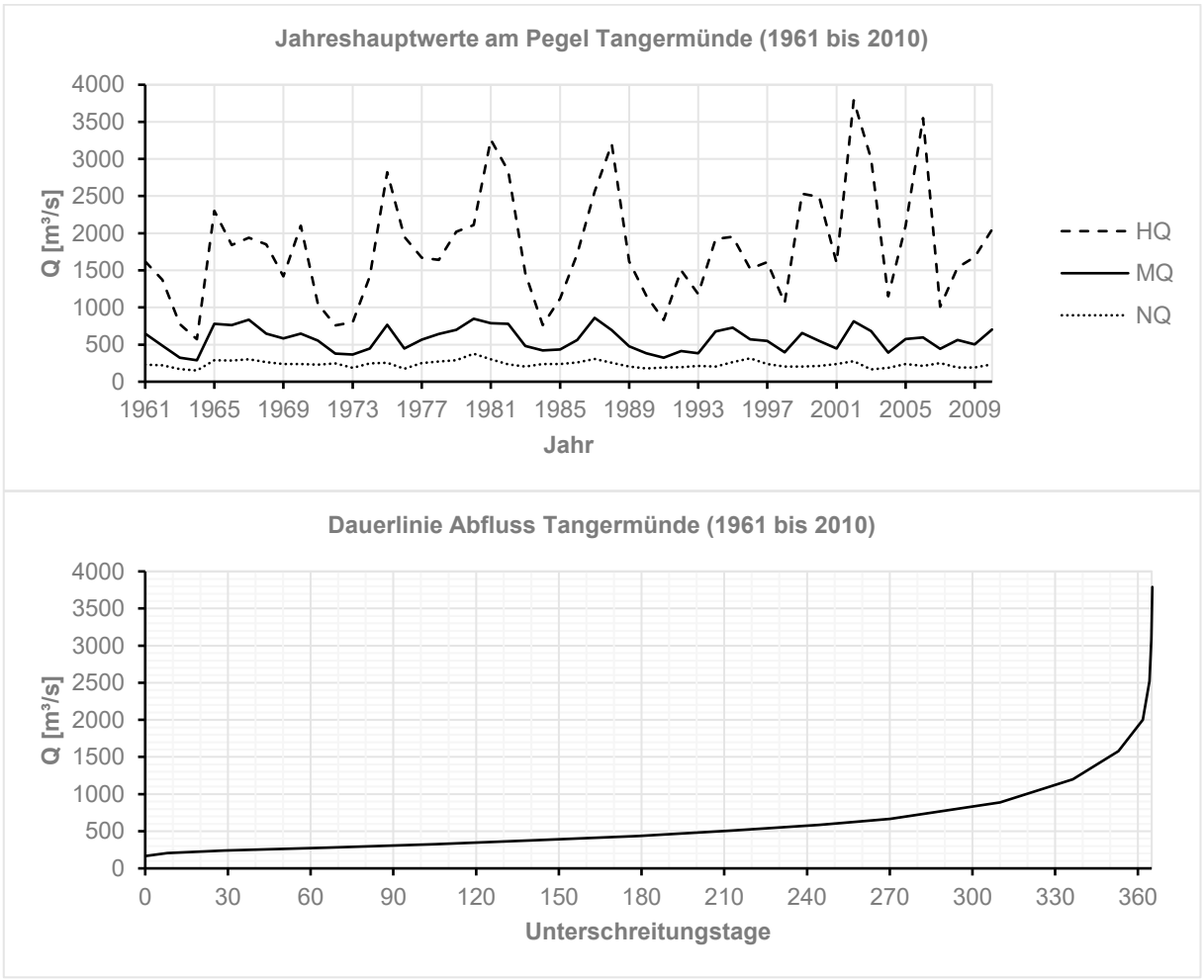


Abbildung 69: Jahresganglinie (oben) und Dauerlinie (unten) der Tagesmittelwerte des Abflusses der Elbe am Pegel Tangermünde in den Jahren 1961 bis 2010, Datengrunflage: BFG (2015)

In Abbildung 69 sind für den Zeitraum der hydrologischen Jahre 1961 bis 2010 die Jahreshauptwerte des Abflusses (oben) und die Dauerlinie (unten) dargestellt. Der bisher größte Abfluss am Pegel Tangermünde seit 1961 wurde am 09.06.2013 mit 4.970 m³/s bei einem Wasserstand von 817 cm am Pegel Sandau gemessen.

Die Zielfunktion der Wasserstand-Abfluss-Beziehung für den Pegel Sandau lässt sich nun mit der aktuellen Abflusstafel für den Pegel Tangermünde aus BFG (2017) konstruieren. Dazu wird mithilfe der dort veröffentlichten aktuellen Abflusstabelle der jeweilige Wasserstand am Pegel Sandau ermittelt und der Wasserstand für den maximalen Abfluss von ≈ 5.000 m³/s auf 600 cm oder 28,461 m ü. NHN begrenzt. Das Ergebnis zeigt Abbildung 70 „W-Q-Beziehung (Ziel)“ und Tabelle B. 3 in Anhang B.

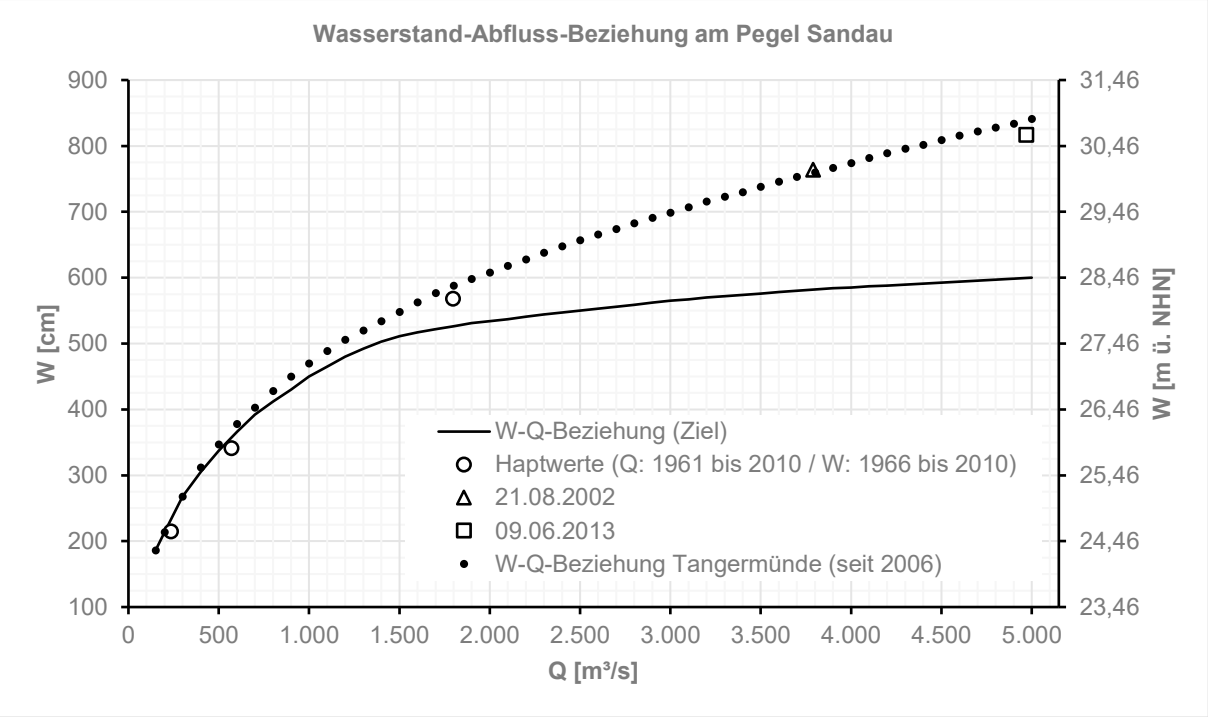


Abbildung 70: Zielparameter Wasserstand-Abfluss-Beziehung für die Elbe am Pegel Sandau, Datengrundlage: BFG (2015) und BFG (2017)

Die auf den Pegel Sandau projizierte Wasserstand-Abfluss-Beziehung ohne Begrenzung des höchsten Wasserstandes ist in Abbildung 70 in Form von Stützpunkten „W-Q-Beziehung Tangermünde (seit 2006)“ ebenfalls dargestellt, zusammen mit gewässerkundlichen Hauptwerten „Hauptwerte (Q: 1961 bis 2010 / W: 1966 bis 2010)“ sowie den beiden Extremereignissen vom 21.08.2002 und 09.06.2013. Sowohl die Hauptwerte als auch die beiden Extremereignisse zeigen eine gute Übereinstimmung mit der auf den Pegel Sandau projizierten Wasserstand-Abfluss-Beziehung des Pegels Tangermünde.

Für die Aufstellung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie wird insbesondere die Wasserstand-Abfluss-Beziehung für den mittleren und den höchsten Abfluss benötigt. Für MQ ≈ 570 m³/s kann man W ≈ 355 cm ermitteln und für HQ ≈ 5.000 m³/s wurde W ≈ 600 cm festgelegt. Bei MHQ ≈ 1.800 m³/s ergibt sich W ≈ 525 cm.

Das Ausuferungsverhalten zeigt Abbildung B. 6 in Anhang B beispielhaft. Die tiefen Rinnen der Aue führen demnach im Zielzustand bei Q ≈ 510 m³/s und W ≈ 340 cm durchschnittlich 150 Tage im Jahr Wasser. Die niedere Aue wird etwa bei Q ≈ 685 m³/s und W ≈ 390 cm an ca. 90 Tagen im Jahr überflutet und die Hochaue ab etwa Q ≈ 850 m³/s und W ≈ 420 cm an ca. 60 Tagen im Jahr.

Der mittlere Abfluss MQ ≈ 570 m³/s mit W_{MQ} ≈ 355 cm und einer Überschreitungsdauer von ca. 130 Tagen kann als bordvoller Abfluss deklariert werden, weil bei diesem Ereignis die tiefen Rinnen und auch bereits erste Bereiche der niederen Aue Wasser führen.

Zielparameter der Linienführung

Sohlengefälle I_{So}

Das Sohlengefälle der Elbe lässt sich mithilfe der FLYS Sohldaten der „Epochen“ 1993 – 1999, 2004 und 2013 aus BFG (2017) ermitteln (siehe dazu Abbildung 80 in Kapitel 5.3.3). Für die jeweiligen Längsschnitte der mittleren Sohlenhöhe zwischen den Stromkilometern 394,8 und 422,3 berechnet man die in Abbildung 71 dargestellten linearen Trend-Funktionen und erhält über deren Neigung das mittlere Sohlengefälle.

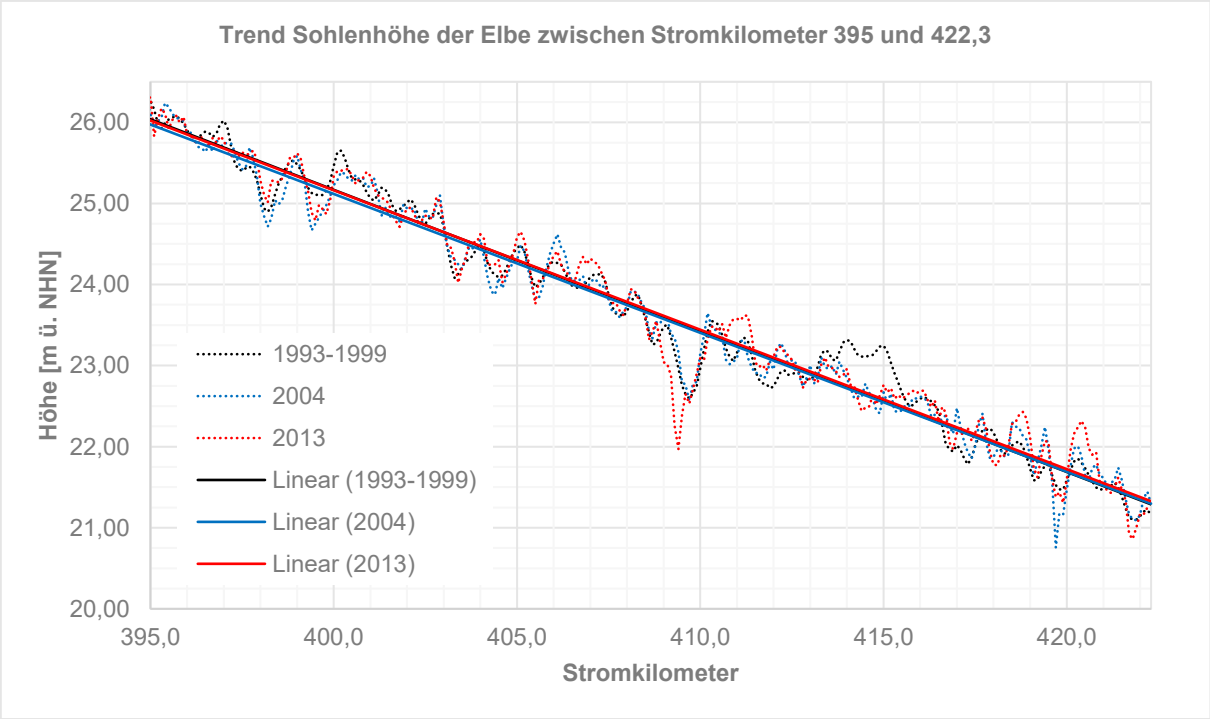


Abbildung 71: Trend der mittleren Sohlenhöhen der Elbe zwischen Stromkilometer 395 und 422,3 für die Epochen 1993 – 1999, 2004 und 2013, Datengrundlage: BFG (2017)

Für die Epoche 1993 – 1999 ist das so ermittelte Sohlengefälle 17,4 cm/km, 2004 betrug es 17,1 cm/km und 2013 waren es 17,2 cm/km. Der Mittelwert beträgt ebenfalls 17,2 cm/km.

Da die Lauflänge (l_F) im aktuellen Zustand mit 27.700 m kürzer ist, als 28.500 m im Zielzustand, ergibt sich für den Zielzustand:

$$I_{So} = 17{,}2\ cm/km \frac{27.700\ m}{28.500\ m} = 16{,}7\ cm/km$$

Wasserspiegelgefälle I_{Sp}

Das mittlere Wasserspiegelgefälle zwischen Tanger- und Havelmündung betrug nach KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) in den 1890er Jahren 17,7 cm/km. Außerdem sind die folgenden Wasserspiegellagen zwischen Hämerten und Sandau im Längsschnitt dokumentiert, wobei der Bezugspegel für den Wasserstand W der Pegel Sandau ist und die Abflüsse Q über die aktuelle Wasserstand-Abfluss-Beziehung geschätzt wurden:

- 02.09.1892 (W = 23,921 m ü. NHN / Q ≈ 80 m³/s): I_{Sp} = 18,7 cm/km
- 22.08.1896 (W = 25,741 m ü. NHN / Q ≈ 450 m³/s): I_{Sp} = 17,9 cm/km
- 26.-28.03.1896 (W = 27,741 m ü. NHN / Q ≈ 1.365 m³/s): I_{Sp} = 18,1 cm/km
- HW Scheitel 03/1895 (W = 29,741 m ü. NHN / Q ≈ 3.385 m³/s): I_{Sp} = 20,8 cm/km

Die in KÖNIGLICHE ELBSTROMVERWALTUNG (1898) dokumentierten Pegelstände und Wasserspiegellagen dokumentieren einen Zustand annähernd stationären Fließens, der Hochwasserspiegel im März 1895 basiert auf den gemessenen Höchstwasserständen.

Das aktuelle Wasserspiegelgefälle lässt sich für das Untersuchungsgebiet zwischen den Stromkilometern 394,8 und 422,3 für verschiedene Abflüsse mit FLYS aus BFG (2017) ermitteln. Auf die Ermittlung der linearen Trendfunktion wurde dabei verzichtet und die Werte des Wasserstandes an den Randpunkten des Untersuchungsgebietes direkt aus dem System abgelesen. Das Ergebnis zeigt „Gefälle (IST)“ in Abbildung 72.

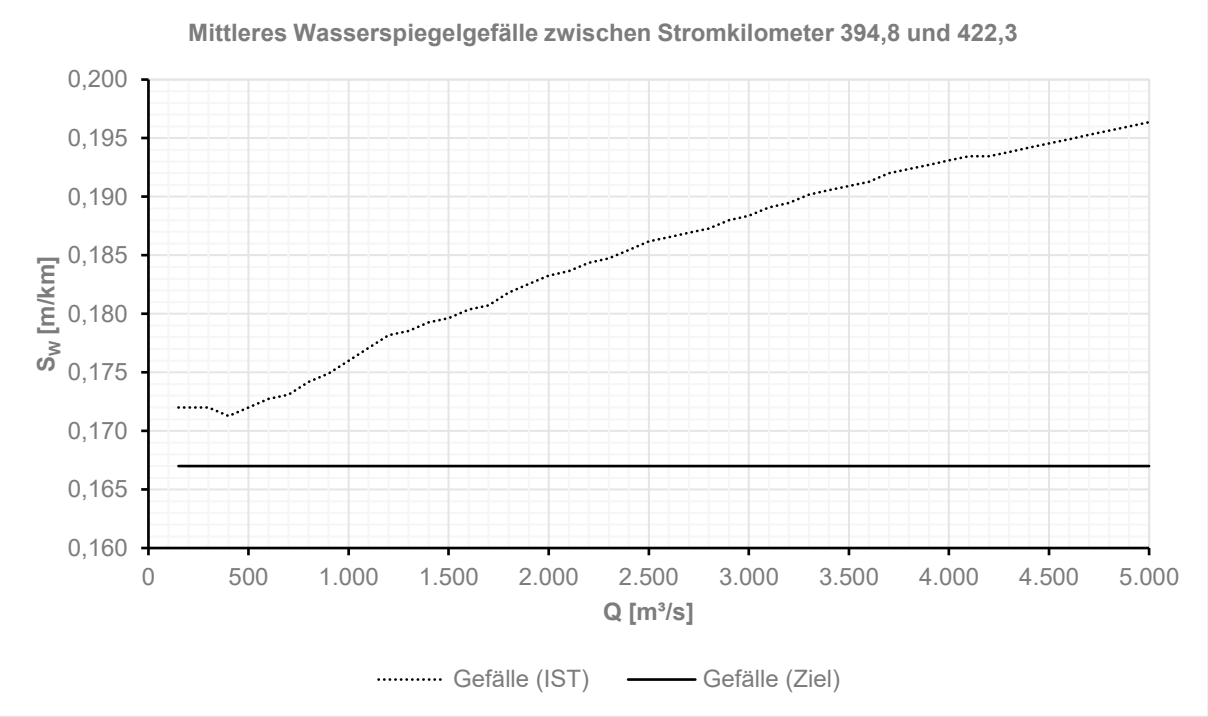


Abbildung 72: Wasserspiegelgefälle der Elbe zwischen Stromkilometer 395 und 422,3, in Abhängigkeit vom Abfluss in Tangermünde, Datengrundlage: BFG (2017)

Das Diagramm verdeutlicht, dass das aktuelle mittlere Wasserspiegelgefälle in allen dokumentierten Situationen etwas geringer ist, als das in den 1890er Jahren gemessene. Begründet werden kann dies mit den unterschiedlichen Bezugsstrecken, ggf. aber auch mit dem morphologischen Nachlauf der damals noch nicht sehr lange abgeschlossenen Strombaumaßnahmen.

Das aktuelle mittlere Wasserspiegelgefälle verläuft bis MQ parallel zum mittleren Sohlengefälle von 17,2 cm/km und steigt danach bis auf 19,6 cm/km bei einem Abfluss von 5.000 m³/s an. Ursächlich verantwortlich für dieses Verhalten sind vor allen Dingen die Geländeaufhöhung in der Aue und die zu geringe Auenbreite.

Da innerhalb des Untersuchungsgebietes keine natürlichen Rückstaueffekte auftreten und die Flussaue im natürlichen Zustand sehr breit wäre, soll die Zielgröße für das Wasserspiegelgefälle im Mittel bei allen Abflüssen etwa dem Sohlengefälle entsprechen. Damit wird, unter Berücksichtigung der erforderlichen Laufverlängerung:

$$I_{Sp}(Ziel) \approx I_{So}(Ziel) \approx 16{,}7\ cm/km$$

Die Zielfunktion ist also ein möglichst gleichbleibendes Wasserspiegelgefälle von 16,7 cm/km, wie es „Gefälle (Ziel)“ in Abbildung 72 zeigt.

Windungsgrad s

Mit der historischen Lauflänge des Flusses im Untersuchungsabschnitt $l_F = 28.500\,m$ und einer Tallänge $l_T = 27.350\,m$ erhält man den Windungsgrad.

$$s = \frac{28.500\,m}{27.350\,m} \approx 1{,}05$$

Gerinnezahl n_G

Mit den Werten für n_{G_i} und l_{F_i} aus Tabelle B. 1 im Anhang B ergibt sich nach Gleichung (3.13) die Gerinnezahl.

$$n_G = \frac{10.656 \cdot 1 + 15.947 \cdot 2 + 676 \cdot 3 + 1.219 \cdot 4}{28.499} = \frac{49.455}{28.499} \approx 1{,}7$$

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass auf ca. 63% der Flussstrecke Stromverzweigungen vorhanden sind. Meistens handelt es sich um einfache Stromteilungen, nur an zwei Stellen spaltet sich der Fluss in drei oder vier Flussarme auf, wie etwa bei Sandau (vergleiche Abbildung B. 1 in Anhang B).

Zielparameter der Querschnittsgeometrie

Wassertiefe h_b und Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ des Gerinnes

Ermittlung der Sedimentparameter d_m und k_s^g sowie der Sohlenrauheit k_s

Der mittlere Korndurchmesser d_m kann für die einzelnen Abschnitte Tabelle B. 2 in Anhang B entnommen werden. Die weiteren Betrachtungen erfolgen für den Mittelwert (Strkm 395 bis 420) sowie für ein ±10% variierendes d_m.

Die in Tabelle 31 dargestellte Kornrauheit k_s^g wird nach Formel (2.32) ermittelt, die kritische Schubspannung τ_{crit} ergibt sich aus der in Abbildung B. 5 im Anhang B dargestellten Shields-Funktion nach ZANKE (2013).

Mit der Ermittlung der effektiven Sohlenrauheit k_s für die historische unverbaute Elbe setzt sich BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) auseinander. Die Betrachtungen erfolgen anhand der wenigen Querprofile aus dem Jahr 1724. Die Autoren versuchen mit $k_s = 0{,}005 - 0{,}85\,m$ einen mehr oder weniger plausiblen Wertebereich für den natürlichen

Zustand einzugrenzen. Leider ist dieser Wertebereich sehr groß, so dass weitergehende Betrachtungen erforderlich sind.

Tabelle 31: Mittlerer Kordurchmesser, Kornrauheit und kritische Schubspannung im Untersuchungsgebiet Mittlere Elbe zwischen Stromkilometer 395 und 420

Mischproben [Strkm]	d_m [mm]	k_s^g [m]	τ_{crit} [N/m²]
395 – 420	1,94	0,0058	1,595
395 – 420 - 10%	1,75	0,0053	1,325
395 – 420 + 10%	2,13	0,0064	1,793

Die aktuellen Werte für die effektive Sohlenrauheit k_s des Hauptgerinnes (zwischen den Buhnen) an den Stromkilometern 395, 400, 405, 410, 415 und 420, die mithilfe von Geometrie- und Abflussdaten aus BFG (2017) und Gleichung (2.17) ermittelt wurden, können Tabelle 32 entnommen werden. Die Sohlenrauheit bei MQ ist am geringsten, die leichte Zunahme der Sohlenrauheit zwischen MNQ und 0,75 MQ kann mit dem stärker werdenden Einfluss der Strombauwerke erklärt werden.

Tabelle 32: Effektive Sohlenrauheit der Elbe innerhalb des Hauptgerinnes, bei MNQ, 0,75 MQ und MQ, an den Stromkilometern 395, 400, 405, 410, 415 und 420, Datengrundlage: BFG (2017)

Ort [Strkm]	k_s [m] MNQ	0,75 MQ	MQ
395	0,189	0,230	0,200
400	0,133	0,182	0,163
405	0,276	0,302	0,256
410	0,315	0,264	0,231
415	0,152	0,183	0,156
420	0,162	0,144	0,127
Mittelwerte:	**0,205**	**0,218**	**0,189**

Im Rahmen dieser Fallstudie soll für die Aufstellung des Zielsystems der Mittelwert des Ereignisses MQ verwendet werden.

$$k_s \approx 0{,}19\ m$$

Ermittlung von h_b und $b_{Sp,b}$ über gemittelte Abflussverhältnisse

Die mittlere Wassertiefe bei MQ = 570 m³/s h_{MQ} entspricht etwa der bordvollen Wassertiefe h_b. Sie lässt sich für die drei in Tabelle 31 dargestellten Sedimentsituationen mit den Gleichungen (3.4) und (3.5) berechnen. Das angestrebte Wasserspiegelgefälle beträgt $I_{Sp} = 16{,}7\ cm/km$ (siehe weiter oben in diesem Kapitel) und die Konstanten g und ϱ_w stammen aus Tabelle 8. Die Ergebnisse gibt Tabelle 33 wieder.

Tabelle 33: Ermittlung der mittleren Wassertiefe bei MQ ≈ Q_b für die mittleren Korndurchmesser der Mischprobe Strkm 395 – 420 und einer Variation von ± 10% nach den Gleichungen (3.4) und (3.5)

Mischproben [Strkm]	d_m [mm]	τ_{crit} [N/m²]	k_s^g [m]	k_s [m]	I_{Sp} [-]	h_b [m]
395 – 420	1,94	1,595	0,0058	0,19	0,000167	2,74
395 – 420 - 10%	1,75	1,325	0,0053	0,19	0,000167	2,38
395 – 420 + 10%	2,13	1,793	0,0064	0,19	0,000167	2,97

Die Wasserspiegelbreite für MQ $b_{Sp,MQ}$ entspricht etwa der bordvollen Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$. Die Berechnung erfolgt mit Gleichung (3.6). Es wird die gleiche

Sedimentzusammensetzung betrachtet, wie bei der Ermittlung der mittleren Wassertiefe $h_{MQ} \approx h_b$. Die Eingangsparameter und die Ergebnisse fasst Tabelle 34 zusammen. Die verwendeten Konstanten g und κ findet man in Tabelle 8.

Tabelle 34: Ermittlung der Wasserspiegelbreite bei MQ ≈ Q_b nach Gleichung (3.6)

Mischproben [Strkm]	$Q_b \approx MQ$ [m³/s]	k_s [m]	I_{Sp} [-]	h_b [m]	$b_{Sp,b}$ [m]
395 – 420	570	0,19	0,000167	2,74	247
395 – 420 - 10%	570	0,19	0,000167	2,38	314
395 – 420 + 10%	570	0,19	0,000167	2,97	216

Ermittlung von h_b und $b_{Sp,b}$ über die Wasserstand-Abfluss-Beziehung

Für die Ermittlung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie über das Gleichungssystem (3.7) werden die drei in Abbildung 73 dargestellten Abschnitte $W1 = 305 - 358\,cm$, $W2 = 337 - 366\,cm$ und $W3 = 305 - 366\,cm$, (bezogen auf den Pegel Sandau) untersucht. Die Qualität der Interpolation ist bei allen gewählten Abschnitten gut, was auf den annähernd linearen Verlauf der Wasserstand-Abfluss-Beziehung in diesem Abschnitt zurückzuführen ist.

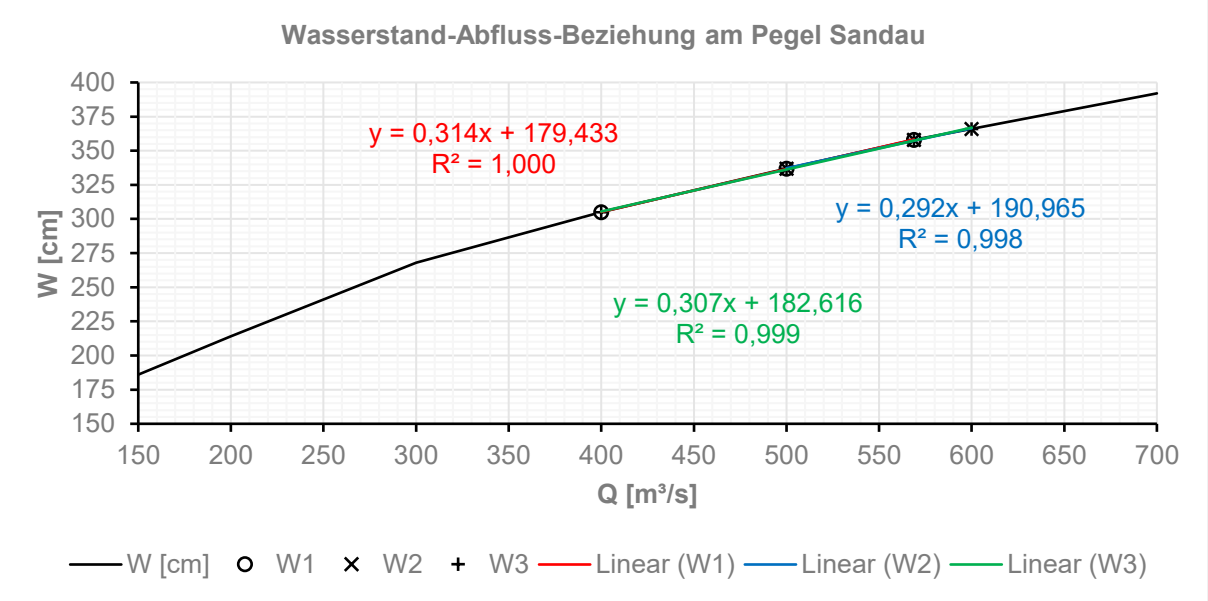


Abbildung 73: Interpolierte Abschnitte der Wasserstand-Abfluss-Beziehung für die Elbe, bezogen auf den Pegel Sandau, Datengrundlage: BFG (2015) und BFG (2017)

In Tabelle 35 sind Eingangsparameter und Ergebnisse zusammengefasst. Die verwendeten Konstanten g und κ sind Tabelle 8 zu entnehmen.

Tabelle 35: Ermittlung der mittleren Wassertiefe und Wasserspiegelbreite bei $Q_b \approx MQ$ nach Gleichungssystem (3.7)

W Unterpegel Rathenow [cm]	Q_2 [m³/s]	$W_b - W_2$ interpoliert [cm]	k_s [m]	I_{Sp_b} [-]	h_b [m]	$b_{Sp,b}$ [m]
W1 (305 – 358)	400	53,07	0,19	0,000167	2,83	233
W2 (337 – 366)	500	20,14	0,19	0,000167	2,75	245
W3 (305 – 366)	400	51,87	0,19	0,000167	2,77	242

Bewertung der Ergebnisse aus beiden Verfahren

Die ermittelte Querschnittsgeometrie des bordvollen Zustandes für die betrachteten Fälle kann Abbildung 74 entnommen werden. Es ist erkennbar, dass die mit dem Gleichungssystem (3.7) berechneten Geometrien der über die Gleichungen (3.4) bis (3.6) gefundenen Querschnittsgeometrie des Gerinnes für d_m „Tau(crit) (dm)“ am nächsten kommt.

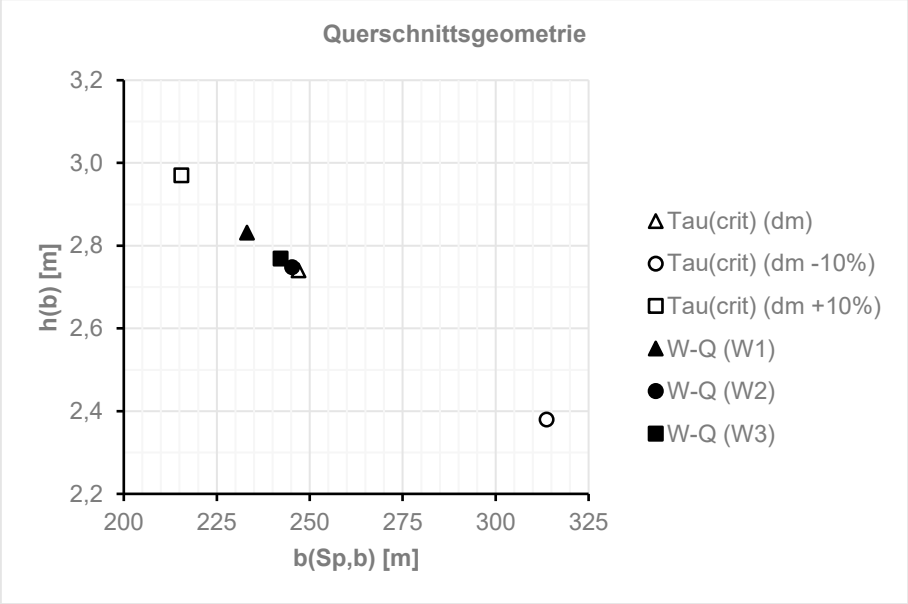


Abbildung 74: Über gemittelte Abflussverhältnisse und die Wasserstand-Abfluss-Beziehung ermittelten Zielparameter der Qerschnittsgeometrie des Gerinnes aus Tabelle 34 und Tabelle 35

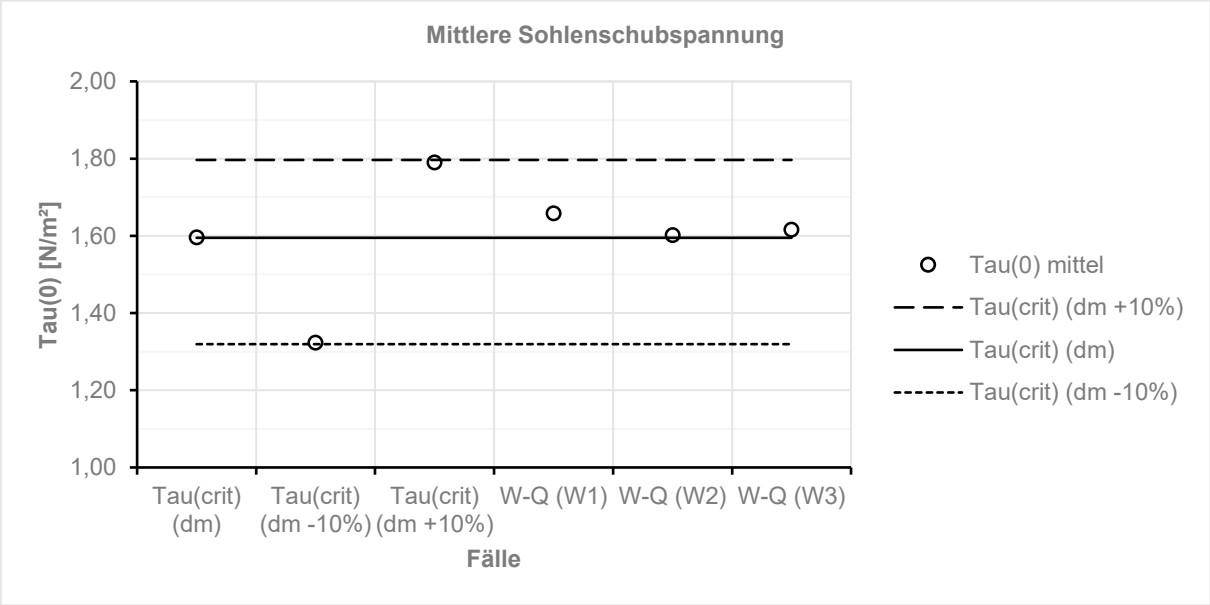


Abbildung 75: Jährliche mittlere Sohlenschubspannung der Qerschnittsgeometrie des Gerinnes aus Tabelle 34 und Tabelle 35, in Bezug zur kritischen Schubspannung des mittleren Korndurchmessers im Untersuchungsgebiet

Die den gemittelten Abflussverhältnissen zugehörige gemittelte Sohlenschubspannung zeigt Abbildung 75. Die Werte für die gemittelte Sohlenschubspannung bewegen sich zwischen 1,32 N/m² und 1,79 N/m² und liegen damit innerhalb des Variationsbereiches der kritischen Schubspannung für d_m = 1,94 mm ±10% von 1,32 N/m² bis 1,80 N/m².

Die mittlere Fließgeschwindigkeit der betrachteten Fälle „Tau(crit) (d_m)“ und „W-Q (i)“ divergiert mit 0,84 m/s bis 0,86 m/s nur um ca. 2%. Dies ist ein Indiz für die Plausibilität der Herangehensweise.

Überprüfung in der Praxis

Eine Überprüfung der ermittelten Wassertiefen anhand historischer Messdaten ist nicht möglich, da solche für das Untersuchungsgebiet nicht zur Verfügung stehen. Auch die in BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) ausgewerteten 17 Profile aus dem Jahr 1724 sind nur bedingt nutzbar, denn sie liegen, zwischen Stromkilometer 476,9 und 485,0, deutlich entfernt vom Untersuchungsgebiet und zudem in einem Abschnitt der Elbe mit feinerem Sediment. Erschwerend kommt hinzu, dass kein eindeutiger Bezugshorizont für die Profile bekannt ist.

Für die 14 nicht künstlich verengten Profile ermitteln BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) eine mittlere Wassertiefe von 1,01 – 2,95 m, bei einem Mittelwert von 1,78 m. Berücksichtigt man den Aufnahmezeitpunkt zwischen MNQ und MQ, so ergibt sich bei aktuellen Verhältnissen nach BFG (2017), gemessen am Pegel Wittenberge, eine Unsicherheitsspanne von ca. +1,5 m. Das flachste Profil hat demnach bei MQ etwa eine mittlere Tiefe von 1,0 – 2,5 m (Mittelwert: 1,75 m), das tiefste 2,95 – 4,45 m (Mittelwert: 3,7 m) und der Mittelwert beträgt ca. 1,8 – 3,2 m (Mittelwert: 2,5 m).

Die errechneten Werte für die mittlere Wassertiefe liegen damit etwas höher, als der Mittelwert der in BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) ausgewerteten historischen Profile. Die Ursache dafür kann im höheren Gefälle und dem größeren mittleren Sedimentkorndurchmesser des Untersuchungsgebietes (Stromkilometer 395 bis 420) gesucht werden.

Zwar sollte man annehmen, dass sich die errechneten Werte für die Wasserspiegelbreite aufgrund vorhandener historischer Karten besser verifizieren lassen, als die Wassertiefe, allerdings besteht auch hier das Problem des Bezugswasserstandes bei der Kartenaufnahme. Nach BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) variieren die aktuellen Wasserspiegelbreiten im Untersuchungsgebiet zwischen NW und MW etwa um 50 bis 200 m. Dabei haben schmale und tiefe Abschnitte in der Regel steilere sowie breite und flache Abschnitte eher flache Böschungen.

An den 14 nicht künstlich verengten Profilen haben BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) Wasserspiegelbreiten von 312 bis 562 m ermittelt, bei einem Mittelwert von 423 m.

Dem Schmettauschen Kartenwerk in SCHMETTAU (1787) kann man entnehmen, dass die Varianz der Gewässerbreite innerhalb des Untersuchungsgebietes noch deutlich größer ist, wie man z.B. in Abbildung B. 1 in Anhang B erkennen kann. Unter Vernachlässigung der oben beschriebenen Unsicherheit des Aufnahmezeitpunktes lassen sich Wasserspiegelbreiten zwischen etwa 150 m und 580 m ermitteln, wobei die mittlere Gewässerbreite mit ca. 300 m angenommen werden kann.

Betrachtet man die Stromkarte der Elbe (1835/36) in BFG (2017), ebenfalls unter Vernachlässigung der Unsicherheiten, so ergibt sich ein ähnliches Bild. Die Wasserspiegelbreiten variieren zwischen 110 m und ca. 570 m und auch hier liegt die mittlere Gewässerbreite bei etwa 300 m.

Berücksichtigt man die Unsicherheit, zeigen die ermittelten Wasserspiegelbreiten eine hinreichende Übereinstimmung in Abschnitten sowohl mit feinem als auch mit grobem Sediment, der Mittelwert hingegen scheint dagegen zu gering auszufallen. Allerdings zeigen die historischen Karten eine sehr hohe Breitenvarianz. Auch dürften sich die Sedimentzusammensetzung im nicht ausgebauten Zustand bei weitem nicht so homogen und im Längsschnitt gleichmäßig veränderlich dargestellt haben, wie in BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002) für den aktuellen Zustand postuliert wird (vergleiche dazu Tabelle B. 2 in Anhang B). Vor diesem Hintergrund relativiert sich die Abweichung des errechneten Mittelwertes von den historischen Karten.

Schlussfolgerungen

Die bordvolle Wassertiefe h_b der idealisierten Gerinne variiert für $d_m \pm 10\%$ zwischen 2,38 m und 2,97 m, bei einem Mittelwert von 2,70 m und die Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ zwischen 216 m und 314 m, bei einem Mittelwert von 259 m. Der Mittelwert für $b_{Sp,b}$ ist allerdings wegen der erforderlichen Erfüllung von Gleichung (3.6) bei Q_b auf 255 m abzurunden. Die mit Gleichungssystem (3.7) ermittelten Geometrien zeigen eine hohe Übereinstimmung und liegen innerhalb dieser Variation. Vergleicht man zudem die berechneten Ergebnisse mit den Vermessungsdaten der weiter im Unterlauf liegenden historischen Profile, kann festgestellt werden, dass beide Verfahren zur Ermittlung der Querschnittsgeometrie für die Fallstudie Untere Havel ähnliche und plausible Ergebnisse liefern. Die Zielparameter werden wie folgt festgelegt:

$$h_b = 2{,}40 - 3{,}00\ m\ (\overline{h_b} = 2{,}70\ m) \qquad b_{Sp,b} = 315 - 215\ m\ (\overline{b_{Sp,b}} = 255\ m)$$

Bei Stromteilungen teilt sich die Gesamtbreite auf die jeweiligen Flussarme auf, wobei die Summe der einzelnen Wasserspiegelbreiten aufgrund des größeren benetzen Umfangs größer wird.

Hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$

Die Betrachtung erfolgt für einen Abfluss von $Q = 5.000\ m^3/s$ und den zugehörigen Wasserstand $W = 600\ cm = 28{,}461\ m$ ü. NHN am Pegel Sandau (siehe Abbildung 70).

Das Wasserspiegelgefälle im Gerinne beträgt, unter Berücksichtigung der Zielstellung für die Lauflänge, $I_{Sp} = 16{,}7\ cm/km$ und das Talbodengefälle der Aue lässt sich ermitteln:

$$I_T = I_{Sp} \cdot \frac{l_F}{l_T} = 0{,}000167 \cdot \frac{28.500\ m}{27.350\ m} \approx 0{,}000174$$

Der Rauheitsbeiwert für die Aue wird, wie im Fallbeispiel Untere Havel, nach MARTIN UND POHL ET AL. (2000) mit $k_s = 0{,}3\ m$ gewählt und für das Gerinne werden die Mittelwerte, $h_{MQ} \approx h_b \approx 2{,}70\ m$, $b_{Sp,MQ} \approx b_{Sp,b} \approx 255\ m$ und $k_s = 0{,}19$ verwendet.

Die mittlere Auenhöhe lässt sich nur schwer bestimmen, insbesondere wegen der irreversiblen Geländeaufhöhung in der rezenten Aue. Dort liegt die aktuelle mittlere Auenhöhe bei $W \approx 470\ cm = 27{,}161\ m$ ü. NHN, bezogen auf den Pegel Sandau. Die Altaue im Deichhinterland hingegen weist in tiefen Bereichen eine theoretische Überflutungsdauer von bis zu 150 Tagen auf, was einem Wasserstand von $MW \approx 355\ cm = 26{,}011\ m$ ü. NHN, bezogen auf den Pegel Sandau, entspricht. Betrachtet man die gesamte morphologische Aue, so überflutet diese im Mittel ab $W \approx 420\ cm = 26{,}661\ m$ ü. NHN, bezogen auf den Pegel Sandau. Beispielhaft illustriert Abbildung B. 6 in Anhang B die Situation.

Damit ergeben sich für die Aue: $h_{5000_A} = 6{,}0\ m - 4{,}2\ m = 1{,}8\ m$ und für das Gerinne: $h_{5000_G} = 6{,}0\ m - 3{,}55\ m + 2{,}7\ m = 5{,}15\ m$.

Mit Gleichung (3.8) und den Konstanten aus Tabelle 8 erhält man das in Tabelle 36 zusammengefasste Ergebnis.

Tabelle 36: Ermittlung der hydrologisch bedingten Mindestbreite der Aue der Elbe für die Mischprobe Strkm 395 – 420

Ereignis			Gerinne			Aue					
Q [m³/s]	W [m]	k_s [m]	I_{Sp} [-]	h_{5000} [m]	$b_{Sp,b}$ [m]	Q [m³/s]	k_s [m]	I_T [-]	h_{5000} [m]	Q [m³/s]	$b_{Sp,5000}$ [m]
5.000	6,0	0,19	0,000167	5,15	255	1.702	0,3	0,000174	1,80	3.298	3.169

Im Gerinne werden bei diesem Ereignis ca. 1.700 m³/s abgeführt, in der Aue etwa 3.300 m³/s, bei einer erforderlichen Mindestbreite der Aue von ca. 3.170 m. Addiert man nun die Gerinnebreite dazu, ergibt sich:

$$b_{A,h} = 3.170\ m + 255\ m = 3.425\ m \approx 3.500\ m$$

Retentionsvolumen V_{R_n}

Die vorhandene Talbreite der Elbe im Untersuchungsgebiet ist ausreichend, um die hydrologisch bedingte Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$ wiederherzustellen. Ein zusätzliches Retentionsvolumen wäre in diesem Falle nicht erforderlich.

$$V_{R_n} = 0\ m^3$$

Betrachtet werden soll an dieser Stelle auch der Fall, dass nur die morphologisch bedingte Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ wiederhergestellt wird.

Die morphologisch bedingte Mindestbreite der Aue $b_{A,m} = 1.300\ m$ wird weiter unten in diesem Kapitel ermittelt. Abzüglich der Gerinnebreite ergibt sich $b_{Sp,5000_A} = b_{A,m} - b_{Sp,b} = 1.300\ m - 255\ m = 1.045\ m$. Die mittlere Auenhöhe des Deichvorlandes wurde weiter oben bereits mit $W \approx 470\ cm = 27{,}161\ m$ ü. NHN, bezogen auf den Pegel Sandau, ermittelt. Damit wäre $h_{5000_A} = 6{,}0\ m - 4{,}7\ m = 1{,}3\ m$.

Mit Gleichung (3.8) und den Konstanten aus Tabelle 8 ergibt sich, dass Gerinne und Aue bei einem Wasserstand $W = 600\ cm = 28{,}461\ m$ ü. NHN am Pegel Sandau maximal

etwa $Q = 1.702\ m^3/s + 617\ m^3/s = 2.319\ m^3/s \approx 2.320 m^3/s$ abführen können. Das erforderliche Retentionsvolumen errechnet man mit Gleichung (3.9).

Das bisher größte Ereignis, für welches Abflussdaten vorliegen, datiert auf den Juni 2013. Den Daten aus BFG (2015) kann man entnehmen, dass zwischen dem 06.06.2013 und dem 17.06.2013 am Pegel Tangermünde der Abfluss größer als 2.320 m³/s (2.390, 3.530, 4.410, 4.970, 4.720, 4.170, 3.770, 3.410, 3.160, 2.910, 2.730 und 2.500 m³/s) war. Das erforderliche Retentionsvolumen ergibt sich damit:

$$V_{R_n} = \sum_{i=1}^{6} \Delta Q_i \cdot 86.400\ s = 14.830 \frac{m^3}{s} \cdot 86.400 s = 1.281.312.000\ m^3 \approx 1.285\ hm^3$$

Um dieses Retentionsvolumen realisieren zu können, wäre bei einer durchschnittlichen Überflutungshöhe von 1,5 m etwa eine Fläche von 857 km² erforderlich, was etwa 106% der aktuellen oder etwas weniger als 14% der historischen Überflutungsfläche entspricht (vergleiche Kapitel 5.3.1).

Zielparameter der Anpassungsprozesse

Änderung des Sedimenttransports (dQ_S)

Für das Untersuchungsgebiet konnten keine nutzbaren Daten zur Analyse der Änderung der Sohlgeometrie für den unverbauten Zustand gefunden werden.

Auch historisches Kartenmaterial mit hinreichend genauer Darstellung der natürlichen Laufentwicklung ist nach ROMMEL (2000), ROMMEL UND HATZ (2012) sowie ROMMEL ET AL. (2012) rar. Untersuchungen von ROMMEL (2000) haben diesbezüglich gezeigt, dass bei Stromkilometer 384, etwas südlich des Untersuchungsgebietes, zwischen 1777 und 1891 250 bis maximal 1.250 m Laufmigration und -expansion und durchschnittlich etwa 700 m in 100 Jahren, zu verzeichnen waren. Für Arneburg werden sogar 2.000 m Laufmigration in 100 Jahren angegeben, nach ROMMEL (2000) die höchste, allerdings auch durch anthropogene Einflüsse verursachte, Laufmigrationsrate an der Mittleren Elbe. Dem stehen Abschnitte sehr geringer Laufmigration gegenüber.

Da ein Gleichgewichtszustand angestrebt wird, besteht die Zielstellung einer sich über lange Zeiträume nur gering verändernden mittleren Sohlenhöhe, bei moderater mittlerer Laufmigration von durchschnittlich ca. 5 m pro Jahr.

$$\overline{dQ_S} \rightarrow 0 \begin{cases} \overline{dy(t)} \neq 0\ (5\ m/a) \\ \overline{dz(t)} \rightarrow 0 \end{cases}$$

Morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$

Da innerhalb des Untersuchungsgebietes nur ein Mäandergürtel erfasst wurde, entspricht die morphologisch begründete Mindestbreite der Aue dessen maximaler Breite.

Der Mäandergürtel wird zwar in Teilen des Untersuchungsgebietes vom linken Talrand begrenzt, allerdings ist die minimale Talbreite von 4.000 m auch dort größer als die ermittelte maximale Mäandergürtelbreite.

$$b_{A,m} = b_{M_1} \approx 1.300\ m$$

Mindestbreite der Aue b_A

Die hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$ ist maßgebend, da sie größer ist als die morphologisch begründete Mindestbreite $b_{A,m}$.

$$b_A = b_{A,h} \approx 3.500\ m$$

Zielparameter des Energiehaushaltes

Spezifische Flussleistung des Gerinnes ω_G

Die Ermittlung der spezifischen Flussleistung für das Gerinne erfolgt für $\overline{h_b} = 2{,}70\ m$ und $\overline{b_{Sp,b}} = 255\ m$. Dabei werden die Fälle MQ, MHQ und BHQ sowie Q mit 364 Tagen Unterschreitungswahrscheinlichkeit für den Zeitraum Q: 1961 – 2010 / W: 1966 – 2010 betrachtet. Die Konstanten sind Tabelle 8 zu entnehmen.

Tabelle 37: Spezifische Flussleistung des Gerinnes der Elbe zwischen Strkm 395 und 420 nach Gleichung (3.1)

Fall	Q_{gesamt} [m³/s]	Gerinne $b_{Sp,b}$ [m]	Gerinne I_{Sp} [m³/s]	$Q_{Gerinne}$ [m³/s]	ω_G [W/m²]
MQ	570	255	0,000167	570	3,66
MHQ	1.800	255	0,000167	1.307	8,40
$Q_{1Tag/Jahr}$	2.460	255	0,000167	1.429	9,18
BHQ	5.000	255	0,000167	1.702	10,93

Das Ergebnis fassen Tabelle 37 und Abbildung 76 zusammen.

Spezifische Flussleistung der Aue ω_A

Die spezifische Flussleistung der Aue wird für eine Breite von 3.245 m berechnet, der Auenbreite (3.500 m), abzüglich der Gerinnebreite (255 m). Das weiter oben berechnete Talbodengefälle beträgt $S_T = 17{,}4\ cm/km$. Die verwendeten Konstanten findet man in Tabelle 8, die Ergebnisse in Tabelle 38 und Abbildung 76.

Tabelle 38: Spezifische Flussleistung für die Aue der Elbe zwischen Strkm 395 und 420 nach Gleichung (3.2)

Fall	Q_{gesamt} [m³/s]	Aue $b_A - b_{Sp,b}$ [m]	Aue I_T [m³/s]	Q_{Aue} [m³/s]	ω_A [W/m²]
MQ	570	3.245	0,000174	0	0,00
MHQ	1.800	3.245	0,000174	493	0,26
$Q_{1Tag/Jahr}$	2.460	3.245	0,000174	1.031	0,54
BHQ	5.000	3.245	0,000174	3.298	1,73

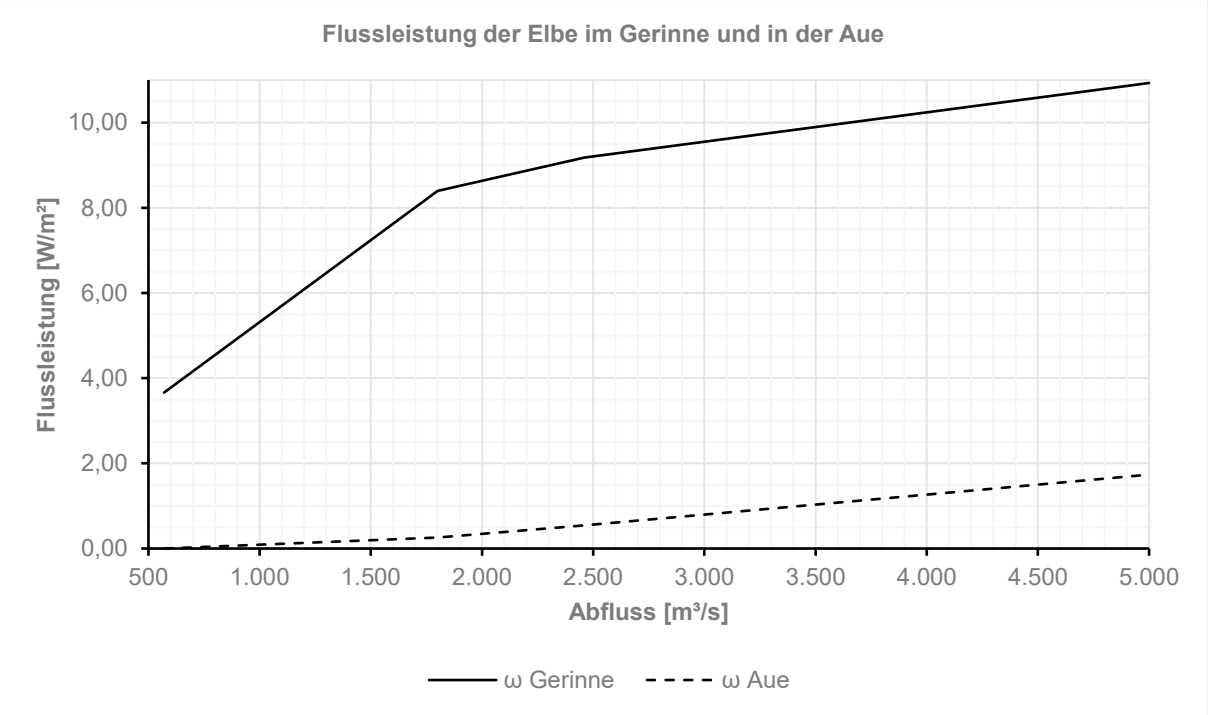


Abbildung 76: Spezifische Flussleistung im Gerinne und der Aue der Elbe zwischen Strkm 395 und 420 nach den Gleichung (3.1) und (3.2)

Eine Zusammenfassung aller ermittelten Zielparameter enthält Tabelle 39.

Tabelle 39: Zusammenfassung der innerhalb der Fallstudie Mittlere Elbe ermittelten Zielparameter

Größe	Zielparameter	Formel	Wert
$W(Q)$	Hydrologie	3.3	siehe Abbildung 70 und Tabelle B. 3
I_{So}	Linienführung	3.10	16,7 cm/km
I_{Sp}	Linienführung	3.11	16,7 cm/km
s	Linienführung	3.12	1,05
n_G	Linienführung	3.13	1,7
h_b	Querschnittsgeometrie	(3.4), 3.5, 3.7	2,40 – 3,00 m ($\overline{h_b}$ = 2,70 m)
$b_{Sp,b}$	Querschnittsgeometrie	3.6, 3.7	315 – 215 m ($\overline{b_{Sp,b}}$ = 255 m) → ($b_{Sp,b}$ ↑ bei h_b ↓)
$b_{A,h}$	Querschnittsgeometrie	3.8	3.500 m
V_{R_n}	Querschnittsgeometrie	3.9	0 m³ (1.285 hm³)
dQ_S	Anpassungsprozesse	3.14, 3.15	$\overline{dQ_S} \rightarrow 0$ / $\overline{dy(t)} \neq 0$ $(5\ m/a)$ / $\overline{dz(t)} \rightarrow 0$
$b_{A,m}$	Anpassungsprozesse	3.16	1.300 m
b_A	Anpassungsprozesse	3.17	3.500 m
ω_G	Energiehaushalt	3.1	siehe Abbildung 76 und Tabelle 37
ω_A	Energiehaushalt	3.2	siehe Abbildung 76 und Tabelle 38

5.3.3 Ableitung einer Entwicklungsstrategie

Die Ableitung der Entwicklungsstrategie erfolgt, wie auch schon in der Fallstudie Untere Havel (vergleiche Kapitel 5.2.3), gemäß Kapitel 4, auf der Basis der Zielparameter aus Tabelle 39.

Defizitanalyse:

Zunächst sollen dazu wieder die vorhandenen Defizite ermittelt werden, unter Berücksichtigung der folgenden Grundannahmen:

- Die Elbe stromauf und stromab des Untersuchungsgebietes wird als im Zielzustand befindlich angenommen.
- Bei einer Renaturierung bleibt die effektive Sohlenrauheit etwa $k_s = 0{,}19\ m$.
- Die Charakteristik der Sedimentzusammensetzung ändert sich durch die Entwicklungsmaßnahmen nicht wesentlich (siehe dazu Tabelle B. 2 in Anhang B).
- Die aktuelle Abflusscharakteristik bleibt mindestens mittelfristig repräsentativ. Auf die anthropogenen Einflüsse im Einzugsgebiet der Elbe und deren Wirkung auf das Abflussverhalten wurde bereits in Kapitel 5.3.2 eingegangen.

Aktuelle Linienführung

Lauflänge l_F

Die aktuelle Fließlänge der Elbe im Untersuchungsgebiet wurde über eine Längenmessung der Strommittenlinie der DBWK in FLYS aus BFG (2017) ermittelt. Die gemessene Länge weicht von der in der Karte eingetragenen Kilometrierung um 200 m ab und beträgt $l_F = 27.700\ m$.

Damit ist eine Laufverkürzung von $\Delta l_F = 27.700\ m - 28.500\ m = -800\ m$ zu verzeichnen.

Gerinnezahl n_G

Durch strombauliche Maßnahmen erhielt die Elbe innerhalb des Untersuchungsgebietes ein einheitliches, unverzweigtes Strombett, ohne Inseln, womit $n_G = 1$ geworden ist.

Das Defizit der Gerinnezahl ergibt sich $\Delta n_G = 1 - 1{,}7 = -0{,}7$.

Aktuelle Querschnittsgeometrie

Wassertiefe des Gerinnes bei bordvollem Abfluss h_b

Zur Ermittlung der aktuellen mittleren Sohlenhöhe wurden für die Stromkilometer 395 bis 422 im Abstand von 1 km die Querprofile des DGM-W 2007 unter der Wasserspiegellinie für MW aus BFG (2017) ausgewertet.

Die mittleren Wassertiefen bei MQ $h_{MQ} \approx h_b$, bezogen auf die gesamte Gewässerbreite, liegen zwischen 2,24 m und 3,18 m, der Mittelwert beträgt $\overline{h_{MQ}} \approx \overline{h_b} = 2{,}71\ m$. Damit liegt die aktuelle Sohle auf dem Niveau der Zielsohle. Die mittlere Wassertiefe im „Hauptgerinne“, zwischen den Streichlinien der Einschränkungsbauwerke, variiert von 2,93 m bis 3,94 m, der Mittelwert beträgt 3,38 m. Die mittlere Sohlenhöhe im „Hauptgerinne“ liegt damit 38 cm unter der unteren Grenze des Zielwertes. Einen Vergleich der Sohllagen zeigt Abbildung 77.

Bezüglich des Mittelwertes der mittleren Sohlenhöhe bestehen scheinbar keine Defizite. Allerdings ist die aktuelle Sohle im Querschnitt sehr homogen. Einem gleichmäßig breiten und nur wenig gekrümmten tiefen Hauptgerinne mit relativ hoher Fließgeschwindigkeit stehen, zumindest bis MQ, strömungsberuhigte und in der Regel flache Buhnenfelder gegenüber. Damit fehlen dem Fluss tiefe Bereiche mit geringer Fließgeschwindigkeit sowie flache Bereiche mit mittlerer bis größerer Fließgeschwindigkeit.

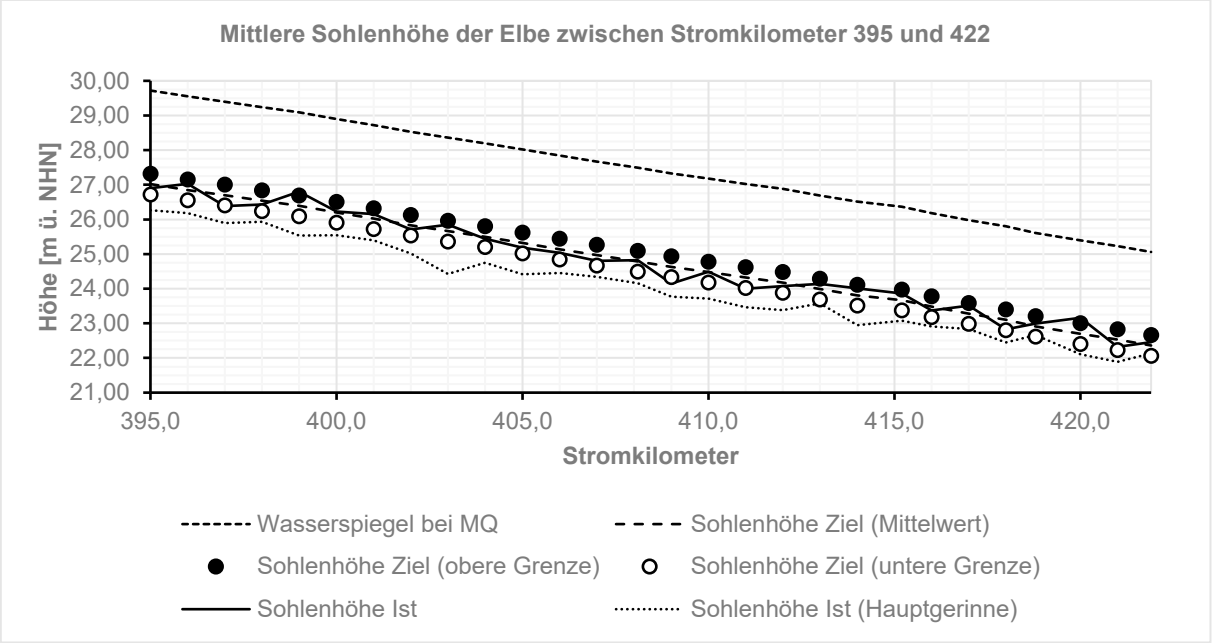


Abbildung 77: Aktuelle mittlere Sohlenhöhe über die gesamte Gewässerbreite „Sohlenhöhe Ist“ und zwischen den Streichlinien der Einschränkungsbauwerke „Sohlenhöhe Ist (Hauptgerinne)“ der Elbe von Stromkilometer 395 bis 422 im Vergleich zur mittleren Sohlenhöhe gemäß Zielkonzept, Datengrundlage: BFG (2017)

Wasserspiegelbreite des Gerinnes bei bordvollem Abfluss $b_{Sp,b}$

Die aktuellen Wasserspiegelbreiten bei MQ $b_{Sp,MQ} \approx b_{Sp,b}$ zwischen Stromkilometer 395 und 422 wurden mithilfe der gleichen Daten aus BFG (2017) ermittelt, die auch für die Berechnung der mittleren Wassertiefen $h_{MQ} \approx h_b$ verwendet wurden.

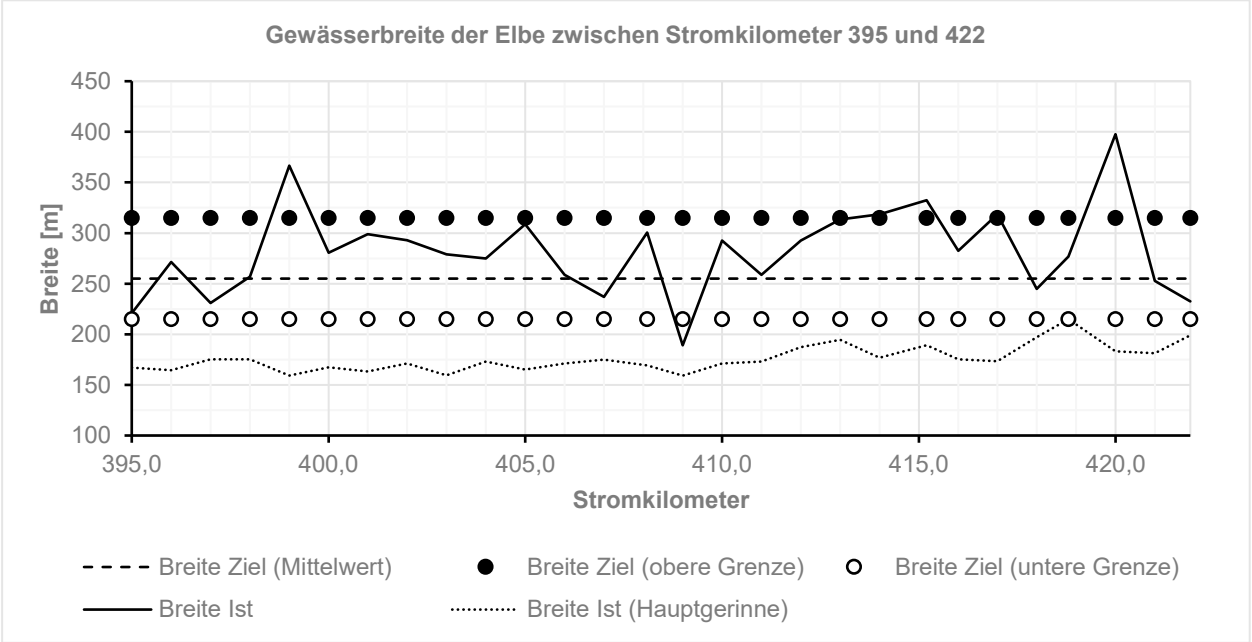


Abbildung 78: Aktuelle Gewässerbreite der Elbe zwischen Stromkilometer 395 und 422 im Vergleich zur Gewässerbreite gemäß Zielkonzept, Datengrundlage: BFG (2017)

Die aktuellen Wasserspiegelbreiten $b_{Sp,MQ}$ der untersuchten 28 Profile nehmen eine Spanne von 189 m bis 398 m ein, der Mittelwert beträgt $\overline{b_{Sp,MQ}} = 281\ m$. Die Breite des Hauptgerinnes zwischen den Einschränkungsbauwerken variiert zwischen 159 m und 215 m, im Mittel sind es 176 m, wie in Abbildung 78 dargestellt.

Damit ist die aktuelle Breite im durch Einschränkungsbauwerke fixierten Hauptgerinne ca. 80 m geringer und der Mittelwert der nur wenig variierenden Gesamtbreite etwa 25 m größer, als der mittlere Zielwert. Auch bezüglich der Wasserspiegelbreite bestehen große Defizite in der Varianz.

Hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$

Zur Ermittlung der aktuellen Breite der rezenten Aue wurden für die Stromkilometer 395 bis 422 im Abstand von 1 km die MHQ Wasserspiegelbreiten mithilfe von FLYS aus BFG (2017) ausgewertet. Die Profile liegen rechtwinklig zur Flussachse, außerdem steht das Wasser höher, als bis zum Deichfuß, wodurch die ermittelten Wasserspiegelbreiten in der Regel größer sind, als bei einer Messung der kürzesten Strecke zwischen den Deichfußlinien. Die tatsächliche Auenbreite ist damit etwas geringer.

Die Elbe fließt von der stromauf gelegenen Grenze des Untersuchungsgebietes bei Stromkilometer 394,8 bis zum Stromkilometer 411,2 am linken Rand der natürlichen Talaue. Alle übrigen Abschnitte, linksseitig wie rechtsseitig, sind heute eingedeicht, womit die aktuelle rezente Aue auf ca. 650 bis 1.300 m, im Mittel ca. 950 m, eingeengt ist, wie Abbildung 79 deutlich macht.

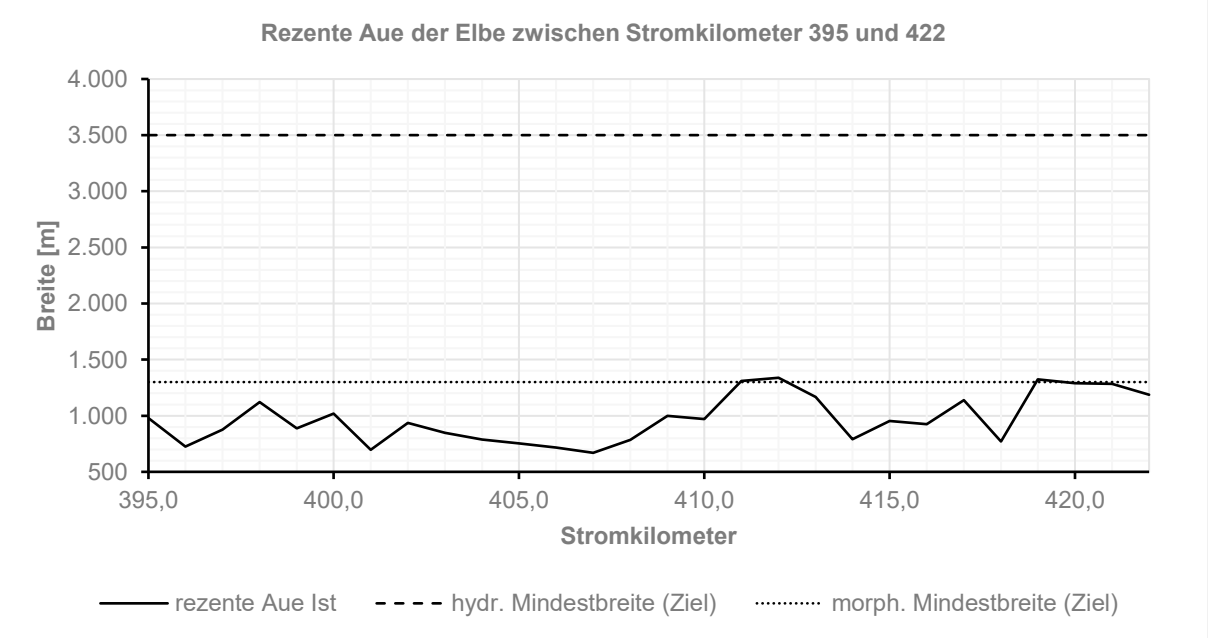


Abbildung 79: Rezente Aue der Elbe zwischen Stromkilometer 395 und 422 im Vergleich zur hydrologisch und morphologisch bedingten Mindestbreite gemäß Zielkonzept, Datengrundlage: BFG (2017)

Damit ergibt sich ein Defizit von $\Delta b_{A,h} = 650\ m\ bis\ 1.300\ m - 3.500\ m = -2.850\ m\ bis\ -2.200\ m$, bei einem Mittelwert von $\Delta b_{A,h} = 950\ m - 3.500\ m = -2.550\ m$.

Außerdem beeinflusst die in Kapitel 5.3.2 erörterte Geländeaufhöhung die Wasserstand-Abfluss-Beziehung sowie den Energiehaushalt negativ (siehe dazu Abbildung B. 4 und Abbildung B. 6 in Anhang B).

Retentionsvolumen V_{R_n}

Es wird kein zusätzliches Retentionsvolumen benötigt, wie bereits in Kapitel 5.3.2 dargestellt wurde.

Wird dagegen nur die morphologisch bedingte Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ wiederhergestellt und sollen gleichzeitig die Zielparameter der Hydrologie und des Energiehaushaltes erreicht werden, sind zusätzlich 1.285 hm³ Retentionsvolumen zu erschließen.

Aktuelle Anpassungsprozesse

Änderung des Sedimenttransports dQ_S

Für die Epochen 1993 – 1999, 2004 und 2013 sind in BFG (2017) aufbereitete Daten der mittleren Sohlenhöhe der Elbe verfügbar (siehe Abbildung 80). Bei der Messung wird immer nur ein ca. 50 m breiter Bereich des Hauptgerinnes, zwischen den Streichlinien der Einschränkungsbauwerke, erfasst.

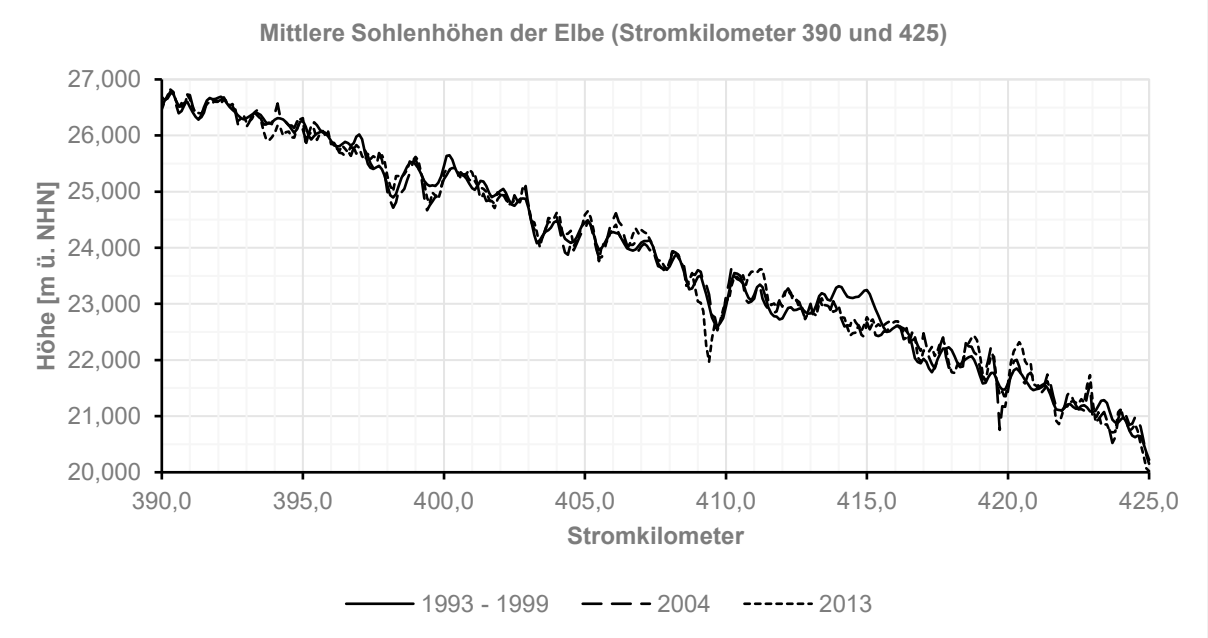


Abbildung 80: Mittlere Sohlenhöhen der Mittleren Elbe zwischen Stromkilometer 390 und 425 für die Epochen 1993 – 1999, 2004 und 2013, Datengrundlage: BFG (2017)

Wie Abbildung 81 zeigt, sind die Änderungen der mittleren Sohlenhöhe zwischen den Epochen 1993 – 1999, 2004 und 2013 nur gering.

Die Änderung des Sedimenttransports nach Gleichung (3.15) erhält man für die einzelnen Epochen durch Multiplikation der Erfassungsfläche $A_{Peilung} = 35.000\ m \cdot 50\ m =$

$1.750.000\ m^2$ mit der Summe der Höhenänderungen und der Sedimentdichte. Da die Höhenänderungen beider Perioden sich nahezu aufheben, erhält man:

$$\overline{\Delta V} \approx 189\ m^3 \rightarrow 0$$

Das Strombett der Elbe ist innerhalb des Untersuchungsgebietes vollständig festgelegt, weshalb die Änderung der Bodenfracht ausschließlich auf Höhenänderungen dz zurückzuführen und eine seitliche Verlagerung dy nicht möglich ist.

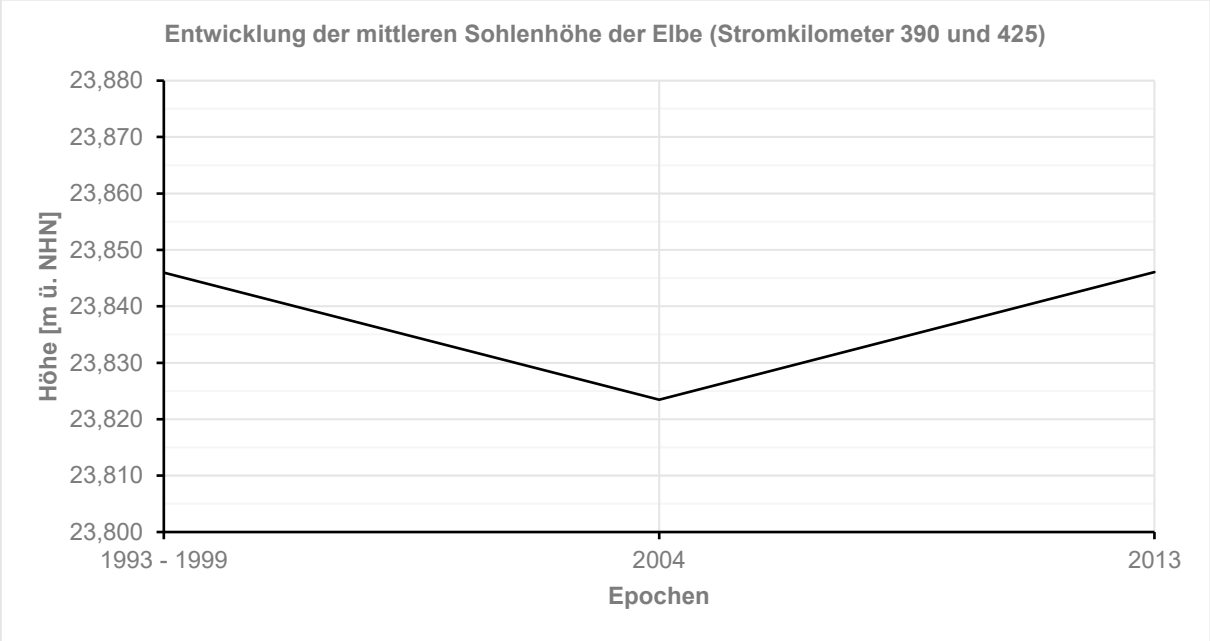


Abbildung 81: Entwicklung der mittleren Sohlenhöhe in der Mittleren Elbe zwischen Stromkilometer 390 und 425 in den Epochen 1993 – 1999, 2004 und 2013, Datengrundlage: BFG (2017)

Insgesamt befinden sich heute nach WSA MAGDEBURG (2017B) auf dem linken Ufer 319 und auf dem rechten Ufer 305 Buhnen. Außerdem kann WSV (2017) entnommen werden, dass drei Leitwerke (eins linksseitig und zwei rechtsseitig) sowie zwölf Deckwerke mit einer Gesamtlänge von ca. 3.600 m (davon 2.250 m links und 1.350 m rechts) vorhanden sind. Die mittlere seitliche Verlagerung des Flussbettes beträgt damit:

$$\overline{dy(t)} \rightarrow 0$$

Es fehlt also auch in diesem Untersuchungsgebiet die Fähigkeit der seitlichen Verlagerung des Flussbettes.

Morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$

Die morphologisch begründete Mindestbreite der Aue soll gemäß Zielstellung $b_{A,m} = 1.300\ m$ sein. Die vorhandene Auenbreite kann den Ausführungen zu $b_{A,h}$ weiter oben in diesem Kapitel entnommen werden (siehe dazu Abbildung 79).

Damit ergibt sich ein Defizit von $\Delta b_{A,m} = 650\ m\ bis\ 1.300\ m - 1.300\ m = -650\ m\ bis\ 0$, bei einem Mittelwert von $\Delta b_{A,m} = 950\ m - 1.300\ m = -350\ m$.

Mindestbreite der Aue b_A

Maßgebend für die Mindestbreite der Aue ist die hydrologisch bedingte Mindestbreite der Aue. An dieser Stelle wird auf die diesbezüglichen Ausführungen weiter oben in diesem Kapitel verwiesen.

Eine Zusammenstellung der bestimmenden Größen für den aktuellen und den Zielzustand sowie die daraus folgenden Defizite sind Tabelle 40 zu entnehmen.

Im Untersuchungsgebiet sind zusammenfassend die folgenden Defizite festzustellen:

- um ca. 800 m zu kurze Lauflänge, entstanden durch Kurvenabflachungen
- vollständig fehlende Stromverzweigungen, verursacht durch Laufbündelung
- fehlende Breiten- und Tiefenvarianz, infolge Vereinheitlichung des Strombettes
- um durchschnittlich 2.550 m zu geringe Auenbreite, als Ergebnis von Eindeichungen
- nicht genau quantifizierbare flächige Geländeaufhöhung in der gesamten rezenten Aue, ufernahe Geländeaufhöhung um durchschnittlich 1,5 m
- vollständige Fixierung der Uferlinien, als Ergebnis der Strombaumaßnahmen

Auch an der Mittleren Elbe sind Datenungenauigkeiten bei der Ermittlung der Defizite zu berücksichtigen. Auf eine Fehleranalysen wird an dieser Stelle verzichtet.

Tabelle 40: Parameter der Gewässerentwicklungsstrategie innerhalb der Fallstudie für die Mittlere Elbe

Größe	Parameter	aktuell	Zielwert	Defizit
l_F	Linienführung	27.700 m	28.500 m	- 800 m
n_G	Linienführung	1	1,7	- 0,7
h_b	Querschnittsgeometrie	gesamtes Gerinne: 2,24 – 3,18 m ($\overline{h_b}$ = 2,71 m) Hauptgerinne: 2,93 – 3,94 m ($\overline{h_b}$ = 3,38 m)	gesamtes Gerinne: 2,40 – 3,00 m ($\overline{h_b}$ = 2,70 m)	fehlende Varianz im gesamten Gerinne
$b_{Sp,b}$	Querschnittsgeometrie	gesamtes Gerinne: 398 – 189 m ($\overline{b_{Sp,b}}$ = 281 m) Hauptgerinne: 215 – 159 m ($\overline{b_{Sp,b}}$ = 176 m)	gesamtes Gerinne: 315 – 215 m ($\overline{b_{Sp,b}}$ = 255 m)	fehlende Varianz im gesamten Gerinne
$b_{A,h}$	Querschnittsgeometrie	650 – 1.300 m Geländeaufhöhung	3.500 m	- 2.850 m bis - 2.200 m (Gelände-aufhöhung)
V_{R_n}	Querschnittsgeometrie	0 m³	0 m³ (1.285 hm³)	(- 1.285 hm³)
dQ_S	Anpassungsprozesse	$\overline{dQ_S} \rightarrow 0$ $\overline{dy(t)} \rightarrow 0$ $\overline{dz(t)} \rightarrow 0$	$\overline{dQ_S} \rightarrow 0$ $\overline{dy(t)} \neq 0\ (5\ m/a)$ $\overline{dz(t)} \rightarrow 0$	$\overline{dy(t)} \rightarrow 0$
$b_{A,m}$	Anpassungsprozesse	650 – 1.300 m	1.300 m	- 650 m bis 0 m
b_A	Anpassungsprozesse	650 – 1.300 m	3.500 m	- 2.850 m bis - 2.200 m (Gelände-aufhöhung)

Nach der Quantifizierung der Defizite sollen mögliche Restriktionen und deren Auswirkungen auf die Entwicklungsstrategie erörtert werden.

Restriktionen:

Hydrologie

Bezüglich der Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W(Q)$ besteht das Ziel, künftig bei einem Abfluss von 5.000 m³/s einen Wasserstand von 6 m am Pegel Sandau nicht zu überschreiten, was eine Absenkung des derzeitigen Niveaus um über 2 m bedeuten würde. Dieses Ziel führt zu einer erforderlichen hydrologisch bedingten Auenbreite $b_{A,m}$ von 3.500 m, der die derzeitige Auenbreite von 650 bis 1.300 m gegenübersteht.

Eine Deichrückverlegung im erforderlichen Umfang oder die Bereitstellung von entsprechendem Retentionsvolumen V_{R_n} würden eine erhebliche Betroffenheit bezüglich der Landnutzung auslösen, die mindestens ausgeglichen werden muss. Auch sind ggf. Auswirkungen auf die Infrastruktur zu kompensieren.

Bei Restriktionen bezüglich der Wasserstand-Abfluss- Beziehung $W(Q)$ müsste diese angepasst werden. Auswirkungen hätte das auf die Gewässerbreite $b_{Sp,b}$ und die hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$.

Linienführung

Die Lauflänge l_F der Elbe ist im Untersuchungsgebiet seit 1835 durch Begradigung des Fließweges um ca. 800 m verkürzt worden. Außerdem erfolgte eine Laufbündelung, bei der alle Stromverzweigungen beseitigt wurden ($n_G = 1$).

Die Elbe ist eine Bundeswasserstraße, wie man Kapitel 5.3.1 entnehmen kann. Bei Maßnahmen zur Laufverlängerung sowie Wiederherstellung von Stromverzweigungen und Nebenrinnen müsste deshalb dieser Status geändert werden oder die Parameter der Bundeswasserstraße sind, ggf. mit Einschränkungen, einzuhalten.

Querschnittsgeometrie

Die Bundeswasserstraße stellt auch für die Entwicklung der Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ und der Wassertiefe h_b eine Restriktion dar, denn die Vereinheitlichung des Strombettes zum Zwecke der Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse war Hauptziel der Strombaumaßnahmen. Aus diesem Grunde müsste auch diesbezüglich der Status der Bundeswasserstraße geändert werden oder die Vorgaben der Bundeswasserstraße für die Fahrrinne sind, ggf. eingeschränkt, einzuhalten.

Was die Herstellung der hydrologisch bedingten Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$ betrifft, so wurde darauf bereits weiter oben im Abschnitt „Hydrologie“ eingegangen. Kann die hydrologisch bedingte Auenbreite $b_{A,h}$ nicht hergestellt werden und steht auch kein zusätzlicher Retentionsraum V_{R_n} zur Verfügung, ist die Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W(Q)$ anzupassen, mit entsprechenden Auswirkungen auf die Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$.

Die flächige Beseitigung der Geländeaufhöhung im Deichvorland dürfte vor allen Dingen an finanzielle Grenzen stoßen. Es wird dagegen angenommen, dass die abschnittsweise Geländeabsenkung, insbesondere im Rahmen des Anschlusses von Altarmen, Flutrinnen und tiefen Bereichen der Aue, möglich ist.

Anpassungsprozesse

Zur Ermöglichung seitlicher Flussbettverlagerungen ($\overline{dy(t)} \neq 0$) ist der Rückbau von Strombauwerken mit uferfixierender Wirkung erforderlich. Dies betrifft insbesondere die Prallhangbereiche. Grundvoraussetzung dafür ist die Überführung der Erosionsflächen in öffentliches Eigentum und die Herstellung der morphologisch bedingten Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$. Die Parameter der Bundeswasserstraße können dabei eingehalten werden, wenn Fahrrinnentiefe und -breite nicht beeinträchtigt sind.

Wird die morphologisch bedingte Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ nicht hergestellt oder verläuft der Gewässerlauf sehr nahe am Deich, kann nur eine talwärts gerichtete Laufmigration zugelassen werden.

Energiehaushalt

Der Energiehaushalt im Gewässerbett wird durch die veränderlichen Zielparameter Wasserspiegelgefälle I_{Sp} oder Lauflänge l_F und Wasserspiegelbreite des Flussbettes $b_{Sp,b}$ bestimmt. In der Aue kann, wegen des unveränderlichen Talbodengefälles I_T, nur die Änderung der Auenbreite b_A erfolgen.

Der Abfluss bis MQ und darüber hinaus erfolgt aktuell vorrangig im Hauptgerinne, also zwischen den Streichlinien der Einschränkungsbauwerke. Um eine zielkonforme spezifische Flussleistung im Gerinne ω_G und in der Aue ω_A zu erreichen, müssten die Einschränkungsbauwerke zurückgebaut, Stromverzweigungen wiederhergestellt und der Gewässerlauf verlängert werden. Wie bereits zur Linienführung ausgeführt, müsste dazu der Status der Bundeswasserstraße geändert oder die Anforderungen der Bundeswasserstraßen bei der Maßnahmenplanung berücksichtigt werden.

Bezüglich der Auenbreite b_A wird auf die Ausführungen zur Hydrologie und zur Querschnittsgeometrie weiter oben in diesem Abschnitt verwiesen.

Im Rahmen dieser Fallstudie soll ein Szenarium diskutiert werden, bei dem die Auenbreite b_A entsprechend der Zielstellung hergestellt und der Satus quo der Bundeswasserstraße derart modifiziert wird, dass mindestens Einschränkungen der Fahrrinnenbreite und stärkere Laufkrümmungen möglich sind.

Entwicklungsstrategie:

Änderung der Linienführung

Das Defizit bezüglich der Linienführung besteht in einer Laufverkürzung um 800 m und einer Verringerung der Gerinnezahl um 0,7. Dieses Defizit kann man, unter Beachtung der Restriktionen, durch die folgenden Maßnahmen ausgleichen:

- Verlängerung des Fließweges l_F um 800 m, durch Rückbau der Strombettfixierungen an den Prallhängen und infolgedessen mittelfristig stärkere Laufkrümmung
- Erhöhung der Gerinnezahl n_G durch Anschluss von Altarmen, auch von derzeit stark verlandeten

Rechtes Ufer: Strkm 396 – 399 / 399 – 400,5 / 401,5 – 405 / 406,5 – 409,5 / 410 – 412,5 / 413 – 414 / 414,5 – 418,5 / 418,5 – 422,3
Linkes Ufer: Strkm 394 – 396 / 398 – 404 / 404 – 407 / 409,5 – 411 / 411 – 416 / 416 – 420 (Rinnen im Deichvorland und großer Altarm „Sandauer Holz“ / 421 – 424,5)

- Erhöhung der Gerinnezahl n_G durch Initiierung von Inseln im Gewässerbett, insbesondere als Ersatz für die verminderte Einschränkungswirkung zurückgebauter Strombettfixierungen und Altarmanschlüsse

Änderung der Querschnittsgeometrie

Defizite der Querschnittsgeometrie bestehen insbesondere in der Vereinheitlichung des Strombettes und damit einer fehlenden Breiten- und Tiefenvarianz. Hinzu kommen die Einengung der erforderlichen Auenbreite um durchschnittlich 2.550 m und eine flächige Geländeaufhöhung in der rezenten Aue (in Ufernähe im Mittel 1,5 m). Beachtet man die Restriktionen, leiten sich die folgenden Entwicklungsmaßnahmen daraus ab:

- Rückverlegung der Deiche, Herstellung einer Auenbreite b_A von mindestens 3.500 m
  Rechtes Ufer: Strkm 395 – 416 gesamte Talbreite, mindestens aber bis zur B 107
  Linkes Ufer: Strkm 411 – 428 Rückverlegung um ca. 2.500 m, bis auf Höhe des Altdeiches am Sandauer Holz
- Absenkung ufernaher Geländeaufhöhungen, vorzugsweise im Bereich von Flutrinnen
- Erhöhung der Varianz von Wassertiefe h_b und Gewässerbreite $b_{Sp,b}$ durch Anschluss von Altarmen, Reduzierung von Einschränkungsbauwerken sowie Rückbau der Strombettfixierungen an den Prallhängen
- Initiierung von Kiesbänken und Inseln im Gewässerbett, insbesondere als Ersatz für die verminderte Einschränkungswirkung reduzierter Einschränkungsbauwerke und Altarmanschlüsse

Förderung von Anpassungsprozessen

Defizite bestehen in der Einengung der erforderlichen Auenbreite um durchschnittlich 2.550 m und der vollständigen Fixierung der Uferlinien infolge Strombaumaßnahmen. Berücksichtigt man die Restriktionen, ergibt sich bezüglich der Entwicklungsstrategie:

- Rückverlegung der Deiche bis zur Herstellung einer Auenbreite b_A von mindestens 3.500 m (Hierzu wird auf die Ausführungen zur Änderung der Querschnittsgeometrie verwiesen.)
- Rückbau der Strombettfixierung, vorrangig an den Prallhängen (Näheres dazu findet man bei den Ausführungen zur Änderung der Linienführung.)

Die Entwicklungsstrategie kann folgendermaßen zusammengefasst werden:

- Rückverlegung der Deiche, Herstellung einer Auenbreite b_A von mindestens 3.500 m
- Rückbau der Strombettfixierungen an den Prallhängen
- Reduzierung von Einschränkungsbauwerken
- Anschluss von Altarmen und Flutrinnen
- Initiierung von Inseln und Kiesbänken im Gewässerbett, insbesondere als Ersatz für die verminderte Einschränkungswirkung zurückgebauter Strombettfixierungen und Altarmanschlüsse

5.3.4 Schlussfolgerungen für die Umsetzung der EU WRRL

Dem Berichtsportal WasserBLIcK der BfG kann man dem Wasserkörpersteckbrief der elektronischen Berichterstattung 2016 zum 2. Bewirtschaftungsplan WRRL für den Wasserkörper Elbe – von Saale bis Havel (DE_RW_DEST_MEL07OW01-00) entnehmen, dass „ökologischer Zustand = unzureichend“ bewertet wird. In die Bewertung gehen nur biologische Qualitätskomponenten ein, wobei die Qualitätskomponenten „Fische = gut“, „Makrozoobenthos = mäßig“, „Phytoplankton = unbefriedigend“ und „Makrophyten / Phytobenthos = unbefriedigend“ bewertet werden. Darüber hinaus wird „chemischer Zustand = schlecht“ bewertet.

Als signifikante Belastungen werden, neben Stoffeinträgen und Wasserentnahmen, physische Veränderungen des Flussbettes sowie der physische Verlust eines Teiles des Wasserkörpers identifiziert. Letztere beiden Belastungen werden maßgeblich als Ursache für die Veränderung von Habitaten gesehen.

Es wird weiterhin eingeschätzt, dass das Bewirtschaftungsziel „guter Zustand“ voraussichtlich bis 2027 erreicht werden wird, als geplante praktische Maßnahmen gemäß LAWA-Maßnahmenkatalog werden dazu ausgewiesen:

- Maßnahmen zur Reduzierung diffuser Stoffeinträge
- Förderung des natürlichen Rückhalts (einschließlich Rückverlegung von Deichen)

Damit enthält der Wasserkörpersteckbrief qualitativ richtige Erkenntnisse bezüglich des aktuellen Zustandes der Elbe im Untersuchungsgebiet, der Belastungen und deren Auswirkungen. Der Maßnahmenkatalog weist hingegen bezüglich hydromorphologischer Qualitätskomponenten nur die Rückverlegung von Deichen oder die Erschließung zusätzlicher Retentionsräume aus.

Obwohl die Gewässerstrukturgüteklasse der Elbe im Untersuchungsgebiet nach BfG (2017) „4 – deutlich verändert“ bewertet wird, sind Maßnahmen zur Verbesserung der Linienführung und Querschnittsgeometrie, zur Wiederherstellung der natürlichen Wasserstand-Abflussbeziehung $W(Q)$ sowie zur Verbesserung des Energiehaushaltes voraussichtlich nicht vorgesehen. Auch Maßnahmen zur Förderung natürlicher Anpassungsprozesse fehlen.

5.4 Fallstudie Narew

5.4.1 Kurzcharakteristik

Nach NIEDBAŁA ET AL. (2012) ist der Narew mit einer Einzugsgebietsgröße von 75.175 km² der größte Nebenfluss der Weichsel.

IMGW PIB (2016) kann man weitere Angaben zur Charakteristik des Flussgebietes entnehmen. Demnach befindet sich beinahe das gesamte Einzugsgebiet, nämlich über 69.000 km², bei einer Lauflänge von 429,39 km, auf polnischem Gebiet. Die Abflussspende beträgt kurz vor der Mündung in die Weichsel, am Pegel Orzechowo, im Mittel 3,75 l/s·km². Die Quelle des Narew liegt in Weißrussland, in die Weichsel mündet der Fluss nördlich von Warschau.

Abbildung 82: Lage des Narew im Einzugsgebiet der Weichsel (blau), Quelle: Karl Musser (https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Vistula_river_map.png), „Vistula river map“, https://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/legalcode

Der bedeutendste Nebenfluss des Narew ist der Bug, der nach IMGW PIB (2016) selbst ein Einzugsgebiet von mehr als 38.000 km² aufweist.

Tabelle 41: Ausgewählte hydrologische Hauptdaten des Einzugsgebietes des Narew aus IMGW PIB (2016)

Pegel	Gewässer	Einzugs-gebietsgröße [km²]	Abflussreihe	NQ [m³/s]	MNQ [m³/s]	MQ [m³/s]	MHQ [m³/s]	HQ [m³/s]
Wyszków	Bug	38.394	1951-2010	19,8	52,9	153	588	2.400
Wizna	Narew	14.391	1951-2010	10	22,6	67,4	249	992
Piątnica Łomża	Narew	15.347	1951-2010	10,9	25,3	73,3	264	1.040
Nowogród	Narew	20.169	1951-2010	21	38,5	97,6	305	1.290
Orzechowo	Narew	69.087	1966-2010	10,9	67,8	282	929	3.210

Die Lage des Narew im Einzugsgebiet der Weichsel kann Abbildung 82 entnommen werden, Tabelle 41 zeigt ausgewählte hydrologische Hauptdaten.

Der Narew ist abschnittsweise begradigt, weist zahlreiche Laufverkürzungen auf und wird zwischen Wizna und der Mündung des Bug auch als Wasserstraße genutzt. Doch es gibt, insbesondere im Mittellauf, keine Stromregelungsbauwerke und Bettfixierungen.

Die Fallstudie bezieht sich auf den Mittellauf des Narew, auf einen heute als weitgehend unverbaut geltenden Abschnitt zwischen Wizna und Łomża, der aber, wie aus den Karten „P36_S34_LOMZA_1931“ und „2899_Bronowo_XII.1944“ in MAPSTER (2017)

ersichtlich, durch zwischen 1931 und 1944 ausgeführte Laufverkürzungen beeinflusst ist (siehe Abbildung 83 und Abbildung 11).

Abbildung 83: Der Narew von der Quelle bis zur Mündung in die Weichsel mit ausgewählten Pegelstandorten, Quelle: ESRI World Shaded Relief © 2014 ESRI

5.4.2 Aufstellung des Zielsystems

Im Jahr 2001 wurden durch das Planungsbüro Ellmann und Schulze GbR bei dem Dorf Bronowo hydraulische und sedimentologische Untersuchungen an einem Abschnitt des Narew durchgeführt. Der unveröffentlichten Arbeit ELLMANN UND SCHULZE (2001) entstammen die im folgenden Kapitel verwendeten Daten des Untersuchungsgebietes (siehe Abbildung 11 und Abbildung C. 1 in Anhang C).

Das Vorgehen bei der Aufstellung des Zielsystems wird im Rahmen dieser Fallstudie ebenfalls nicht so ausführlich dargestellt, wie in Kapitel 5.2.2.

Erhebung der Grundlagendaten

Zunächst werden die in Tabelle 9 zusammengefassten Grundlagendaten erhoben.

Zeitreihen der Wasserstände $W(t)$

Durch IMGW PIB (2017) wurden Stammdaten und vollständige Zeitreihen der Wasserstände für die Pegel Wizna und Piątnica-Łomża für den Zeitraum 01.01.1981 bis 31.12.2015 zur Verfügung gestellt.

Die Entfernung der Messstationen von der Mündung des Narew in die Weichsel und deren Pegelnullpunkte können zusammengefasst werden:

- Wizna: Strkm: 248,17 PNP: 97,469 m ü. NN
- Piątnica-Łomża: Strkm: 203,06 PNP: 95,336 m ü. NN

Historische Zeitreihen liegen nicht vor, es werden nur aktuelle Verhältnisse betrachtet.

Zeitreihen des Abflusses $Q(t)$

Mit IMGW PIB (2017) stehen auch Zeitreihen des Abflusses für die Pegel Wizna und Piątnica-Łomża für den Zeitraum 01.01.1951 bis 31.12.2015 zur Verfügung.

Sohlenhöhe $z(x, y, t)$

Daten zu Sohlenhöhen des Narew innerhalb des Untersuchungsgebietes sind in Form von neun innerhalb des Flussbettes aufgenommenen Querprofilen (Profile I bis IX) von ELLMANN UND SCHULZE (2001) vorhanden. Die Lage der Profile kann Abbildung C. 1 sowie Abbildung C. 2 und die Profilquerschnitte können Abbildung C. 3 bis Abbildung C. 6 in Anhang C entnommen werden.

Für eine Abschätzung der Talbodenhöhe und der Talbodenbegrenzung können Höhenlinien der Topografischen Karten N-34-105-D-a-1 und N-34-105-D-a-2 im Maßstab 1:10.000 aus ELLMANN UND SCHULZE (2001) genutzt werden. Die Talbodenbegrenzungen liegen demnach außerhalb des in Abbildung C. 1 im Anhang C dargestellten Mäandergürtels. Die Differenz der Talbodenhöhe ist mit $\Delta H_T \approx 0{,}2\ m$ gering.

Gerinnezahl n_{G_i}

Da keine Stromteilungen im Untersuchungsgebiet vorhanden sind, gibt es nur einen Teilabschnitt mit einem Einzelgerinne (siehe dazu Abbildung C. 1 in Anhang C).

$$n_{G_1} = 1$$

Fließlänge des Flusslaufes l_{F_i}

Um die Fließlänge l_{F_i} zu ermitteln, wird die Flussmitte digitalisiert, wobei der Altarm der Laufverkürzung einbezogen wird (siehe Abbildung C. 1 in Anhang C). Da keine Stromverzweigungen vorhanden sind, ergibt sich:

$$l_{F_1} = 5.800\ m$$

Tallänge des Flusslaufes l_T

Die Tallänge l_T lässt sich ebenfalls aus dem Luftbild digitalisieren (siehe dazu Abbildung C. 1 in Anhang C).

$$l_T = 2.347\ m \approx 2.350\ m$$

Siebkornparameter d_i und m_i

Durch ELLMANN UND SCHULZE (2001) sind Sedimentproben an drei Profilen untersucht worden, von denen 14 (sieben in Profil I, drei in Profil II und vier in Profil III) im Rahmen der Fallstudie verwendet werden (siehe dazu Tabelle C. 1 in Anhang C). Die Lage der Profile kann Abbildung C. 1 und Abbildung C. 2 in Anhang C entnommen werden.

Geometriegrößen der Formrauheit der Gewässersohle h_r, l_r, h_d, l_d

Auf die Ermittlung der Geometriegrößen der Formrauheit der Gewässersohle wird verzichtet, da die effektive Sohlenrauheit k_s aus aktuellen Werten abgeleitet wird.

Sedimenttransport Q_{S_i}

Es stehen aus ELLMANN UND SCHULZE (2001) zehn Aufnahmen für Querprofil I, acht für Profil II, neun für Profil III, und jeweils eine Aufnahme für die übrigen Querprofile (IV bis IX) zwischen dem 22.05.2001 und dem 18.07.2001 zur Verfügung. Die Profillage wird in Abbildung C. 1 sowie Abbildung C. 2 dargestellt und die Profilquerschnitte in Abbildung C. 3 bis Abbildung C. 6 in Anhang C. Darüberhinausgehende Angaben zur Sohlentwicklung sind nicht verfügbar.

Mäandergürtelbreite b_{M_i}

Die Ermittlung der Mäandergürtelbreite erfolgt durch Parallelverschiebung der Talweglinie (siehe Abbildung C. 1 in Anhang C).

Der Fluss verläuft oder verlief innerhalb des Untersuchungsgebietes nahe dem nördlichen und rechten Talrand, der hier durch Hügelketten markiert ist.

$$b_{M_1} \approx 1.900\ m$$

Eine Zusammenfassung der erhobenen Grundlagendaten enthält Tabelle 42.

Tabelle 42: Zusammenfassung der für die Fallstudie Narew erhobenen Grundlagendaten

Größe	Wert	verwendete Datenquellen
$\mathbf{b_{M_1}}$	1.900 m	ESRI DigitalGlobe © 2017 ESRI
$\mathbf{d_i}$	Tabelle C. 1	ELLMANN UND SCHULZE (2001)
$\mathbf{h_d}$	entfällt	
$\mathbf{h_r}$	entfällt	
$\mathbf{\Delta H_T}$	0,2 m	ELLMANN UND SCHULZE (2001)
$\mathbf{l_d}$	entfällt	
$\mathbf{l_{F_1}}$	5.800 m	ESRI DigitalGlobe © 2017 ESRI
$\mathbf{l_r}$	entfällt	
$\mathbf{l_T}$	2.350 m	ESRI DigitalGlobe © 2017 ESRI
$\mathbf{m_i}$	Tabelle C. 1	ELLMANN UND SCHULZE (2001)
$\mathbf{n_{G_1}}$	1	ESRI DigitalGlobe © 2017 ESRI
$\mathbf{Q(t)}$	Tagesmittelwerte der Pegel Wizna und Piątnica-Łomża	IMGW PIB (2017)
$\mathbf{Q_{S_i}(t)}$	Querprofile (siehe Abbildung C. 2 bis Abbildung C. 6)	ELLMANN UND SCHULZE (2001)
$\mathbf{W(t)}$	Tagesmittelwerte der Pegel Wizna und Piątnica-Łomża	IMGW PIB (2017)
$\mathbf{z(x,y,t)}$	**Sohlenhöhe:** Querprofile (siehe Abbildung C. 2 bis Abbildung C. 6) **Auenhöhe:** TK 10 Höhenlinien	**Sohlenhöhe:** ELLMANN UND SCHULZE (2001) **Auenhöhe:** ELLMANN UND SCHULZE (2001)

Zielparameter der Hydrologie

Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W(Q)$

Für das Untersuchungsgebiet ist der Pegel Wizna maßgebend, denn er liegt wesentlich näher bei Bronowo, als der Pegel Piątnica-Łomża. Außerdem gibt es zwischen dem Untersuchungsgebiet und dem Pegel Wizna keine einmündenden Nebenflüsse, so dass die Abflusswerte des Pegels Wizna nahezu auch für das Untersuchungsgebiet gelten, unter Berücksichtigung der Effekte der Flächenretention.

Da mit IMGW PIB (2017) für den Pegel Wizna nur vollständige Zeitreihen der Tagesmittelwerte des Wasserstandes und des Abflusses zwischen 1981 und 2015 vorliegen, kann zwar die Wasserstand-Abfluss-Beziehung direkt aus den Wertepaaren abgeleitet werden, diese repräsentiert allerdings nur den aktuellen Zustand.

Vergleicht man die Jahresganglinie des Wasserstandes in Abbildung 84 mit der des Abflusses in Abbildung 85, erkennt man, dass NW, MW, HW, NQ und MQ nur geringe Amplituden aufweisen, wogegen HQ erheblich schwankt. Dieses Verhalten deutet auf eine große Flächenretention der Aue hin, wie sie für natürliche Flachlandflüsse typisch ist. Vergleicht man die Monatswerte, so wird dies noch einmal bestätigt. Die höheren Abflüsse im Mai und Juni führen nicht zu erheblich höheren Wasserständen, als die etwas über MQ liegenden Abflüsse im März und April. Damit wird auch erkennbar, dass etwa zwischen 70 und 75 m³/s die Ausuferung beginnen dürfte. Die große Retentionswirkung der Aue zeigt sich noch einmal bei den Dauerlinien, die für den Wasserstand oberhalb von 330 Unterschreitungstagen flacher verläuft, als die für den Abfluss.

In Abbildung 86 ist das Ergebnis der Synthese der Dauerlinien für Abfluss und Wasserstand dargestellt. Die schwarzen Punkte der „Dauerlinie“ sind die Wertepaare gleicher Unterschreitungsdauer für Wasserstand und Abfluss, die volle Linie „Poly. (Dauerlinie)“ zeigt eine polynomische Interpolation 4. Grades aus diesen Wertepaaren.

Die gewässerkundlichen Hauptwerte divergieren bezüglich der Ereignishäufigkeiten für MQ und MHQ. So wird z.B. MNQ = 23,5 m³/s an ca. 22 Tagen im Jahr unterschritten und MNW = 165 cm an 23 Tagen. Bei Mittelwasser erhöht sich die Differenz (MQ = 68,3 m³/s wird an 233 Tagen unterschritten, MW = 288 cm an 203 Tagen) und bei mittlerem Hochwasser vermindert sich die Differenz wieder (MHQ = 193,3 m³/s wird an 357 Tagen unterschritten, MHW = 430 cm an 343 Tagen). Die Ursachen für diese Divergenzen sind in der Streuung der Wasserstände im Bereich von MW und MHW zu suchen, welche die synthetische Funktion der Dauerlinie beeinflusst, wie Abbildung 86 zeigt.

Die synthetische Wasserstand-Abfluss-Beziehung „Poly. (Dauerlinie)“ und die aus den Messwerten gebildete „Poly. (gemessen 1981 bis 2015)“ der Abbildung 86 sollen innerhalb des betrachteten Wertebereiches für die Bewertung des aktuellen Wasserhaushaltes im Bereich des Pegels Wizna und als Eingangsgröße bezüglich der Ermittlung der Zielparameter für die Querschnittsgeometrie verwendet werden. In Tabelle C. 2 im Anhang C sind die Funktionswerte der synthetischen Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W(Q)$ zusammengefasst.

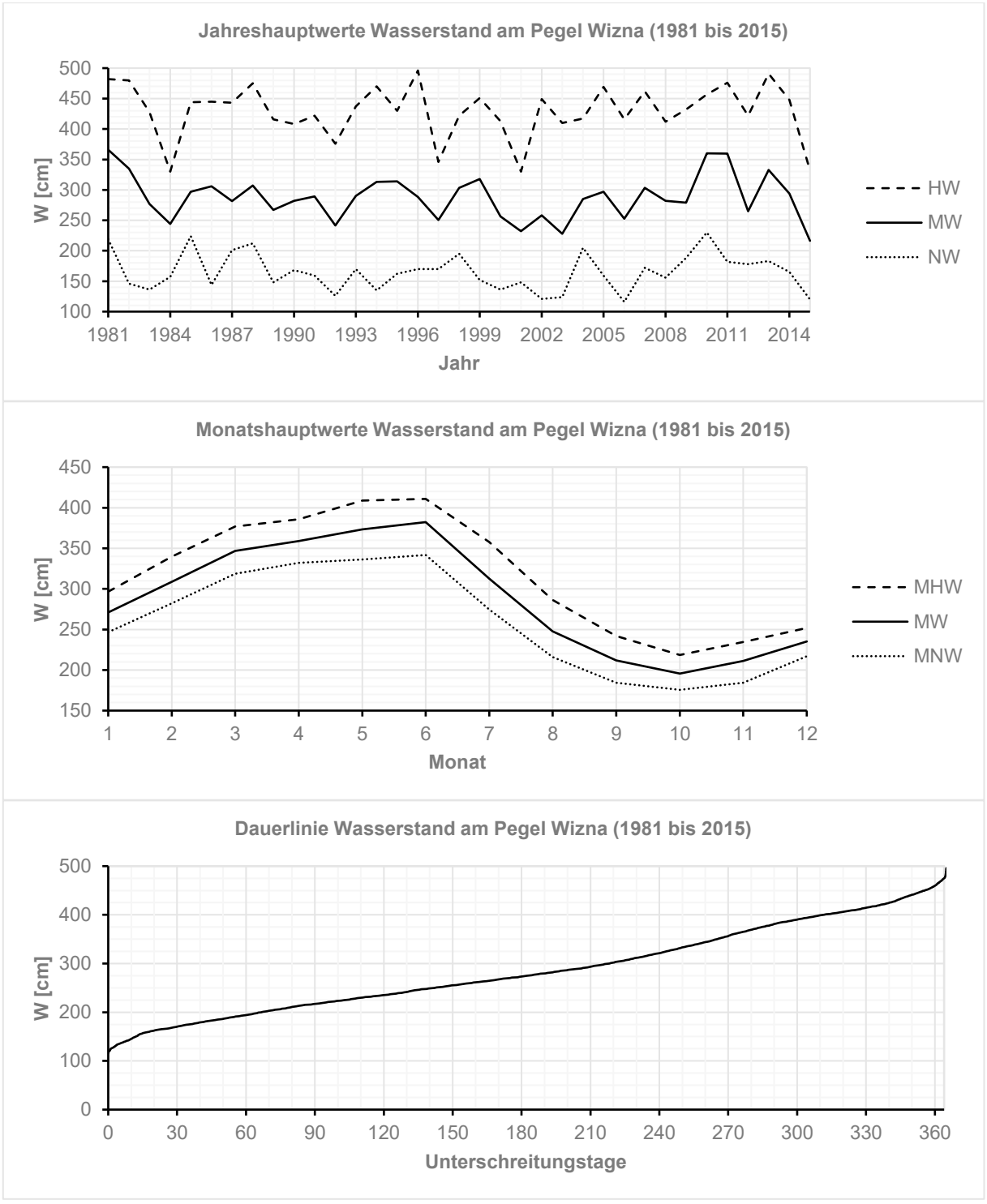


Abbildung 84: Jahresganglinie (oben), Monatsganglinie (mitte) und Dauerlinie (unten) der Tagesmittelwerte des Wasserstandes für den Narew am Pegel Wizna in der Zeit vom 01.01.1981 bis 31.12.2015, Datengrundlage: IMGW PIB (2017)

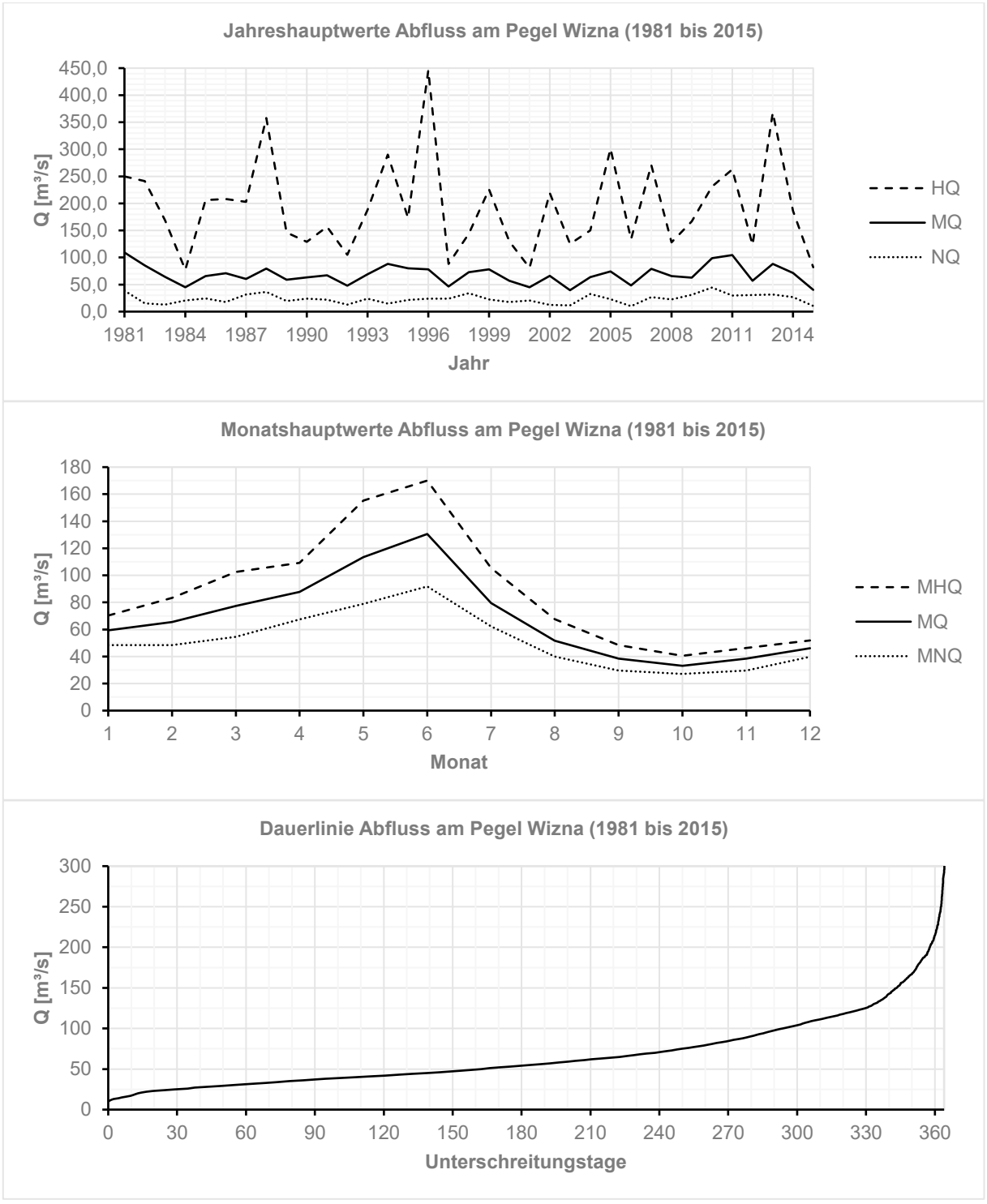


Abbildung 85: Jahresganglinie (oben), Monatsganglinie (mitte) und Dauerlinie (unten) der Tagesmittelwerte des Abflusses für den Narew am Pegel Wizna in der Zeit vom 01.01.1981 bis 31.12.2015, Datengrundlage: IMGW PIB (2017)

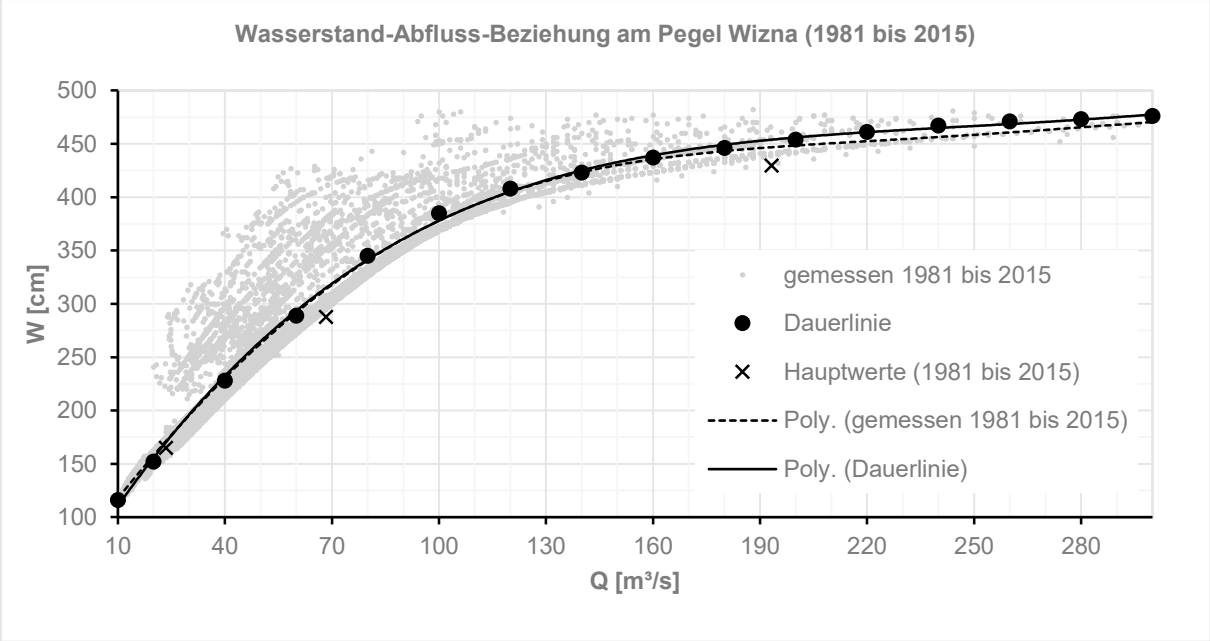


Abbildung 86: Synthetische Wasserstand-Abfluss-Beziehung für den Narew am Pegel Wizna in der Zeit von 1981 bis 2015, Datengrundlage: IMGW PIB (2017)

Für die Aufstellung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie wird insbesondere die Wasserstand-Abfluss-Beziehung für den mittleren Abfluss benötigt. Hier lässt sich MQ ≈ 68 m³/s und W_{MQ} ≈ 314 cm ermitteln.

Der mittlere Abfluss dürfte gleichzeitig auch etwa der bordvolle Abfluss sein, wie man den Ausführungen zum Wasserspiegelgefälle weiter unten in diesem Kapitel entnehmen kann. Die Ausuferungsdauer beträgt 132 Tage.

Zielparameter der Linienführung

Sohlengefälle I_{So}

Zur Bestimmung des Sohlengefälles wurden an den von ELLMANN UND SCHULZE (2001) im Narew aufgenommenen Querprofilen jeweils die mittlere Sohlenhöhe innerhalb des am 05.07.2001 Abfluss führenden Niedrigwasserbettes berechnet (siehe Abbildung 87).

Aufgrund der Lage der Querprofile in einem stark gekrümmten Laufabschnitt prägen zwei tiefe Kolke das Sohlenniveau. Dieser Umstand und der mit ca. 1.350 m Länge sehr kurze Untersuchungsabschnitt der Vermessung ermöglichen keine aussagekräftige Analyse des Sohlengefälles.

Da beim Narew von einer natürlichen Gewässersohle ausgegangen werden kann, sollte das mittlere Sohlengefälle sich auch im Niedrigwassergefälle (MNQ = 23,5 m³/s) wiederspiegeln (siehe Abbildung 88). Dabei ist die Laufverlängerung im Zielzustand zu berücksichtigen.

$$\overline{I_{So}} \approx \overline{I_{Sp}}\left(Q = 23{,}5\,\frac{m^3}{s}\right) \cdot \frac{l_{F_1}(IST)}{l_{F_1}(Ziel)} = 6{,}3\,\frac{cm}{km} \cdot \frac{4.150\,m}{5.800\,m} \approx 4{,}5 cm/km$$

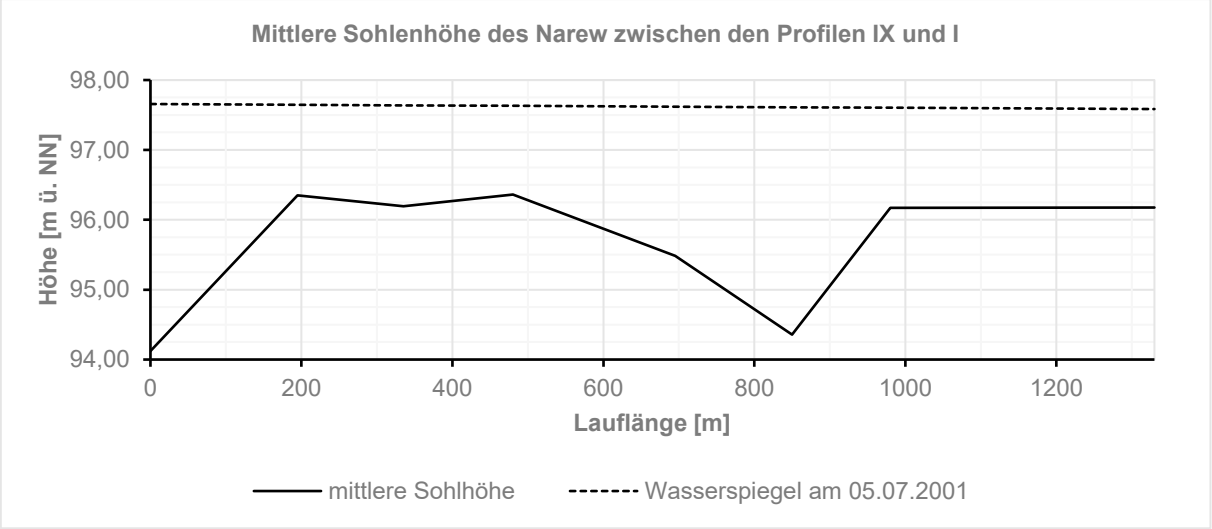


Abbildung 87: Mittlere Sohlenhöhe des Narew zwischen den Profilen IX (links) und I (rechts), Datengrundlage: ELLMANN UND SCHULZE (2001)

Wasserspiegelgefälle I_{Sp}

Das Wasserspiegelgefälle wird adäquat zur Fallstudie Untere Havel ermittelt (vergleiche Kapitel 5.2.2). Dabei muss auch hier die Laufverlängerung berücksichtigt werden.

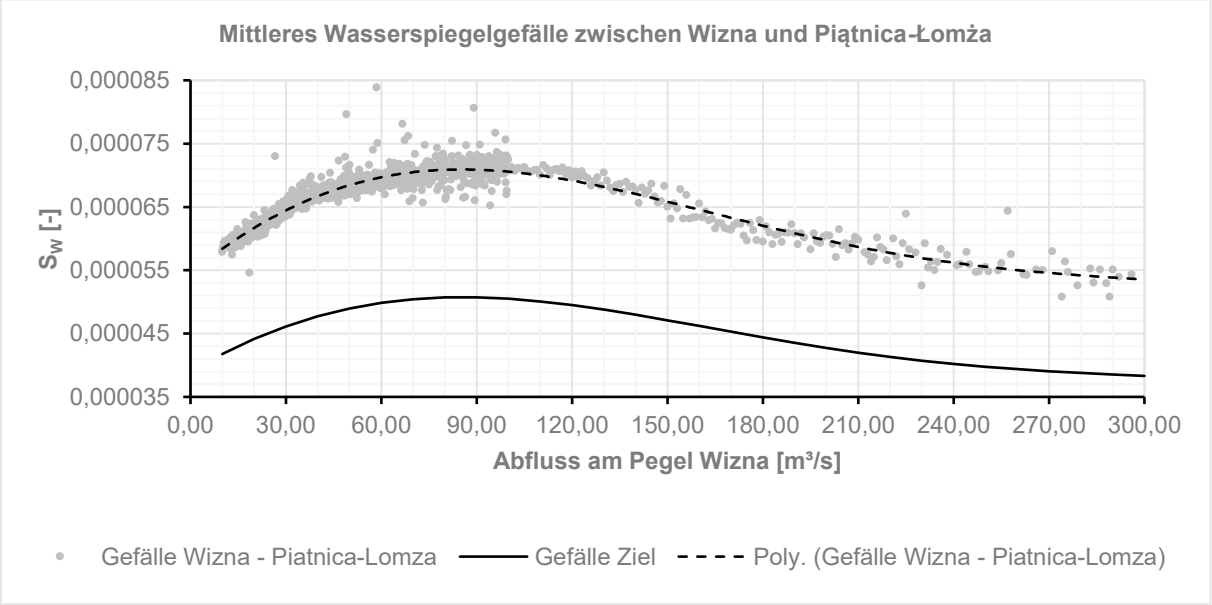


Abbildung 88: Mittleres Wasserspiegelgefälle des Narew, zwischen Wizna und Piątnica-Łomża, in Abhängigkeit vom Abfluss in Wizna, Datengrundlage: IMGW PIB (2017)

Für alle Tagesmittelwerte wurde das Wasserspiegelgefälle zwischen Wizna und Piątnica-Łomża ermittelt und für jeden am Pegel Wizna vorkommenden Abfluss Mittelwerte berechnet. Die Ergebnisse zeigt Abbildung 88. Die diesbezüglichen Werte „Gefälle Wizna – Piątnica-Łomża“ schwanken.

Betrachtet man nun innerhalb des analysierten Wertebereiches den Trend dieser Werte mit einer polynomischen Interpolation 6. Grades „Poly. (Gefälle Wizna – Piątnica-Łomża)“, kann man dem Diagramm in Abbildung 88 entnehmen, dass einem Anstieg des

Gefälles bis zu einem Abfluss von etwa 60 m³/s ein flacher werdender Scheitel bis ca. 85 m³/s folgt, bevor sich das Gefälle dann wieder verringert. Dies lässt darauf schließen, dass das Gewässerbett oberhalb von etwa 60 m³/s seine hydraulische Abflusskapazität erreicht hat und danach die Ausuferung beginnt.

Mit der Zielstellung einer Laufverlängerung reduziert sich das Gefälle um den Faktor $\frac{4.150}{5.800}$, dies berücksichtigt „Gefälle Ziel“. Die so erzeugte Zielfunktion des örtlichen mittleren Wasserspiegelgefälles in Abhängigkeit vom Abfluss „Gefälle Ziel“ kann Tabelle C. 3 im Anhang C entnommen werden.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass es sich bei der Funktion um ein gemitteltes Gefälle über die gesamten 45,11 km zwischen Wizna und Piątnica-Łomża handelt, örtlich sind Abweichungen zu erwarten. So haben ELLMANN UND SCHULZE (2001) bei Abflüssen zwischen 25 und 45 m³/s im Untersuchungsgebiet Wasserspiegelgefälle $I_{Sp} = 4{,}6\ bis\ 5{,}8\ cm/km$ gemessen.

Windungsgrad s

Der Windungsgrad wird mit Gleichung (3.12) berechnet.

$$s = \frac{5.800\ m}{2.350\ m} = 2{,}47 \approx 2{,}5$$

Gerinnezahl n_G

Die Gerinnezahl ergibt sich nach Formel (3.13).

$$n_G = \frac{5.800\ m \cdot 1}{5.800\ m} = 1$$

Zielparameter der Querschnittsgeometrie

Wassertiefe h_b und Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ des Gerinnes

Ermittlung der Sedimentparameter d_m und k_s^g sowie der Sohlenrauheit k_s

Der mittlere Korndurchmesser d_m für die Profile I, II und III lässt sich mit Formel (2.30) aus den Siebkornparametern der Tabelle C. 1 in Anhang C ermitteln, die Kornrauheit k_s^g berechnet man mit Formel (2.32) und die kritische Schubspannung ergibt sich aus der in Abbildung C. 7 im Anhang C dargestellten Shields-Funktion nach ZANKE (2013). Eine Zusammenfassung der Ergebnisse enthält Tabelle 43.

Tabelle 43: Mittlerer Kordurchmesser und Kornrauheit im Untersuchungsgebiet Narew

Profil	d_m [mm]	k_s^g [m]	τ_{crit} [N/m²]
I	0,25	0,0007	0,262
II	0,28	0,0008	0,275
III	0,36	0,0011	0,305

Die Ermittlung der effektiven Sohlenrauheit k_s erfolgt mit Messdaten des Zeitraums Mai bis Juli 2001 aus ELLMANN UND SCHULZE (2001). Für die Querprofile I und III liegen jeweils acht Messdatensätze der Sohl- und Wasserspiegelhöhe, des Wasserspiegelgefälles sowie des Abflusses vor sowie weitere sieben Datensätze für Profil II. Mit Formel (2.17) lassen sich die Werte für die effektive Sohlenrauheit k_s berechnen, eine Darstellung der Ergebnisse zeigt Abbildung 89.

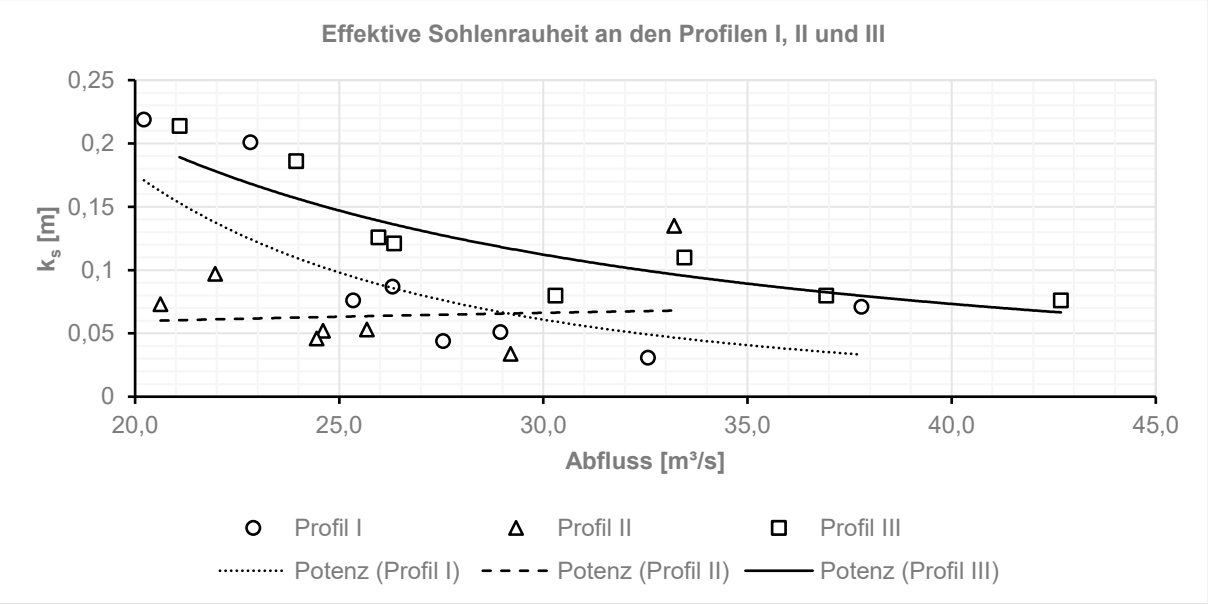


Abbildung 89: Effektive Sohlenrauheit des Narew an den Profilen I, II und III, Datengrundlage: ELLMANN UND SCHULZE (2001)

Das Diagramm macht deutlich, dass an den Profilen I und III bei Abflüssen unter 25 m³/s signifikant größere Werte für k_s auftreten, während die übrigen Werte am Profil I bei $k_s = 0{,}031 - 0{,}087\ m$ und im Mittel bei $\overline{k_s} \approx 0{,}06\ m$ sowie am Profil III bei $k_s = 0{,}076 - 0{,}126\ m$ und im Mittel bei $\overline{k_s} \approx 0{,}099\ m$ liegen. Bezüglich Profil III ist außerdem zu erkennen, dass bei Abflüssen oberhalb von 35 m³/s $k_s \approx 0{,}08\ m$ wird. Profil II zeigt mit $k_s = 0{,}034 - 0{,}135\ m$ und einem Mittelwert $\overline{k_s} \approx 0{,}07\ m$ einen gegenläufigen Trend. Der hohe Wert $k_s = 0{,}135\ m$ für den Abfluss von 33,2 m³/s ist allerdings auf einen Messwert bei einem sehr geringen Fließgefälle (4,6 cm/km statt im Mittel 5,5 cm/km) zurückzuführen. Berücksichtigt man diesen Wert nicht, ergibt sich $\overline{k_s} \approx 0{,}06\ m$, wie am Profil I.

Für die weiteren Betrachtungen ist insbesondere die Sohlenrauheit bei MQ und bei bordvollem Abfluss von Bedeutung. Leider fehlen diesbezügliche Messungen, es ist aber anzunehmen, dass die effektive Sohlenrauheit bei höheren Abflüssen nicht geringer wird, sondern sich aufgrund stärkerer Turbulenzen eher wieder etwas erhöht. Auch das im Zielzustand geringere Fließgefälle und der höhere Windungsgrad dürften diesen Trend begünstigen.

$$k_s = 0{,}1\ m$$

Ermittlung von h_b und $b_{Sp,b}$ über gemittelte Abflussverhältnisse

Die mittlere Wassertiefe bei MQ = 68 m³/s $h_{MQ} \approx h_b$ für die Profile I, II und III kann nun mit den Gleichungen (3.4) und (3.5) berechnet werden. Das Wasserspiegelgefälle wird

nach Tabelle C. 3 in Anhang C bestimmt und die Konstanten g und ϱ_w stammen aus Tabelle 8. Die ermittelte Wassertiefe variiert zwischen 1,90 m und 2,05 m, bei einem Mittelwert von etwa 1,95 m. Eine Zusammenfassung enthält Tabelle 44.

Tabelle 44: Ermittlung der mittleren Wassertiefe bei MQ ≈ Q_b für die Profile I, II und III nach den Gleichungen (3.4) und (3.5)

Profil	d_m [mm]	τ_{crit} [N/m²]	k_s^g [m]	k_s [m]	I_{Sp} [-]	h_b [m]
I	0,25	0,262	0,0007	0,1	0,00005	1,90
II	0,28	0,275	0,0008	0,1	0,00005	1,95
III	0,36	0,305	0,0011	0,1	0,00005	2,05

Die Wasserspiegelbreite für MQ $b_{Sp,MQ} \approx b_{Sp,b}$ ist mit Gleichung (3.6) zu berechnen, wobei wieder die Profile I, II und III betrachtet werden. Die Eingangsparameter und die Ergebnisse sind in Tabelle 45 enthalten. Die verwendeten Konstanten g und κ findet man in Tabelle 8. Die erforderliche Wasserspiegelbreite liegt zwischen 78 m und 89 m, der Mittelwert ergibt sich mit ca. 84 m.

Tabelle 45: Ermittlung der Wasserspiegelbreite bei MQ ≈ Q_b nach Gleichung (3.6)

Profil	MQ [m³/s]	k_s [m]	I_{Sp} [-]	h_b [m]	$b_{Sp,b}$ [m]
I	68	0,1	0,00005	1,90	89
II	68	0,1	0,00005	1,95	85
III	68	0,1	0,00005	2,05	78

Ermittlung von h_b und $b_{Sp,b}$ über die Wasserstand-Abfluss-Beziehung

Für die Fallstudie Narew liegt keine Wasserstand-Abfluss-Beziehung des naturnahen Zustandes vor. Der Fluss ist im Untersuchungsgebiet erheblich verändert worden. Letzte Begradigungen können auf die Zeit zwischen 1930 und 1945 datiert werden, allerdings sind entsprechende Eingriffe auch schon vorher erfolgt (vergleiche dazu Kapitel 5.4.1). Aus diesem Grunde können für den Narew die Zielparamter der Querschnittsgeometrie nicht mit dem Gleichungssystem (3.7) aus der Wasserstand-Abfluss-Beziehung abgeleitet werden.

Überprüfung in der Praxis

Mit Profil IV, an der Mündung des Altarms, liegt zwar eine Referenz vor, wegen der ungünstigen Lage direkt im Mündungsbereich hat diese aber keine hinreichende Aussagekraft. Dennoch soll festgehalten werden, dass die mittlere Wassertiefe bei MQ h_b mit etwa 1,65 m ermittelt wurde (siehe dazu Abbildung C. 6 im Anhang C).

Auch bezüglich der Wasserspiegelbreite $b_{Sp,b}$ soll noch einmal der Blick auf den Altarm gelenkt werden. Wie Abbildung C. 1 in Anhang C zeigt, weist dieser in den nicht verlandeten Bereichen z.T. größere Gewässerbreiten auf, als der Hauptlauf.

Schlussfolgerungen

Da eine Wasserstand-Abfluss-Beziehung des naturnahen Zustandes fehlt, bleibt nur die Bestimmung der Zielparameter für die Querschnittsgeometrie des Gerinnes über die mittleren Abflussverhältnisse. Die Zielparameter werden wie folgt festgelegt:

$$h_b = 1{,}90 - 2{,}05\ m\ (\overline{h_b} = 1{,}95\ m) \qquad b_{Sp,b} = 89 - 78\ m\ (\overline{b_{Sp,b}} = 84\ m)$$

Hydrologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$

Die Betrachtung erfolgt für den höchsten Abfluss innerhalb des Betrachtungszeitraumes 1981 bis 2015, am 16.06.1996, mit $Q = 446\ m^3/s$ (siehe dazu Abbildung 85) und $W = 496\ cm = 102{,}429\ m$ ü. NN am Pegel Wizna (siehe dazu Abbildung 84).

Das örtliche Wasserspiegelgefälle im Gerinne beträgt, unter Berücksichtigung der Zielstellung für die Lauflänge, $I_{Sp} = 3{,}5\ cm/km$ und das Talbodengefälle der Aue lässt sich ermitteln:

$$I_T = \frac{\Delta H_T}{l_T} = \frac{0{,}2\ m}{2.350\ m} = 0{,}000085$$

Der Rauheitsbeiwert für die Aue wird wieder nach MARTIN UND POHL ET AL. (2000) gewählt, mit $k_s = 0{,}3\ m$.

Für das Gerinne werden die weiter oben ermittelten Werte es Profils II, $h_b \approx 1{,}95\ m$, $b_{Sp,b} \approx 85\ m$ und $k_s = 0{,}1$ verwendet, die etwa einen Mittelwert repräsentieren.

Die Auenhöhe entspricht am Profil II in Ufernähe etwa dem Ausuferungswasserstand von ca. 99,6 m ü. NN. Das Gelände ist eben und steigt gemäß den Topographischen Karten aus ELLMANN UND SCHULZE (2001) etwa auf 100 m ü. NN sowie an den Rändern bis 100,5 m ü. NN an. Die durchschnittliche Auenhöhe beträgt ca. 100 m ü. NN.

Bei einer aktuellen Entfernung des Profils II vom Pegel Wizna von ca. 14,5 km lässt sich mit dem Wasserspiegelgefälle des gemessenen Ereignisses (5,3 cm/km) der Wasserstand $W = 101{,}66 \approx 101{,}6\ m$ ü. NN hinreichend genau ermitteln.

Damit ergeben sich für die Aue: $h_{446_A} = 101{,}6\ m$ ü. $NN - 100{,}0\ m$ ü. $NN = 1{,}6\ m$ und für das Gerinne: $h_{446_G} = 101{,}6\ m$ ü. $NN - 99{,}6\ m$ ü. $NN + 1{,}95\ m = 3{,}95\ m$.

Mit Gleichung (3.8) und den Konstanten aus Tabelle 8 ergibt sich das in Tabelle 46 zusammengefasste Ergebnis.

Tabelle 46: Ermittlung der hydrologisch bedingten Mindestbreite der Aue des Narew am Profil II

Ereignis		Gerinne				Aue					
Q [m³/s]	W [m ü. NN]	k_s [m]	I_{Sp} [-]	h_{446} [m]	$b_{Sp,b}$ [m]	Q [m³/s]	k_s [m]	I_T [-]	h_{446} [m]	Q [m³/s]	$b_{Sp,446}$ [m]
446	101,6	0,1	0,000035	3,95	85	186	0,3	0,000085	1,6	260	439

Im Gerinne werden bei so einem Ereignis ca. 186 m³/s abgeführt, in der Aue 260 m³/s, bei einer erforderlichen Mindestbreite der Aue von 439 m ≈ 440 m. Die Gesamtbreite der Aue beinhaltet auch das Gerinne, womit gilt:

$$b_{A,h} = 440\ m + 85\ m = 525\ m$$

Retentionsvolumen V_{R_n}

Die vorhandene Talbreite des Narew im Untersuchungsgebiet ist deutlich größer als der Mäandergürtel und die hydrologisch bedingte Mindestbreite der Aue $b_{A,h}$. Ein zusätzliches Retentionsvolumen ist nicht erforderlich.

$$V_{R_n} = 0\ m^3$$

Zielparameter der Anpassungsprozesse

Änderung des Sedimenttransports dQ_S

Für das Untersuchungsgebiet konnten keine nutzbaren Daten zur Analyse der mittel- und langfristigen Änderung der Sohlgeometrie und des Längsschnittes gefunden werden. Allerdings zeigen die zwischen dem 22.05.2001 und dem 18.07.2001 mehrfach aufgenommenen Profile I bis III die Änderungsfähigkeit der Sohl- und Böschungsbereiche (siehe dazu Abbildung C. 3 bis Abbildung C. 5 in Anhang C).

Da ein Gleichgewichtszustand angestrebt wird, besteht auch hier die Zielstellung einer sich über lange Zeiträume nur gering verändernden mittleren Sohlenhöhe, bei moderater mittlerer Laufmigration.

$$\overline{dQ_S} \to 0 \begin{cases} \overline{dy(t)} \neq 0 \\ \overline{dz(t)} \to 0 \end{cases}$$

Morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$

Die morphologisch begründete Mindestbreite der Aue entspricht der maximalen Breite des Mäandergürtels.

$$b_{A,m} = b_{M_1} \approx 1.900\ m$$

Mindestbreite der Aue b_A

Die morphologisch begründete Mindestbreite der Aue $b_{A,m}$ ist maßgebend, da sie größer ist, als die hydrologisch begründete Mindestbreite $b_{A,h}$.

$$b_A = b_{A,m} \approx 1.900\ m$$

Zielparameter des Energiehaushaltes

Spezifische Flussleistung des Gerinnes ω_G

Die Ermittlung der spezifischen Flussleistung für das Gerinne erfolgt für das Profil II. Dabei werden die Fälle MQ, MHQ, HQ sowie Q mit 364 Tagen Unterschreitungswahrscheinlichkeit für den Zeitraum 1981 bis 2015 betrachtet. Die Konstanten sind Tabelle 8 zu entnehmen.

Tabelle 47: Spezifische Flussleistung für das Gerinne des Narew am Profil II nach Gleichung (3.1)

Fall	Q_{gesamt} [m³/s]	Gerinne $b_{Sp,b}$ [m]	Gerinne I_{Sp} [m³/s]	Gerinne $Q_{Gerinne}$ [m³/s]	Gerinne ω_G [W/m²]
MQ	68	85	0,000050	68	0,39
MHQ	193	85	0,000043	168	0,84
$Q_{1Tag/Jahr}$	295	85	0,000038	182	0,80
HQ	446	85	0,000035	186	0,75

Das Ergebnis fassen Tabelle 47 und Abbildung 90 zusammen.

Spezifische Flussleistung der Aue ω_A

Die spezifische Flussleistung der Aue wird ebenfalls für das Profil II ermittelt, mit einer Breite von 1.815 m, der Auenbreite (1.900 m), abzüglich der Gerinnebreite (85 m) und dem weiter oben bereits ermittelten Talbodengefälle $I_T = 8{,}5\ cm/km$. Die verwendeten Konstanten findet man in Tabelle 8, die Ergebnisse in Tabelle 48 und Abbildung 90.

Tabelle 48: Spezifische Flussleistung für die Aue des Narew am Profil II nach Gleichung (3.2)

Fall	Q_{gesamt} [m³/s]	Aue $b_A - b_{Sp,b}$ [m]	Aue I_T [m³/s]	Aue Q_{Aue} [m³/s]	Aue ω_A [W/m²]
MQ	68	1.815		0	0,00
MHQ	193	1.815	0,000085	25	0,01
$Q_{1Tag/Jahr}$	295	1.815	0,000085	113	0,05
HQ	446	1.815	0,000085	260	0,12

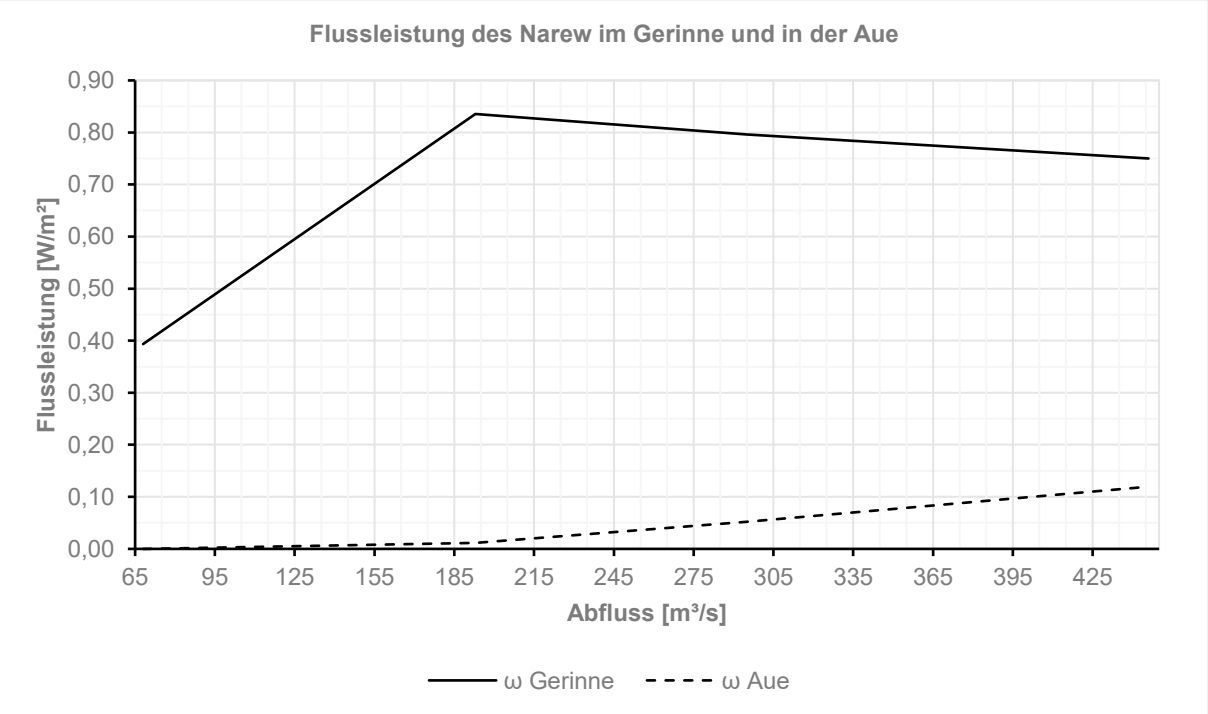


Abbildung 90: Spezifische Flussleistung im Gerinne und der Aue des Narew am Profil II nach den Gleichungen (3.1) und (3.2)

Eine Zusammenfassung der Zielparameter enthält Tabelle 49.

Tabelle 49: Zusammenfassung der innerhalb der Fallstudie Narew ermittelten Zielparameter

Größe	Zielparameter	Formel	Wert
$W(Q)$	Hydrologie	3.3	siehe Abbildung 86 und Tabelle C. 2
I_{So}	Linienführung	3.10	4,5 cm/km
I_{Sp}	Linienführung	3.11	siehe Abbildung 88 und Tabelle C. 3
s	Linienführung	3.12	2,5
n_G	Linienführung	3.13	1
h_b	Querschnittsgeometrie	(3.4), 3.5, 3.7	1,90 – 2,05 m ($\overline{h_b}$ = 1,95 m)
$b_{Sp,b}$	Querschnittsgeometrie	3.6, 3.7	89 – 78 m ($\overline{b_{Sp,b}}$ = 84 m) → ($b_{Sp,b}$ ↑ bei h_b ↓)
$b_{A,h}$	Querschnittsgeometrie	3.8	525 m
V_{R_n}	Querschnittsgeometrie	3.9	0 m³
dQ_S	Anpassungsprozesse	3.14, 3.15	$\overline{dQ_S} \to 0$ / $\overline{dy(t)} \neq 0$ / $\overline{dz(t)} \to 0$
$b_{A,m}$	Anpassungsprozesse	3.16	1.900 m
b_A	Anpassungsprozesse	3.17	1.900 m
ω_G	Energiehaushalt	3.1	siehe Abbildung 90 und Tabelle 47
ω_A	Energiehaushalt	3.2	siehe Abbildung 90 und Tabelle 48

5.4.3 Ableitung einer Entwicklungsstrategie

Die Entwicklungsstrategie wird gemäß Kapitel 4 abgeleitet. Die Zielparameter der Hydrologie und des Energiehaushaltes bilden die Basis für die Entwicklung der Gewässergeometrie und die erforderlichen Anpassungsprozesse.

Am Narew sind die Wasserstand-Abfluss-Beziehung $W(Q)$ gemäß Abbildung 86 und Tabelle C. 2 in Anhang C sowie die Flussleistung für das Gerinne ω_G und die Aue ω_A nach Abbildung 90, Tabelle 47 und Tabelle 48 anzunähern. Dazu müssen die Zielparameter für Linienführung, Querschnittsgeometrie und Anpassungsprozesse gemäß Tabelle 49 möglichst erreicht werden.

Defizitanalyse:

Es gelten die folgenden Grundannahmen:

- Der Narew stromauf und stromab des Untersuchungsgebietes wird als im Zielzustand befindlich angenommen.
- Die effektive Sohlenrauheit des Gerinnes von $k_s = 0{,}1\,m$ ist auch künftig repräsentativ.
- Die Korngrößencharakteristik ändert sich nicht signifikant (siehe dazu Tabelle C. 1 in Anhang C).
- Die aktuelle Abflusscharakteristik ändert sich mindestens mittelfristig nicht.

Im Folgenden wird nur auf die defizitären Zielparameter näher eingegangen. Eine Zusammenstellung der bestimmenden Größen für den aktuellen und den Zielzustand des Narew sowie die daraus folgenden Defizite zeigt Tabelle 52.

Aktuelle Linienführung

Lauflänge l_F

Die aktuelle Fließlänge des Narew kann mit $l_F = 4.150\,m$ ermittelt werden. Damit ist ein Defizit $\Delta l_F = 4.150\,m - 5.800\,m = -1.650\,m$ zu verzeichnen.

Aktuelle Querschnittsgeometrie

Wassertiefe des Gerinnes bei bordvollem Abfluss h_b

Vergleicht man die berechneten mittleren Wassertiefen mit den gemessenen, ergeben sich bei einem Wasserstand von $W_{MQ} = 3{,}14\ m + 97{,}469\ m \text{ü.}\, NN = 100{,}609\ m \text{ ü.}\, NN$ am Pegel Wizna und dem zugehörigen Wasserspiegelgefälle von 7 cm/km an den Profilen die in Tabelle 50 dargestellten Wasserstände und mittleren Wassertiefen.

Tabelle 50: Ermittlung der mittleren Wassertiefe bei MQ ≈ Q_b für die Profile I, II und III aus der Vermessung, Datengrundlage: ELLMANN UND SCHULZE (2001)

Profil	S_W [-]	W [m ü. NN]	h_b [m]
I	0,00007	99,52	2,78
II	0,00007	99,59	2,75
III	0,00007	99,63	2,75

Die vorhandenen Wassertiefen liegen zwischen 2,75 m und 2,78 m, bei einem Mittelwert von 2,76 m. Damit beträgt der Unterschied im Mittel $\overline{\Delta T} = +0{,}81\ m$, das Gewässer ist um ca. 80 cm zu tief.

Wasserspiegelbreite des Gerinnes bei bordvollem Abfluss $b_{Sp,b}$

Eine Zusammenstellung der gemessenen Wasserspiegelbreiten zeigt Tabelle 51.

Tabelle 51: Ermittlung der Wasserspiegelbreite bei MQ ≈ Q_b für die Profile I, II und III aus der Vermessung, Datengrundlage: ELLMANN UND SCHULZE (2001)

Profil	$b_{Sp,b}$ [m]
I	48
II	50
III	59

Die Wasserspiegelbreite kann für MQ ≈ Q_b mit 48 m bis 59 m ermittelt werden, der Mittelwert beträgt 52 m. Damit kann ein mittleres Defizit $\overline{\Delta B} = -32\ m$ abgeleitet werden.

Aktuelle Anpassungsprozesse

Änderung des Sedimenttransports dQ_S

Für das Untersuchungsgebiet liegen keine Peildaten vor. Die Änderung des Sedimenttransports nach Gleichung (3.15) kann also nicht quantifiziert werden. Die vorhandene Sohleintiefung lässt allerdings darauf schließen, dass mehr Sediment das Gebiet verlässt, als hineingelangt.

$$\overline{dQ_S} > 0$$

Die Änderung des Sedimenttransports im Narew kann innerhalb des Untersuchungsgebietes aufgrund fehlender Uferfixierung auch durch seitliche Verlagerung (dy) erfolgen.

$$\overline{dy(t)} \neq 0$$

Die zeitliche Funktion der Höhenänderung (dz) kann zwar nicht durch Messungen der Sohle quantifiziert werden, dennoch zeigt die Sohleintiefung um ca. 80 cm gegenüber dem Gleichgewichtszustand, dass sie stattfindet.

$$\overline{dz(t)} > 0$$

Tabelle 52: Parameter der Gewässerentwicklungsstrategie innerhalb der Fallstudie für den Narew

Größe	Parameter	aktuell	Zielwert	Defizit
l_F	Linienführung	4.150 m	5.800 m	- 1.650 m
n_G	Linienführung	1	1	
h_b	Querschnittsgeometrie	2,75 – 2,78 m ($\overline{h_b}$ = 2,76 m)	1,90 – 2,05 m ($\overline{h_b}$ = 1,95 m)	+ 0,81 m
$b_{Sp,b}$	Querschnittsgeometrie	48 – 59 m ($\overline{b_{Sp,b}}$ = 52 m)	89 – 78 m ($\overline{b_{Sp,b}}$ = 84 m)	- 32 m
$b_{A,h}$	Querschnittsgeometrie	> 1.900 m	525 m	
V_{R_n}	Querschnittsgeometrie	0 m³	0 m³	
dQ_S	Anpassungsprozesse	$\overline{dQ_S} > 0$ $\overline{dy(t)} \neq 0$ $\overline{dz(t)} > 0$	$\overline{dQ_S} \to 0$ $\overline{dy(t)} \neq 0$ $\overline{dz(t)} \to 0$	$\overline{dQ_S} > 0$ $\overline{dz(t)} > 0$
$b_{A,m}$	Anpassungsprozesse	> 1.900 m	1.900 m	
b_A	Anpassungsprozesse	> 1.900 m	1.900 m	

Damit sind im Untersuchungsgebiet die folgenden Defizite festzustellen:

- um mindestens 1.650 m zu kurze Lauflänge, infolge des Anlegens von Durchstichen
- durchschnittlich 0,8 m zu tiefes Gewässerbett, als Ergebnis von Sohleintiefung
- ca. 30 m zu schmales Gewässerbettes

Auch an dieser Stelle wird auf eine Analyse der Fortpflanzung von Unschärfen verzichtet.

Restriktionen:

Es wird die Annahme getroffen, dass keine Restriktionen bestehen.

Entwicklungsstrategie:

Änderung der Linienführung

Das Defizit der Linienführung, die Laufverkürzung um 1.650 m, kann durch den Wiederanschluss des linksseitigen Altarms beseitigt werden.

Änderung der Querschnittsgeometrie

Die Defizite der Querschnittsgeometrie bestehen in der ca. 0,8 m eingetieften Gewässersohle und einem etwa 30 m zu schmalen Flussbett. Die Gewässersohle sollte daher, im Zuge einer Bettaufweitung, angehoben werden.

Förderung von Anpassungsprozessen

Nach der Anpassung der Linienführung und der Querschnittsgeometrie des Gewässerbettes sollte auch der Sedimenttransport wieder zu einem Gleichgewicht finden, so dass diesbezüglich keine weiteren Maßnahmen erforderlich sein dürften.

Es lässt sich zusammenfassen, dass neben dem Altarmanschluss und der damit verbundenen Laufverlängerung um etwa 1.650 m, insbesondere die Sohle im Mittel um 0,8 m anzuheben ist, verbunden mit einer Bettaufweitung um ca. 30 m. Dabei sollte das Material der Bettaufweitung gleichzeitig für die Sohlenanhebung genutzt werden.

5.5 Fallstudie Nordamerika

5.5.1 Auswahl von Datensätzen

Um weitere naturnahe Flüsse in die Plausibilisierung einzubeziehen, soll auf Naturdaten nordamerikanischer Flüsse zurückgegriffen werden, wobei berücksichtigt wird, dass nur wenige Flüsse Nordamerikas eine ähnliche Charakteristik aufweisen, wie die sandgeprägten norddeutschen Tieflandflüsse (siehe dazu Kapitel 2.2, 2.4.1 und 2.5.2).

In LEOPOLD UND WOLMAN (1957) findet man Daten von 292 Flüssen in den USA, in WILLIAMS UND ROSGEN (1989) für weitere 93 Flüsse. Grenzt man die Suche auf große Flüsse mit dem maximal im norddeutschen Tiefland vorkommenden Wasserspiegelgefälle von etwa 35 cm/km ein, reduziert sich die Anzahl der nutzbaren Datensätze auf 18, wobei nur für drei Datensätze auch Informationen zur Sedimentzusammensetzung vorliegen.

Weitere Selektionen erfolgen über die Betrachtung verschiedener Parameter, im Verhältnis zur spezifischen Flussleistung ω bei mittlerem Abfluss. Im Ergebnis können sieben Datensätze mit einer den Flüssen im norddeutschen Tiefland bezüglich des Verhaltens bei MQ ähnlichen Charakteristik gefunden werden. Vier Datensätze (118, 120, 208 und 214) entstammen LEOPOLD UND WOLMAN (1957), sie enthalten keine Informationen zur Sedimentzusammensetzung. Drei weitere Datensätze (89, 90 und 93) aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989) beinhalten Daten zur Sedimentzusammensetzung. Die fehlenden Informationen zum mittleren Abfluss entstammen USGS (2018).

Für die sieben nordamerikanischen und die drei mitteleuropäischen Flüsse, Untere Havel ($\omega = 0{,}44\ W/m^2$), Mittlere Elbe ($\omega = 3{,}66\ W/m^2$) und Narew ($\omega = 0{,}39\ W/m^2$), können für die mittleren Abflussverhältnisse langer Zeitreihen Anhang D die mittlere Wassertiefe h (siehe Abbildung D. 1), die mittlere Wasserspiegelbreite b_{Sp} (siehe Abbildung D. 2), die mittlere Fließgeschwindigkeit $\bar{v}$ (siehe Abbildung D. 3) und das Produkt aus Abfluss und Wasserspiegelgefälle $Q \cdot I_{Sp}$ (siehe Abbildung D. 4) entnommen werden. Insbesondere der Vergleich der Fließgeschwindigkeiten sowie des Produkts aus Abfluss und Wasserspiegelgefälle, bezogen auf die spezifische Flussleistung ω, weisen auf eine ähnliche Charakteristik bei mittlerem Abfluss hin.

5.5.2 Sohlenschubspannung bei mittleren Abflussverhältnissen

In WILLIAMS UND ROSGEN (1989) sind für den Wisconsin River in Muscoda (89), den Black River bei Galsesville (90) und den Chippewa River bei Pepin (93) Sedimentproben

dokumentiert. Fasst man diese jeweils zu einer Mischprobe zusammen, erhält man die in Tabelle 53 dargestellten mittleren Korndurchmesser d_m.

Tabelle 53: Mittlere Kordnurchmesser für Wisconsin River in Muscoda (89), Black River bei Galsesville (90) und Chippewa River bei Pepin (93), Datengrundlage: WILLIAMS UND ROSGEN (1989)

Fluss	Datensatz	Anzahl der Mischproben	Mittlerer Korndurchmesser		
			$d_m\,(mittel)$ [mm]	$d_m\,(min)$ [mm]	$d_m\,(max)$ [mm]
Wisconsin River in Muscoda	89	20	1,15	0,73	2,19
Black River bei Galsesville	90	16	0,91	0,67	1,11
Chippewa River bei Pepin	93	22	1,46	0,70	2,71

In Abbildung 91 ist der mittlere Korndurchmesser d_m, bezogen auf die spezifische Flussleistung ω bei mittlerem Abfluss, für die drei nordamerikanischen Flüsse mit Daten zur Sedimentzusammensetzung (89, 90 und 93) aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989), die Untere Havel ($d_m = 0{,}64\,mm$), die Mittlere Elbe ($d_m = 1{,}94\,mm$) und den Narew ($d_m = 0{,}28\,mm$) dargestellt. Man kann erkennen, dass die drei Datensätze (89, 90 und 93) aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989) für eine Plausibilisierung herangezogen werden können.

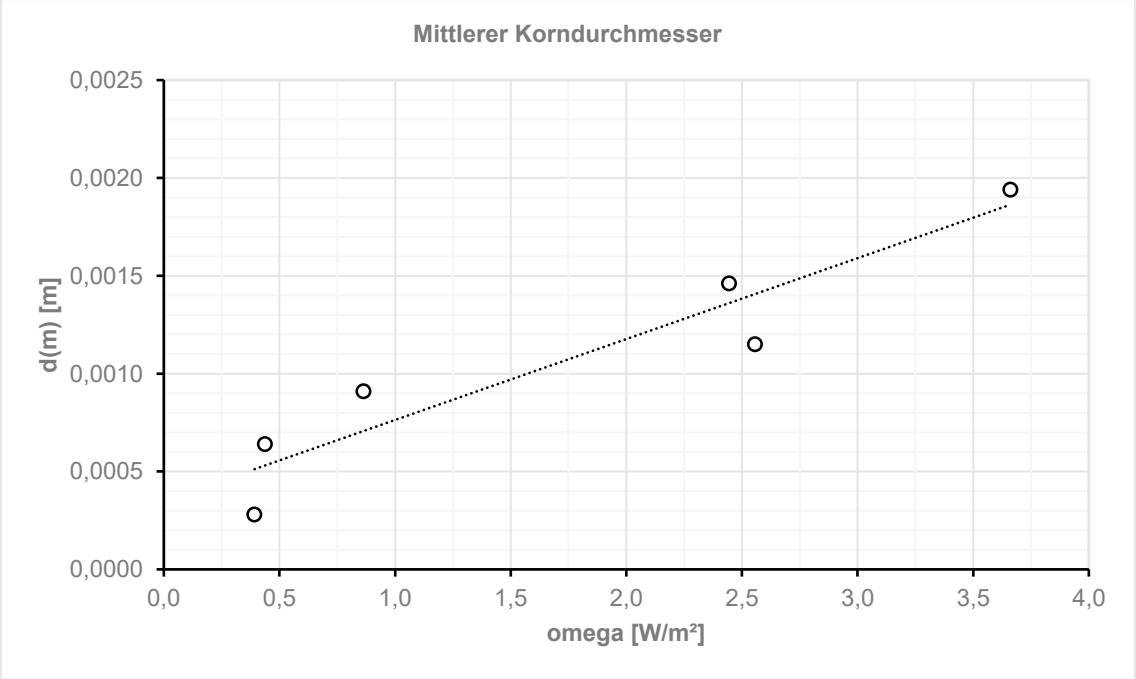


Abbildung 91: Mittlerer Korndurchmesser des Sediments im Verhältnis zur Flussleistung bei MQ, für die Flüsse 89, 90 und 93 aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989) und USGS (2018) sowie Untere Havel, Mittlere Elbe und Narew

Für den mittleren Abfluss (MQ) können WILLIAMS UND ROSGEN (1989) die Geometriedaten nicht direkt entnommen werden. Auf der Basis der vorhandenen Datensätze sind deshalb abflussbezogene Funktionen der Wassertiefe $h = f(Q)$ und der Wasserspiegelbreite $b_{Sp} = f(Q)$ zu ermitteln. Diese können für den Wisconsin River (89), den Black River (90) und dem Chippewa River (93) Abbildung D. 5 bis Abbildung D. 10 in Anhang D entnommen werden. Die so ermittelten Geometriedaten wurden darüber hinaus mit Messdaten in der Nähe des mittleren Abflusses (MQ) verglichen und plausibilisiert. Das Ergebnis ist in Tabelle 54 zusammengefasst.

Tabelle 54: Wasserstand, Wasserspiegelbreite und Fließgeschwindigkeit bei MQ für Wisconsin River (89), Black River (90) und Chippewa River (93), Datengrundlage: WILLIAMS UND ROSGEN (1989) und USGS (2018)

Fluss	Q_{MQ} [m³/s]	Reihe [Jahre]	h_{MQ} [m]	$b_{Sp,MQ}$ [m]	$\overline{v_{MQ}}$ [m/s]
Wisconsin River in Muscoda	248	1914 - 2017	1,40	295	0,60
Black River bei Galsesville	36	1933 - 2017	0,85	94	0,45
Chippewa River bei Pepin	220	1929 - 2017	1,29	256	0,67

Berechnet man mit Gleichung (2.14) die mittlere Sohlenschubspannung τ_0 und vergleicht diese mit der aus der Shields-Funktion für den jeweiligen mittleren Korndurchmesser ermittelten kritischen Schubspannung τ_{crit}, ergeben sich die in Tabelle 55 zusammengefassten Ergebnisse.

Tabelle 55: Sohlenschubspannung und kritische Schubspannung bei MQ für Wisconsin River (89), Black River (90) und Chippewa River (93), Datengrundlage: WILLIAMS UND ROSGEN (1989) und USGS (2018)

Fluss	Q_{MQ} [m³/s]	Reihe [Jahre]	$\tau_{0\,MQ}$ [N/m²]	τ_{crit} [N/m²]	τ_0 / τ_{crit} [%]
Wisconsin River in Muscoda	248	1914 - 2017	0,84	0,62	+35
Black River bei Galsesville	36	1933 - 2017	0,50	0,49	+2
Chippewa River bei Pepin	220	1929 - 2017	1,12	0,96	+17

Im Black River (90) entspricht die mittlere Sohlenschubspannung bei mittlerem Abfluss (MQ) etwa der kritischen Schubspannung. Beim Chippewa River (93) divergieren kritische Schubspannung und Sohlenschubspannung zwar um ca. 17%, die Abweichung liegt aber innerhalb der Unschärfe bezüglich des mittleren Korndurchmessers (vergleiche Tabelle 53). Der Wisconsin River (89) weist hingegen mit 35% große Abweichungen auf. Die Ursache kann in der stark eingetieften Sohle gefunden werden. Oberhalb des mittleren Abflusses erhöht sich zwar die Wassertiefe, die Wasserspiegelbreite nimmt aber faktisch nicht mehr zu (vergleiche Abbildung D. 5 und Abbildung D. 6 in Anhang D).

Der Black River bei Galseville (90) und der Chippewa River bei Pepin (93) befinden sich demnach in einem gleichförmigen Gleichgewichtszustand, wobei die mittlere Sohlenschubspannung etwa der mittleren kritischen Schubspannung entspricht. Für den Wisconsin River in Muscoda (89) ist dagegen anzunehmen, dass ein Erosionsregime vorherrscht und Sohleneintiefung stattfindet.

Wie WILLIAMS UND ROSGEN (1989) außerdem entnommen werden kann, findet in den untersuchten Flüssen auch bei deutlich kleineren Abflüssen als MQ Sedimenttransport (Geschiebe und Schwebstoffe) statt, da das Sediment des Gewässerbodens eine Mischung verschiedener Korngrößen ist und somit auch Körner mit kleinerem Durchmesser als d_m enthalten sind.

5.5.3 Schlussfolgerungen

Die Auswertung drei den norddeutschen Tieflandflüssen charakteristisch ähnlicher, naturnaher nordamerikanischer Flüsse bestätigt für zwei (90 und 93), dass die mittlere Sohlenschubspannung τ_0 bei mittleren Abflussverhältnissen etwa der kritischen Schubspannung τ_{crit} entspricht. Für den dritten Fluss (89) wurde mittels des Vergleiches der Schubspannungen Sohlenerosion bestätigt. Sedimenttransport (Geschiebe und Schwebstoffe) erfolgt in den untersuchten Flüssen auch bei Q < MQ.

6 Schlussfolgerungen und Ausblick

6.1 Wesentliche Erkenntnisse

Im Rahmen dieser Arbeit wurde, ausgehend von der Gültigkeit der Proportionalitätsbeziehung für fluviale Systeme von LANE (1955), dem Systemverständnis der Flussbettbildung nach KNIGHTON (1998) und dem Raum-Zeit-Modell von KERN (1995), ein Ziel- und Bewertungssystem zur Schaffung nachhaltiger naturnaher Strukturen in großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes entwickelt, mit dem sich aus gegebenen integralen (mittleren) unabhängigen Zustandsgrößen des fluvialen Systems die mittlere Ausprägung charakterisierender abhängigen Zustandsgrößen der Gewässerbett- und Auengeometrie sowie der Anpassungsprozesse heuristisch herleiten lassen. Mit den so gefundenen abhängigen Zustandsgrößen können für ein fluviales System Defizite festgestellt, Entwicklungsziele definiert und Entwicklungsstrategien abgeleitet werden. Dabei geht es insbesondere darum, ausgehend von den vorhandenen Defiziten und unter Berücksichtigung sozioökonomischer Restriktionen, die ablaufenden fluvialen Prozesse jeweils in einen typspezifischen gleichförmigen Gleichgewichtszustand zu überführen und darüber hinaus die erforderlichen Anpassungsprozesse innerhalb des Gewässerbettes zu ermöglichen.

Zunächst sind ergänzende Zielparameter bezüglich der hydromorphologischen Qualitätskomponente „Morphologie“ der WRRL der EU (Richtlinie 2000/60/EG), insbesondere für die Gerinnegeometrie, unter Berücksichtigung der Auen und der Anpassungsfähigkeit des Gewässers, entwickelt und in einem Zielsystem zusammengestellt worden. Auf der Basis dieses Zielsystems wurde eine allgemeine Strategie für die nachhaltige naturnahe Gewässerentwicklung abgeleitet. Mithilfe von vier Fallbeispielen erfolgte eine Verifizierung der Gültigkeit der getroffenen Annahmen und für die Untere Havel, die Mittlere Elbe und den Narew auch eine beispielhafte Anwendung.

Im Rahmen der Arbeit sind Ansätze gefunden worden, die eine Lücke im Bereich der konzeptionellen Vorbereitung nachhaltiger Gewässerentwicklungen schließen. Insbesondere bei den Entwicklungszielen für die Querschnittsgeometrie, die erforderlichen Entwicklungskorridore und die Mindestbreite der Aue mangelte es bisher an physikalisch und gewässermorphologisch begründeten Ansätzen, was bei den aktuell in Anwendung befindlichen Verfahren nur eine grobe Abschätzung der Situation zulässt oder sogar zu Fehleinschätzungen führen kann. Außerdem ist in der Regel eine Quantifizierung der Defizite nicht möglich. Diese Arbeit leistet damit nicht nur einen Beitrag zum weiteren Systemverständnis, sondern trägt mit dem beinhalteten Ziel- und Bewertungssystem zur Ableitung einer Entwicklungsstrategie bei. Sie kann auch als Leitfaden für die Ermittlung und Quantifizierung von Defiziten sowie zur Bestimmung geeigneter Entwicklungsmaßnahmen dienen.

Die wesentlichen Erkenntnisse entsprechend der Zielstellung dieser Arbeit können folgendermaßen zusammengefasst werden:

Ableitung von Zielparametern für die Gerinnegeometrie, unter Berücksichtigung der Aue sowie für die Anpassungsfähigkeit und Aufstellung des Zielsystems

Im Rahmen der Arbeit werden Zielparameter der Hydrologie (Wasserstand-Abfluss-Beziehung) des Energiehaushaltes (spezifische Flussleistung für das Gerinne und die Aue), der Linienführung (Wasserspiegel- und Sohlengefälle sowie Gerinnezahl) und der Querschnittsgeometrie (Wassertiefe, Wasserspiegelbreite, hydrologisch bedingte Mindestbreite der Aue und erforderliches Retentionsvolumen) hergeleitet. Hinzu kommen Zielparameter für die eigendynamische Anpassung des Gewässerbettes an sich verändernde hydrodynamische System-Randbedingungen (Änderung des Sedimenttransports, morphologisch bedingte Mindestbreite der Aue und Mindestbreite der Aue).

Die Zielparameter können den unterschiedlichen Aufgabenstellungen entsprechend ermittelt werden. Es ist möglich, bekannte Zustände zu bewerten, bei ausreichender Datenbasis historische Zustände zu rekonstruieren und vor allem Entwicklungsziele abzuleiten.

Zunächst wurden, nach grundsätzlichen Betrachtungen, verschiedene Vorhersagemodelle für die einzelnen Zielparameter untersucht und geeignete Methoden zu deren Bestimmung ausgewählt oder abgeleitet. In einem weiteren Schritt erfolgte die Identifizierung und Bewertung maßgebender Zustandsgrößen. Ziel- und Zustandsgrößen wurden schließlich zu einem Zielsystem zusammengeführt.

Zentrales Anliegen ist dabei die Erreichung eines möglichst sich selbst erhaltenden hydromorphologischen Gleichgewichtszustandes des Gewässersystems, auf der Basis eines ausgeglichenen Sedimenthaushaltes, auch unter den Bedingungen eines sich ständig ändernden Abflusses und Sedimenttransports. Wesentliche Zustandsgrößen sind dabei die durchflussbedingten Amplituden des Wasserstandes im Fluss und in der Aue, die Zusammensetzung des Sediments und die laterale Verlagerungsfähigkeit des Gewässerbettes.

Bei der Aufstellung des Zielsystems ist darauf geachtet worden, dass für die Herleitung der einzelnen Zielparameter möglichst leicht erhebbare Grundlagendaten und bekannte Vorhersagemodelle genutzt werden können. So lassen sich etwa die erforderlichen Grundlagendaten Mäandergürtelbreite, Lauflänge, Gerinnezahl, Talbodenlänge und Sedimentzusammensetzung aus aktuellen Messungen und historischen Karten beschaffen. Große Probleme treten jedoch i.d.R. bei der Suche nach Zeitreihen des Wasserstandes, des Abflusses, der Sohlenrauheit und der Oberflächengeometrie von Gerinne und Aue auf. Dies bewirkt Unsicherheiten bei der Bestimmung aller Zielparameter mit hydraulischem Bezug.

Dem Umstand fehlender Zeitreihen des Abflusses wird Rechnung getragen, indem ein Verfahren zur Aufstellung einer synthetischen Wasserstand-Abfluss-Beziehung eingeführt wird, mit dem man aus den i.d.R. besser verfügbaren Zeitreihen des Wasserstandes und aktuellen Zeitreihen des Abflusses die diesbezügliche Zielfunktion herleiten kann. Sich daraus ergebende Unsicherheiten pflanzen sich im System nicht fort, denn die so bestimmte Funktion hat innerhalb des Zielsystems den Charakter eines Axioms als Systemeingangsgröße.

Da auch das Gefälle des Wasserspiegels und der Sohle zum Axiom werden und bezüglich der Ausgleichsprozesse ein Gleichgewichtszustand bezüglich des Sedimenttransports angestrebt wird, besteht nur in einem wesentlichen Punkt weiterhin eine Unsicherheit, das ist die Bestimmung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie des Gerinnes. Zur Bestimmung der diesbezüglichen Zielparameter werden zwei Methoden diskutiert, die Bestimmung aus den gemittelten Abflussverhältnissen, die auf einen Ansatz von MALCHEREK (2016B) zurückgeht und die Ableitung über die Wasserstand-Abfluss-Beziehung. Beide Methoden basieren auf der Dualität, dass die mittlere Ausprägung der Gewässerbettgeometrie eines Flussabschnittes durch die hydrologischen Abflussverhältnisse über einen langen Zeitraum hervorgerufen werden und dass die gegebene Gewässerbettgeometrie zu einer zugehörigen (mittleren) charakteristischen Wasserstand-Abfluss-Beziehung führt. Beide Verfahren sind jeweils mit Unsicherheiten seitens der Eingangsgrößen behaftet, können aber letztendlich für die Untere Havel und die Mittlere Elbe verifiziert werden. Auch erfolgt eine Plausibilisierung des Ansatzes von MALCHEREK (2016A) für drei Flüsse in Nordamerika.

Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass alle wichtigen Systemeingangsgrößen bei der Bewertung aktueller Zustände und der Aufstellung von Entwicklungskonzepten Axiome sind, weist das hier gefundene Zielsystem diesbezüglich keine methodischen Lücken auf. Lediglich bei der Bewertung historischer Zustände können fehlende Daten zu entsprechenden Unschärfen führen.

Strategien zur Gewässerentwicklung

Auf der Basis des aufgestellten Zielsystems wurden Strategien zur Renaturierung der großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes hergeleitet. Dabei steht die Zielstellung im Mittelpunkt, defizitäre fluviale Prozesse, unter Beachtung gegebener Restriktionen, in einen typspezifischen Gleichgewichtszustand zu überführen und die erforderlichen Anpassungsprozesse innerhalb des Gewässerbettes zu ermöglichen.

Ausgangspunkt der Betrachtung sind der Wasser- und Energiehaushalt aufgrund der außerordentlichen starken Abhängigkeit auenökologischer Prozesse von deren Eingangsgrößen. Betrachtet man die diesbezüglichen Zielparameter und ihre Herleitung, kann man feststellen, dass sie mit den Zielparametern der Querschnittsgeometrie und der Linienführung des Gewässersystems in einer unmittelbaren Wechselbeziehung stehen. Somit ziehen Änderungen diesbezüglich immer auch Veränderungen der Wasserstand-Abfluss-Beziehung sowie der Flussleistung nach sich, und Zielvorgaben bezüglich des Wasser- und Energiehaushaltes können über Veränderungen der Querschnittsgeometrie und der Linienführung erreicht werden.

Bezüglich der Linienführung konnte herausgearbeitet werden, dass Lauflänge, Gerinnezahl und Sohlengefälle im Rahmen der Gewässerentwicklung möglichst weit an die natürlichen Verhältnisse angenähert werden müssen, um ein typspezifisches Gefälle zu erhalten sowie einen naturnahen Wasser- und Energiehaushalt erreichen zu können. Da die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes weitgehend begradigt wurden und ihr Flussbett vielerorts vereinheitlicht worden ist, bedeutet dies vor allen Dingen eine Laufverlängerung und die Wiederherstellung von Stromverzweigungen.

Die Zielparameter der Querschnittsgeometrie sind die Grundlage für die Erreichung eines morphodynamischen Gleichgewichtszustandes im Gewässersystem, bei gleichzeitiger

Absicherung der Wasserstand-Abfluss-Beziehung. Im Rahmen von Entwicklungsmaßnahmen ist deshalb auf eine entsprechende Querschnittsgestaltung hinzuwirken. Die Werte für die mittlere Wassertiefe und die Wasserspiegelbreite sollten dabei nicht überschritten und die der Mindestbreite der Aue nicht unterschritten werden. Der Zielparameter des erforderlichen Retentionsvolumens ist eine Hilfsgröße, um im Falle einer zu kleinen Auenbreite die Wasserstand-Abfluss-Beziehung dennoch realisieren zu können. Die Zielparameter der Querschnittsgeometrie zeigen außerdem einen Weg auf, nicht änderbare Randbedingungen innerhalb des Zielsystems auszugleichen.

Die Zielparameter der Förderung von Anpassungsprozessen sind im Rahmen von Entwicklungsmaßnahmen nicht bezüglich einzelner Größen zu verändern. Soll ein Gleichgewichtszustand erreicht werden, muss sich die mittlere Änderung des Sedimenttransports minimieren, wobei die Sohlenhöhe um einen sich idealerweise nicht ändernden Mittelwert variiert und eine seitliche Verlagerung des Flussbettes, insbesondere in Talwegrichtung, erfolgt. Die dafür erforderlichen Anpassungsprozesse müssen im Rahmen von Entwicklungsmaßnahmen ermöglicht werden. Der Bereitstellung der morphologisch begründeten Mindestbreite der Aue im Rahmen von Entwicklungsmaßnahmen kommt dabei eine zentrale Rolle zu. Der Zielparameter Mindestbreite der Aue berücksichtigt, neben der morphologisch begründeten Mindestbreite der Aue, auch deren hydrologisch begründete Mindestbreite. Der Zielparameter gibt damit das Entwicklungsziel für die Auenbreite vor.

Da die Strategie zur Gewässerentwicklung aus dem Zielsystem abgeleitet wurde, gelten bezüglich der Methodik und der verwendeten Eingangsgrößen die weiter oben getroffenen Aussagen zur Ableitung der Zielparameter und zur Aufstellung des Zielsystems. Alle wichtigen Systemeingangsgrößen bei der Aufstellung von Entwicklungskonzepten sind Axiome, weshalb sich Unschärfen bei der Bestimmung der Systemeingangsgrößen nicht negativ auswirken.

Fallstudie Untere Havel

Die Aufstellung eines Zielsystems sowie die Ableitung einer Entwicklungsstrategie für einen Fluss und seine Aue wurde beispielhaft und ausführlich im Rahmen der Fallstudie Untere Havel beschrieben.

Bei der Aufstellung des Zielsystems konnten historische Daten des weitgehend unverbauten Zustandes zur Verifizierung der berechneten Zielparameter genutzt werden. Leider ist die Datenlage sehr schlecht, so dass die Rekonstruktion der historischen Wasserstand-Abfluss-Beziehung, Querschnittsgeometrie und Anpassungsprozesse äußerst schwierig und mit Unsicherheiten behaftet ist. Das Hauptziel der historischen Analyse, die Verifizierung berechneter Zielparameter, ist dennoch erreicht worden. So konnte die Übereinstimmung der aus historischen Zeitreihen des Wasserstandes und aktuellen Zeitreihen des Abflusses ermittelten Wasserstand-Abfluss-Beziehung mit historischen Messdaten aufgezeigt werden. Bei der Ermittlung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie des Gerinnes kann zudem eine gute Übereinstimmung der jeweiligen Ergebnisse beider Verfahren zur Zielparameterbestimmung gefunden werden. Zudem liegen die Abweichungen der errechneten zu den historischen Profilen zwischen 1% und 15%. Damit sind beide Herangehensweisen und die Dualität des ihr zugrundeliegenden Sachverhaltes für die Havel verifiziert worden.

Im Rahmen der Fallstudie konnte außerdem festgestellt werden, dass sich die Untere Havel innerhalb des Untersuchungsgebietes zu Beginn des 19. Jahrhunderts offensichtlich in einem Gleichgewichtszustand befand. Die Lauflänge ist innerhalb des Untersuchungsgebietes durch Begradigungen um 300 m verkürzt und die Sohle im Zuge der Herstellung eines einheitlichen Abflussprofiles um durchschnittlich 90 cm vertieft worden. Darüber hinaus verhindern Uferverwallungen, bestehend aus dem Baggergut ehemaliger Ausbaumaßnahmen, das natürliche Ausuferungsverhalten und eine Uferfixierung verhindert Anpassungsprozesse in Form einer seitlichen Verlagerung des Flussbettes beinahe im gesamten Flussverlauf. Als Entwicklungsmaßnahmen werden Laufverlängerung, Sohlaufhöhung, Abtrag der Uferverwallungen und der Rückbau von Uferfixierungen vorgeschlagen.

Am Ende der Fallstudie wurden die im Untersuchungsgebiet geplanten Maßnahmen des laufenden Gewässerrandstreifenprojektes „Untere Havelniederung“ diskutiert. Dabei konnte festgestellt werden, dass das Projekt mit der Entsiegelung von 400 m Ufer und der Beseitigung von Uferverwallungen und auch bezüglich der geänderten Gewässerunterhaltung in die richtige Richtung weist. Allerdings fehlen vor allem Maßnahmen zur Laufverlängerung sowie zur aktiven Sohlaufhöhung und die vereinbarten Maßnahmen der Beseitigung von Uferfixierungen sind nicht ausreichend.

Fallstudie Mittlere Elbe

Im Rahmen dieser Fallstudie ist mit der Elbe ein seit vielen Jahrhunderten eingedeichter, im 19. Jahrhundert strombaulich regulierter und bis heute durch Schifffahrt genutzter Strom Gegenstand der Betrachtung.

Es konnten innerhalb und im näheren Umfeld des Untersuchungsgebietes keine historischen Daten des weitgehend unverbauten Zustandes zur Verifizierung der berechneten Zielparameter genutzt werden. Damit dürfte die Elbe für die großen sandgeprägten Flüsse des norddeutschen Tieflandes bezüglich der Datensituation allerdings eher den Regelfall repräsentieren. Wie damit umgegangen werden kann, wird erörtert.

Die Fallstudie hat gezeigt, dass sich die Elbe innerhalb des Untersuchungsgebietes heute in einem morphodynamischen Gleichgewichtszustand befindet, obwohl ihr Lauf hier seit 1835 um ca. 800 m verkürzt, die zahlreichen Stromteilungen und Laufverzweigungen beseitigt, das Strombett vereinheitlicht und fixiert und die Aue bereits seit Jahrhunderten massiv eingedeicht worden ist. Dass trotz der Betteinengung, -fixierung und der sehr schmalen rezenten Aue, aktuell keine Sohlenerosion im Gewässerbett, sondern sogar eine Geländeaufhöhung in der Aue stattfindet, dürfte vorrangig an der überhöhten Sedimentdynamik stromauf liegen.

Als Entwicklungsmaßnahmen wurden die Rückverlegung der Deiche bis zur Herstellung einer Auenbreite von mindestens 3.500 m, der Rückbau von Strombettfixierungen an den Prallhängen, die Reduzierung von Einschränkungsbauwerken sowie der Anschluss von Altarmen und Flutrinnen identifiziert. Außerdem sollen Inseln und Kiesbänken geschaffen werden. Diese dienen nicht nur der Diversifizierung des Gewässerbettes, sondern darüber hinaus auch als Ersatz für die verminderte Einschränkungswirkung

zurückgebauter Strombettfixierungen und Altarmanschlüsse, um für die Schifffahrt eine hinreichende Fahrrinne zu erhalten.

Die aus historischen Wasserständen und aktuellen Abflüssen entwickelte Wasserstand-Abfluss-Beziehung zeigt eine gute Übereinstimmung mit aktuellen Daten des Wasserstandes. Dieser Umstand verifiziert die diesbezügliche Herangehensweise bei der Bestimmung des Zielparameters der Hydrologie, denn die Elbe befindet sich in dem untersuchten Abschnitt in einem Gleichgewichtszustand ohne Sohleneintiefung, womit eine solche Übereinstimmung zu erwarten war.

Zwar fehlen für eine Überprüfung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie des Gerinnes historische Messdaten, doch die Übereinstimmung der jeweiligen Ergebnisse beider Verfahren der Zielparameterbestimmung ist sehr groß. Auch weichen die errechneten Zielparameter nur weniger als 10% von den aktuellen Verhältnissen des Gleichgewichtszustandes ab. Damit konnte die Herangehensweise bei der Bestimmung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie des Gerinnes und die Dualität des ihr zugrundeliegenden Sachverhaltes für die Elbe ebenfalls verifiziert werden.

Fallstudie Narew

Die Fallstudie Narew untersucht einen heute naturnah erscheinenden Flussabschnitt im Osten Polens, insbesondere mithilfe von Vermessungsdaten aus dem Jahr 2001.

Dabei waren zunächst einige Schwierigkeiten zu überwinden. So ist der vermessene Abschnitt relativ kurz, die Aufnahmedichte der Querprofile ist gering, es fehlten Messwerte für höhere Abflüsse und es standen auch nur Pegeldaten entfernter Pegel zur Verfügung.

Im Ergebnis konnte festgestellt werden, dass sich der Narew, trotz naturnaher Erscheinung, nicht in einem Gleichgewichtszustand befindet und dass die historischen Begradigungen bis heute erhebliche negative Auswirkungen haben. Die Laufverkürzung innerhalb des Untersuchungsgebietes um 1.650 m hat dort eine Sohleintiefung um ca. 80 cm und eine in der Folge um etwa 30 m verminderte Wasserspiegelbreite bewirkt. Diese doch relativ starken Reaktionsprozesse sind sicherlich auch dem sehr feinen Sedimentinventar geschuldet, was die besondere Sensitivität der morphologischen Prozesse in Sandflüssen noch einmal verdeutlicht.

Da nur aktuelle Zeitreihen des Wasserstandes und des Abflusses zur Verfügung stehen und sich der Fluss augenscheinlich auch nicht im Gleichgewichtszustand befindet, ist eine Verifizierung der dualen Herangehensweise bei der Bestimmung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie des Gerinnes nicht möglich. Auch ermöglicht die Datenlage keine Plausibilisierung der Zielparameter des Gerinnes über historische Vermessungen oder noch vorhandene Gewässerstrecken mit einer Gerinnegeometrie des früheren Gleichgewichtszustandes. Auf der Grundlage des aufgestellten Zielsystems kann allerdings das am Narew heute vorherrschende Erosionssystem erkannt und quantifiziert werden, was die Möglichkeit der heuristischen Herleitung von Entwicklungszielen bestätigt.

Fallstudie Nordamerika

Zur Plausibilisierung des Ansatzes von MALCHEREK (2016B) wurden die Datensätze von 385 nordamerikanischen Flüssen herangezogen. Letztendlich konnten sieben Flüsse mit einer den Tieflandflüssen Norddeutschlands bei MQ ähnlichen Charakteristik gefunden werden, von denen für drei Flüsse auch Daten zur Sedimentzusammensetzung vorliegen.

Für die beiden im Gleichgewicht befindlichen Flüsse konnte festgestellt werden, dass die mittlere Sohlenschubspannung bei mittleren Abflussverhältnissen etwa der kritischen Schubspannung entspricht. Für den dritten Fluss wird über den Vergleich der Sohlenschubspannung mit der kritischen Schubspannung die vorhandene Sohlenerosion bestätigt. Damit ist mit der Fallstudie ein weiterer Beleg für die Anwendbarkeit des Ansatzes nach MALCHEREK (2016B) gegeben.

Weiterhin kann festgestellt werden, dass in den untersuchten Flüssen ein Sedimenttransport (Geschiebe und Schwebstoffe) auch bei deutlich kleineren Abflüssen als dem mittleren Abfluss (MQ) stattfindet. Dies ist ein deutlicher Hinweis darauf, dass die kritische Schubspannung bei der Herleitung der hydraulischen Geometrie des Querschnitts über den Bewegungsbeginn nach MALCHEREK (2016B) eine über die Sedimentverteilung integrale Größe darstellt.

6.2 Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit stand die Entwicklung eines Ziel- und Bewertungssystems zur Schaffung nachhaltiger naturnaher Strukturen in Flüssen im Vordergrund. Wichtige Aussagen fokussieren sich auf große sandgeprägte Flüsse des norddeutschen Tieflandes, für welche die behandelte Thematik von besonders großer Relevanz ist. Diesen Flusstyp zeichnen geringes Gefälle, breite Auen, sandiges bis kiesiges Sediment, eine kleine Amplitude der jährlichen Wasserstandsschwankungen sowie langanhaltende periodische Überschwemmung der Aue aus. Das hier entwickelte Ziel- und Bewertungssystem kann also nicht einfach auf andere Flusstypen übertragen werden, insbesondere bezüglich der Ansätze, deren Geltungsbereich sich auf gefällearme Sandflüsse beschränkt. Weiterführende Forschung muss sich also mit der Frage der Übertragbarkeit der Ergebnisse dieser Arbeit auf andere Flusstypen beschäftigen.

Das Fehlen von natürlichen Referenzgewässern und historischen Vergleichsdaten wird für die Aufstellung von Entwicklungskonzepten eher unproblematisch gesehen, denn es wird kein historischer Zustand gesucht, sondern ein mit den vorhandenen Rahmenbedingungen vereinbarer neuer Gleichgewichtszustand, der sich künftig auch ohne regelmäßige Unterhaltung selbst erhalten kann.

Unsicherheiten ergeben sich aber aus dem Fehlen von belastbaren Daten zur Entwicklung der effektiven Rauheit nach Renaturierungsmaßnahmen. Hier müssen mehr oder weniger gute Schätzungen vorgenommen werden, womit sich bezüglich der Zielparameter für die Querschnittsgeometrie relativ große Spannbreiten bei der mittleren Wassertiefe und der Wasserspiegelbreite ergeben können. Die Ermittlung der kritischen Schubspannung für den Bewegungsbeginn der Sohle birgt weitere Unsicherheiten. Die Shields-Funktion oder adäquate Verfahren aus der Literatur, die im Rahmen dieser Arbeit benutzt wurden, berücksichtigen nicht die Formen der Sohle, den Bewuchs und das Vorhandensein bindiger Bodenbestandteile und liefern damit in der Regel niedrigere

kritische Belastungsgrößen, als dies unter realen Verhältnissen der Fall ist. Auch dies hat Auswirkungen auf die Zielparameter der Querschnittsgeometrie.

Außerdem konnten die zur Bestimmung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie benutzten Methoden im Rahmen der Arbeit nur für Daten historischer Zustände von Havel und Elbe und für drei nordamerikanische Flüsse verifiziert werden.

Weiterer Forschungsbedarf wird deshalb vor allen Dingen bezüglich der effektiven Rauheit und der kritischen Schubspannung natürlicher großer sandgeprägter Flüsse des Tieflandes gesehen. Auch bedarf es zur Bestimmung der Zielparameter der Querschnittsgeometrie weiterer Fallstudien, insbesondere mit den Daten möglichst im Gleichgewicht befindlicher und wenig anthropogen beeinflusster Flüsse. Darüber hinaus sind Erfahrungen im Rahmen von Modellierungen und einer möglichst breit gefächerten praktischen Anwendungserprobung zu sammeln.

7 Literaturverzeichnis

ARGE (2009). „Pflege- und Entwicklungsplan Gewässerrandstreifenprojekt Untere Havelniederung zwischen Pritzerbe und Gnevsdorf.“ im Auftrag des Naturschutzbund Deutschland (NABU), Arbeitsgemeinschaft IHU Geologie und Analytik GmbH, biota – Institut für ökologische Forschung und Planung GmbH, Ingenieurbüro Ellmann und Schulze GbR, smile consult GmbH, isw – Institut für Strukturpolitik und Wirtschaftsförderung gemeinnützige GmbH, Landgesellschaft Sachsen-Anhalt mbH

ARGE (2015). „Gewässerentwicklungskonzept (GEK) für die Teileinzugsgebiete untere Havel, Königsgraben und Hauptstremme.“ im Auftrag des Landesamtes für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz Brandenburg (LUGV), Arbeitsgemeinschaft IHU Geologie und Analytik GmbH, biota – Institut für ökologische Forschung und Planung GmbH, Ingenieurbüro Ellmann und Schulze GbR

Beitz, W. und Küttner, K.-H. (1990). „Taschenbuch für den Maschinenbau / Dubbel.“ *17. neu bearbeitete Auflage*, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York

Bagnold, R. A. (1960). „Sediment discharge and stream power – a preliminary announcement.” *Geological Survey,* Circular 421, United States Department of the Interior

Bagnold, R. A. (1966). „An approach to the sediment transport problem from general physics.” *Physiographic and hydraulic studies of rivers, Geological Survey, Professional paper 422-1*, United States Department of the Interior

Berghaus, H. (1854). „Landbuch der Mark Brandenburg.“ *Band 1*, Verlag Adolph Müller, Brandenburg, 1854

BfG (2015). „Stammdaten sowie Zeitreihen der Wasserstände für ausgewählte Pegel der Elbe.“ *Email vom 06.05.2015*, Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, bereitgestellt durch Bundesanstalt für Gewässerkunden

BfG (2017). „FLYS.“, *Flusshydrologischer Webdienst der Bundesanstalt für Gewässerkunde*, https://geoportal.bafg.de , Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, bereitgestellt durch Bundesanstalt für Gewässerkunden, Stand 27.07.2017

Blackbourn, D. (2008). „Die Eroberung der Natur – Eine Geschichte der deutschen Landschaft.“ Phanteon Verlag, Verlagsgruppe Random House GmbH

Bretschneider, H. und Lecher, K. et al. (1982). „Taschenbuch der Wasserwirtschaft.“ 6. vollständig neubearbeitete Auflage, Verlag Paul Parey – Hamburg und Berlin, 1982

Briem, E. (2002). „Formen und Strukturen der Fließgewässer – ein Handbuch der morphologischen Fließgewässerkunde.“ ATV-DVWK

Briem, E. (2003). „Gewässerlandschaften der Bundesrepublik Deutschland.“ *ATV – DVWK – Arbeitsbericht, Kurzfassung*

Brunotte, E. und Dister, E. et al. (2009). „Flussauen in Deutschland – Erfassung und Bewertung des Auenzustandes.“ *Naturschutz und biologische Vielfalt – Heft 87*, Bundesamt für Naturschutz

Büchele, B. und Träbing, K. et al. (2002). „Quantifizierung von Gewässerbett- und Strömungsparametern der Elbe vor 1800 im Hinblick auf die Beschreibung naturnaher hydraulisch-morphologischer Zustände.“ *Morphodynamik der Elbe – Schlussbericht des BMBF-Verbundprojektes mit Einzelbeiträgen der Partner und Anlagen-CD*, Eigenverlag: Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (TH)

Cao, S. und Knight, D. W. (2002). “Review of regime theory of alluvial channels.” *Journal of Hydrodynamics, Ser. B, 3 (2002), Pages 1 – 7*

Chorley, R. J. und Kennedy, B. A. (1971). „Physical Geography – A systems approach.“ Prentice-Hall International, London

DVWK Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (1991). „Ökologische Aspekte zu Altgewässern.“ *Merkblätter 219*, Verlag Paul Parey, Hamburg, Berlin
DIN 18123 (2011). „Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korngrößenverteilung.“ Deutsches Institut für Normung

Dittrich, A. (1998). „Wechselwirkung Morphologie/Strömung naturnaher Fliessgewässer.“ *Mitteilung des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (TH), Heft 198*

Drieschner, E. (2003). „Veränderungen an Gewässern Brandenburgs in historischer Zeit.“ *Studien und Tagungsberichte Landesumweltamt Brandenburg, Band 47*

Eaton, B.C. und Church, M. (2007). “Predicting downstream hydraulic geometry: a test of rational regime theory.” *Journal of Geophysical Research-Earth, Surface 112. doi: 10.1029/2006JF000734.*

EG (2000). „Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlamentes und des Rates vom 23. Oktober 2000.“

Ehlers, J. (2011). „Das Eiszeitalter.“ Spektrum Akademischer Verlag Heidelberg

Ellmann, H. und Schulze, B. (2001). „Hydraulische und sedimentologische Untersuchungen an einem naturnahen Abschnitt des Narew.“ unveröffentlicht, 2001

Faulhaber, P. (2000). „Veränderung hydraulisch-morphologischer Parameter der Elbe.“ *Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 82*, Bundesanstalt für Wasserbau

FGG Elbe – Herausgeber (2006). „Zusammenfassender Bericht der Flussgemeinschaft Elbe über die Analysen nach Artikel 5 der Richtlinie 2000/60/EG.“ http://www.wasserblick.net, veröffentlicht 08.12.2006

Gleason, C. J. (2015). „Hydraulic geometry of natural rivers: A review and future directions.“ *Progress in Physical Geography 2015, Vol. 39(3) 337–360*

Gohlisch, G. und Naumann, S. et al. (2005). „Bedeutung der Elbe als europäische Wasserstraße.“ Herausgeber: Umweltbundesamt, ausschließlich als Download verfügbar unter http://www.umweltbundesamt.de

Henrichfreise, A. (1996). „Uferwälder und Wasserhaushalt der Mittelelbe in Gefahr.“ *Natur und Landschaft 71*, Bundesamt für Naturschutz

IMGW PIB (2016), „Informatyczny system osłony kraju przed nadzwyczajnymi zagrożeniami – Raport końcowy.“ Institut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy (Hrsg.), 30.05.2016

IMGW PIB (2017), „Stammdaten sowie Zeitreihen der Wasserstände und Abflüsse für Narew und Bug in Polen.“ Institut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy, Email vom 21.02.2017

Jüngel, K. (1993). „Die Elbe – Geschichte um einen Fluss.“ Anita Tykve Verlag, Böblingen

Kern, K. (1995). „Grundlagen naturnaher Gewässergestaltung.“ Springer Verlag Berlin, Heidelberg, New York 1994, überarbeiteter und korrigierter Nachdruck 1995

Kiene, S. und Harms, O. et al. (2002). „Morphologische Entwicklung der Elbe vor dem Hintergrund anthropogener Einflüsse – eine Zusammenstellung von Angaben aus der Literatur.“ *Morphodynamik der Elbe – Schlussbericht des BMBF-Verbundprojektes mit Einzelbeiträgen der Partner und Anlagen-CD*, Eigenverlag: Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (TH)

Knighton, D. (1984). „Fluvial forms and processes.“ Edward Arnold, London

Knighton, D. (1998). „Fluvial forms and processes – a new perspective.“ Edward Arnold, London

Königliche Elbstromverwaltung (1898). „Der Elbstrom, sein Stromgebiet und seine wichtigsten Nebenflüsse.“ Verlag von Dietrich Reimer (Ernst Vohsen), Berlin

Koenzen, U. (2005). „Fluss- und Stromtalauen in Deutschland – Typologie und Leitbilder.“ *Ergebnisses des F+E-Vorhabens „Typologie und Leitbildfindung für Flussauen in der Bundesrepublik Deutschland“ des Bundesamtes für Naturschutz FKZ: 80382100 und Dissertation an der Mathematisch-Naturwissenschaftlichen Fakultät der Universität zu Kölln*, Herausgeber: Bundesamt für Naturschutz (BfN)

Lacy, C. (1929). „Stable channels in alluvium.” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers 229, pp. 259-384*

Lane, E. W. (1955). „The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering.“ *Proceedings oft the American Society of Civil Engineering, Vol. 81, Paper 745, Pages.1-17*

Langbein, W. B. und Leopold L.B. (1964). „Quasi-equilibrium states in channel morphology.” *American Journal of Science 262, Pages 782–794*

LAWA, (2012). „Rahmenkonzeption zur Aufstellung von Monitoringprogrammen und zur Bewertung des Zustands von Oberflächengewässern - Teil A: Eckpunkte zum Monitoring und zur Bewertung von Oberflächengewässern.“, Stand 22.08.2012

Leopold, L. B. und Maddock, T. (1953). „The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications.“ *USGS Professional Paper 252*, U.S. Geological Survey, Department of the Interior/USGS

Leopold, L. B. und Wolman, M. G. (1957). „River channel patterns: braided, meandering and straight.” *Physiographic and hydraulic studies of rivers, Geological survey professional paper 282-B*, United States government printing office, Washington, 1957

Mahmood, K. und Tarar, R. N. et al. (1979). „Hydraulic geometry relations for ACOP channels.” Washington, DC: Civil, Mechanical and Environmental Engeneering Department, George Washington University

Malcherek, A. (2016a). „Fließgewässer – Hydromechanik und Wasserbau.“ *Version 3.0, Skript 3*, https://www.unibw.de/ifw/HYDRO/skripte

Malcherek, A. (2016b). „Sedimenttransport und Morphodynamik.“ *Skript 4*, https://www.unibw.de/ifw/HYDRO/skripte

Mangelsdorf, J. und Scheurmann, K. (1980). „Flußmorphologie – ein Leitfaden für Naturwissenschaftler und Ingenieure.“ R. Oldenbourg Verlag München und Wien

Mangelsdorf, J. und Scheurmann, K. et al. (1990). „River Morphology.“ Springer-Verlag Berlin Heidelberg (ISBN: 978-3-642-83779-1

MAPSTER (2017). „Archivkarten von Polen und Mitteleuropa.“ *Sammlung digitaler kartographischer Materialien, die für den nicht kommerziellen Gebrauch zur Verfügung stehen*, http://igrek.amzp.pl

Martin, H. und Pohl, R. et al. (2000). „Technische Hydromechanik – Band 4 – Hydraulische und numerische Modelle.“ Verlag Bauwesen, Berlin

Ministerium der öffentlichen Arbeiten (1842a). „Akten betreffend Wasserstandstabellen für den Pegel zu Havelberg.“ *Abteilung III, Tabellen 1811 bis 1842*, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Brandenburg

Ministerium der öffentlichen Arbeiten (1842b). „Akten betreffend Wasserstandstabellen für den Pegel zu Rathenow.“ *Abteilung III, Tabellen 1811 bis 1842*, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Brandenburg

NABU (2005). “Untere Havelniederung zwischen Pritzerbe und Gnevsdorf in den Ländern Brandenburg und Sachsen-Anhalt.“ *Projektkonzeption und Antrag zur Aufnahme in das Programm des Bundesamtes für Naturschutz zur Förderung von Gewässerrandstreifen im Rahmen der Errichtung und Sicherung schutzwürdiger Teile von Natur und Landschaft mit gesamtstaatlich repräsentativer Bedeutung*, Berlin, 02.02.2005

NABU (2009). „Antrag auf Förderung der Phase II zum Gewässerrandstreifenprojekt Untere Havelniederung.“ Berlin, 22.06.2009

NABU (2016). „Digitales Geländemodell der Unteren Havelniederung für die Stauhaltung Garz.“ *erstellt aus verschiedenen Datenquellen und Vermessungsdaten*, für das Gewässerrandstreifenprojekt „Untere Havelniederung“, Rasterweite 2 m

Naiman, R. J. und Décamps, H. (1991). „Landscape boundaries in the management and restoration of changing environments.“ *S. 130-137. in: Holland, M. M. und Risser, P. G. et al. (eds.), „The Role of Landscape Boundaries in the Management and Restoration of Changing Environments.“*, J. Chapman and Hall, New York.

Newson, M. und Sear, D. (1993). „River conservation, river dynamics, river maintenance: contradictions?.“ *English Nature*, White, S. und Collinge, J. (Hrsg.)

Niedbała, J. und Ceran, M. et al. (2012). “Określenie Warunków Przejścia wielkich Wód w Rzekach Region Wodnego Wisły środkowej z uwzględnieniem Wielkości przepływów charakterystycznych w Profile Zawichost.” Institut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy (Hrsg.), Warszawa, 30.07.2012

Nikuradse, J. (1933). „Strömungsgesetze in rauhen Rohren.“ *Forschungsheft 361*, VDI, 1933

Park, C. C. (1977). “World-wide variations in hydraulic geometry exponents of stream channels: analysis and some observations.” *Journal of Hydrology 33: 133–146*

Pottgiesser, T. und Sommerhäuser, V. (2008). „Beschreibung und Bewertung der deutschen Fliessgewässertypen.“ *Steckbriefe und Anhang*, www.fliessgewässerbewertung.de

Preußische Neuaufnahme (1882). „Preußische Neuaufnahme.“ *Maßstab 1:25.000, Stand 1882*, Staatsbibliothek zu Berlin, Preußischer Kulturbesitz, Herausgegeben von der Landesvermessung und Geobasisinformation Brandenburg 2007

Preußische Uraufnahme (1843). „Preußische Urmesstischblätter.“ *Maßstab 1:25.000, Stand 1840 bis 1843*, Staatsbibliothek zu Berlin, Preußischer Kulturbesitz, Herausgegeben von der Landesvermessung und Geobasisinformation Brandenburg 2007

Putzinger, J. (1919). „Das Ausgleichsgefälle geschiebeführender Wasserläufe und Flüsse.“ *Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, Heft 13, S. 119*

Putzinger, J. (1927). „Das Ausgleichs- oder Kompensationsprofil.“ *Z. f. Geschiebef., H. 1/2, 1927*

Reichholf, J. H. (2009). „Die Zukunft der Arten – Neue ökologische Überraschungen.“ Deutscher Taschenbuch Verlag, München

Richards, K. S. (1982) „Rivers: Form and Process in Alluvial Channels.“ Verlag: Methuen Co.

Rhoads, B. L. (1987). „Stream power terminology.” *The Professional Geographer, 39:2,* pp. 189-195

Rhodes, D. D. (1977). „The B-F-M diagram: graphical representation and interpretation of a-a-station hydraulic geometry.” *American Journal of Science 277: 73–96*

Rijn, L.C. van (1993). „Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas.“ *Part I*, Aqua Publications, Amsterdam

Rijn, L.C. van (2006). „Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas.“ *Part II*, Aqua Publications, Amsterdam

Rosgen, D. (1996). „Applied River Morphology.“ 2. Ausgabe, Wildland Hydrology, Pagosa Springs, Colorado

Rommel, J. (2000). „Laufentwicklung der deutschen Elbe bis Geesthacht seit ca. 1600.“ Gutachten im Auftrag der BfG Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz, http://elise.bafg.de/servlet/is/3408/

Rommel, J. und Hatz, M. (2012). „Recherche und Aufbereitung von Inhalten historischer Karten der Elbe zur Nutzung in der Flussmorphologischen Software FLYS.“ *BfG-1724*, Koblenz

Rommel, J. und Hatz, M. et al. (2012). „Verlaufsrekonstruktion der deutschen Binnenelbe um 1830/1850 zur Bearbeitung hydromorphologischer Fragestellungen im Zuge der Umsetzung europäischer Rahmen- und Managementrichtlinien.“ *Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, 56. Jahrgang, Heft 6, Dezember 2012*

Schmettau (1787). „Schmettausches Kartenwerk.“ *Erfassungsmaßstab 1:50.000, Stand 1767 bis 1787*, Staatsbibliothek zu Berlin, Preußischer Kulturbesitz

Schneider, R. (2016). „Wie die Elbe schiffbar wurde oder die Regulierung der Mittelelbe.“ Siegburg Verlag, Siegburg

Schumm, S. A. und Lichty, R. W. (1965). „Time, space, and causality in geomorphology.“ *American journal of science, v. 263, n. 2, p. 110-119, doi: 10.2475/ajs.263.2.110*

Schumm, S. A. (1981). „Evolution and response of the fluvial system, sedimentologic imlications.” *Society of Economic Paleontologists and Mineralogists Special Publication 31, pp. 19-29*

Schumm, S. A. (1985). „Patterns of alluvial rivers.“ *Annual Review of Earth and Planetary Sciences, Vol. 13, pp. 5-27*

Schumm, S. A. (1991). „To interpret the earth – ten ways tob e wrong.“ Cambridge university press

Sear, D. A. und Newson, M. D. et al. (2003). „Guidebook of applied fluvial geomorphology.“ *R&D Technical Report FD1914*, Defra/Environment Agency – Flood and Coastal Defence R&D Programme

Senatsverwaltung für Stadtentwicklung Berlin, Ministerium für ländliche Entwicklung, Umwelt und Verbraucherschutz des Landes Brandenburg, Umweltministerium Mecklenburg-Vorpommern, Sächsisches Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft, Ministerium für Landwirtschaft und Umwelt des Landes Sachsen-Anhalt – Herausgeber (2006). „Bericht über die Umsetzung der Anhänge II, III und IV der Richtlinie 2000/60/EG im Koordinierungsraum Havel.“ veröffentlicht 08.12.2006, http://www.wasserblick.net

Sendzik, W. (2003). „Fraktionierung von Geschiebetransportraten in morphodynamisch-numerischen Modellen.“ *Diplomarbeit am Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen der Universität Hannover*

Simon, M. (2010). „Untersuchungen zu anthropogenen Beeinträchtigungen der Wasserstände am Pegel Magdeburg-Strombrücke.“ *PIK-Report Nr. 118*, Herausgeber: Potsdam-Institut für Klimafolgenforschung

Simons, D. B. und Albertson, M. L. (1963). „Uniform water conveyance channels in alluvial material.” *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 128, 65-107

Smith, D. G. und Putnam, P. E. (1980). „Anastomosed river deposits: modern and ancient examples in Alberta, Canada.” *Canadian Journal of Earth Sciences, 1980, Vol. 17, No. 10: pp. 1396-1406*

Sternberg, H. (1875). „Untersuchungen über Längen- und Querprofil geschiebeführender Flüsse.“ *Zeitschrift für Bauwesen, Heft 11 und 12, S. 483 – 506, 1875*

Teubert, O. (1912). „Die Binnenschiffahrt – Ein Handbuch für alle Beteiligten.“ *Band 1,* Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig

Uhlemann, H.-J. (1987). „Berlin und die Märkischen Wasserstraßen.“ Transpress VEB Verlag für Verkehrswesen, Berlin

Umweltbundesamt (2001). „Gewässerstruktur der Bundesrepublik Deutschland.“ Herausgeber: Umweltbundesamt, *Bearbeitung: Umweltbundesamt/LAWA*

Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam (1894). „Stromkarte der Unteren Havelwasserstraße.“ *Maßstab 1:10.000*, Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Brandenburg

Umweltbundesamt (2016). „Ökologischer Zustand / ökologisches Potenzial der Fließgewässerkörper in Deutschland (Stand 2016).“ *Kartengrundlage: GeoBasis-DE / BKG 2015, Fachdaten des Berichtsportals WasserBlick/BfG, Stand 2016, Bearbeitung: Umweltbundesamt/LAWA*

USGS (2018). „National Water Information System: Web Interface." *Herausgeber: United States Geological Survey*, https://waterdata.usgs.gov

Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam (1898). „Abwässerung der Niederungen an der unteren Havel." *Denkschrift vom 31.05.1898*, Brandenburgisches Landeshauptarchiv, Potsdam

Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam (1903). „Beiträge zur Gewässerkunde der Märkischen Wasserstraßen (Gebiet der Havel und Spree)." Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin 1905

Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen – Königliches Wasserbauamt Rathenow (1916). „Bericht über die Abflussverhältnisse der Havel im Wasserbauamtsbezirk Rathenow nach der Havelregulierung." *Anlage zum Bericht vom 13.03.1916*, Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Brandenburg

Vollmer, S. und Grätz, D. et al. (2014). „Sedimenttransport und Flussbettentwicklung der Binnenelbe." *KLIWAS Schriftenreihe KLIWAS-67/2014*, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz

Weiße, R. (2003). „Beiträge zur weichselkaltzeitlichen Morphogenese des Elbhavelwinkels – mit Hinweisen zur Havel- und Elbentwicklung." *Brandenburgische Umweltberichte 14 – Schriftenreihe der Mathematisch-naturwissenschaftlichen Fakultät der Universität Potsdam*, Herausgeber: Universität Potsdam

Williams, D. P. und Rosgen, D. L. (1989). „Masured total sediment loads (susbended and bedloads) for 93 United States streams.", *open-file report 89-67*, U.S. Geological Survey

WSA Brandenburg (2007). „Digitale Bundeswasserstraßenkarte." Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Brandenburg, 18.10.2007

WSA Brandenburg (2012). „Tageswerte und Tagesmittelwerte des Wasserstandes zwischen 1811 und 2011 am Pegel Havelberg Stadt." Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Brandenburg, 01.06.2012

WSA Brandenburg (2015). „Staubeiratssitzung 2014/2015." *Tabellen und Grafiken zu den Havelwasserständen bis Anfang 2014 und statistische Auswertung der Durchflüsse einiger Nebengewässer der Havel*, WSA Brandenburg, April 2015

WSA Brandenburg (2017a). „BfG-Datenbank der Wasserstände und Abflüsse für die Untere Havelwasserstraße und die Elbe." Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Brandenburg, 2017

WSA Brandenburg (2017b). „Meldeliste (Messwerte zur Havelstauregelung) vom 29.07.2017 03:00:00." Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Brandenburg, 2017

WSA Magdeburg (2017a). „Querprofile der Elbe zwischen den Stromkilometern 390,0 und 425,0 für die Jahre 2005 bis 2017.“ Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Magdeburg, 2017

WSA Magdeburg (2017b). „Koordinaten der Buhnenkopf- und Buhnenwurzelsteine der Elbe zwischen den Stromkilometern 390,0 und 426,0.“ Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Magdeburg, 2017

WSA Magdeburg (2017c). „Digitales Geländemodell der Elbe für das Jahr 2007.“ erstellt von der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Rasterweite 2 m

WSV (2012). „Digitales Geländemodell der Havelsohle für das Jahr 2012.“ *Fächerecholotpeilung der Unteren Havelwasserstraße*, erstellt von der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Brandenburg, bereitgestellt für das Gewässerrandstreifenprojekt „Untere Havelniederung“, Rasterweite 0,5 m

WSV (2013). „Digitale Geländemodelle der Havelsohle für die Jahre 2006 bis 2013.“ *Fächerecholotpeilung der Unteren Havelwasserstraße*, erstellt von der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Brandenburg, bereitgestellt für das Gewässerrandstreifenprojekt „Untere Havelniederung“, Rasterweite 1 m

WSV (2017). “Elektronische Navigationskarten der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes.“ WMS-Dienst: http://atlas.wsv.bund.de/ienc/wms?

Yalin, M. S. (1992). “River mechanics.” Pergamon Press, Oxford, New York, Seoul, Tokyo

Yalin, M.S. und Da Silva, A. M. F. (2001). “Fluvial processes.” *IAHR Monograph* (ISBN 90-805649-2-3)

Yang, C. T. und Song, C. C. S. et al. (1981). „Hydraulic Geometry and Minimum Rate of Energie Dissipation.“ *Water Ressources Research, Vol. 17, No. 4, Pages 1014-1018, August 1981*

Zanke, U. (1982). „Grundlagen der Sedimentbewegung.“ Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, 1982

Zanke, U. (2013). „Hydraulik für den Wasserbau.“ Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, 2013

Zeller, J. (1965). „Die Regime-Theorie, eine Methode zur Bemessung stabiler Flussgerinne.“ *Schweizerische Bauzeitung, Band 83, Heft 5*

Zeller, J. (1967). „Flußmorphologische Studie zum Mäanderproblem.“ *Geographica Helvetica, Jahrgang 22, Nr. 2, S. 57-95, 1967*

8 Anhang

Anhang A In der Fallstudie Untere Havel verwendete Daten

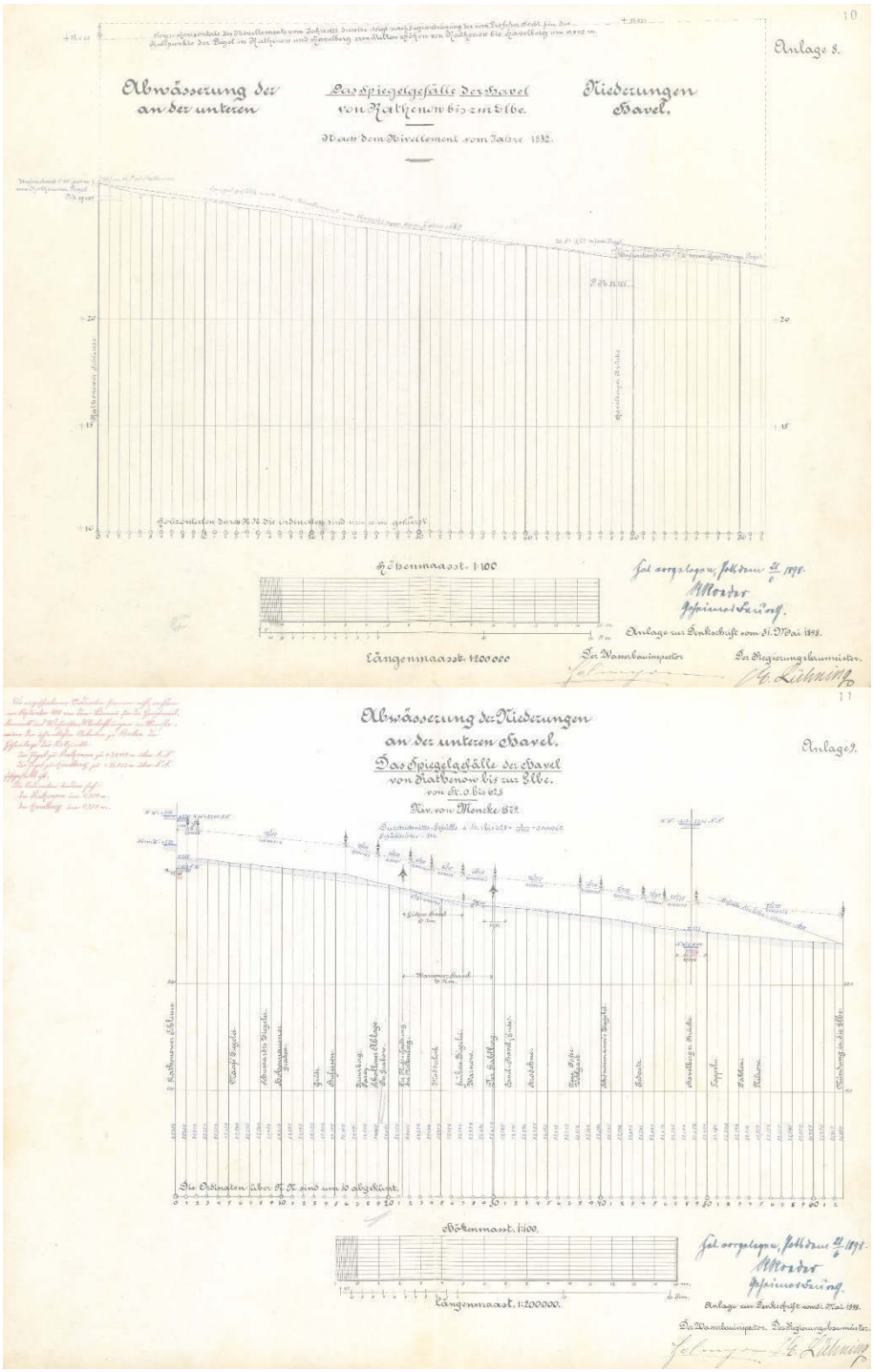


Abbildung A.1: Mittleres Wasserspiegelgefälle der Unteren Havel 1832 (oben) und 1879 (unten) aus VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898), Brandenburgisches Landeshauptarchiv (BLHA), Rep. 57 Wasserstraßendirektion Potsdam - Karten Nr. 3144 C

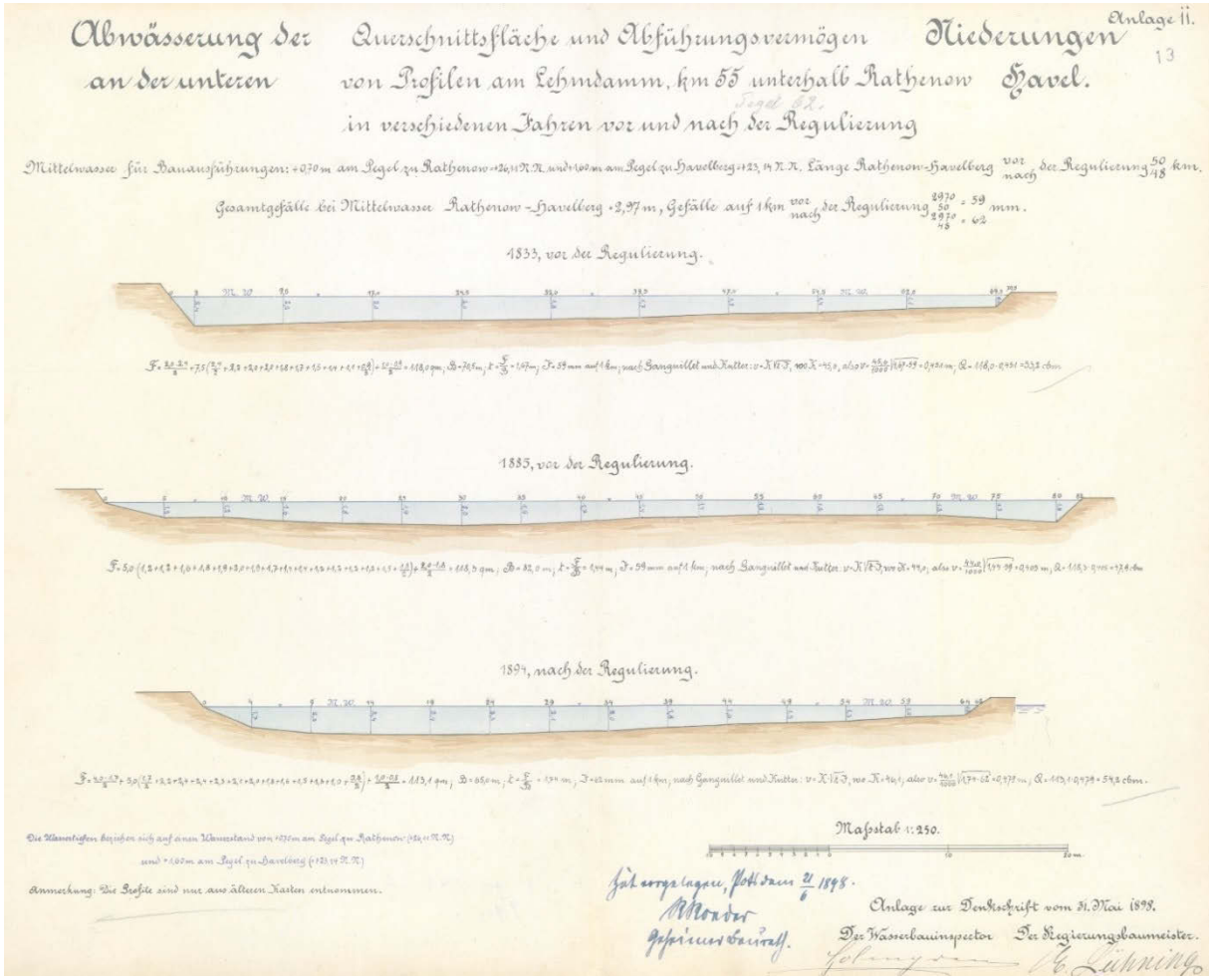


Abbildung A.2: Querprofile der Unteren Havel am Stromkilometer 108,95 (aktuelle Kilometrierung) oder bei Stromkilometer 55 (alte Kilometrierung) in den Jahren 1833, 1885 (vor der Regulierung) und 1894 (nach der Regulierung) aus VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM *(1898), Brandenburgisches Landeshauptarchiv (BLHA), Rep. 57 Wasserstraßendirektion Potsdam - Karten Nr. 3144 C*

Abbildung A.3: Ausschnitt Schmettausches Kartenwerk (1767 – 1787) zwischen Göttlin und Grütz, Ausschnitt aus SCHMETTAU (1787), Originalkarten: Staatsbibliothek zu Berlin - Preußischer Kulturbesitz

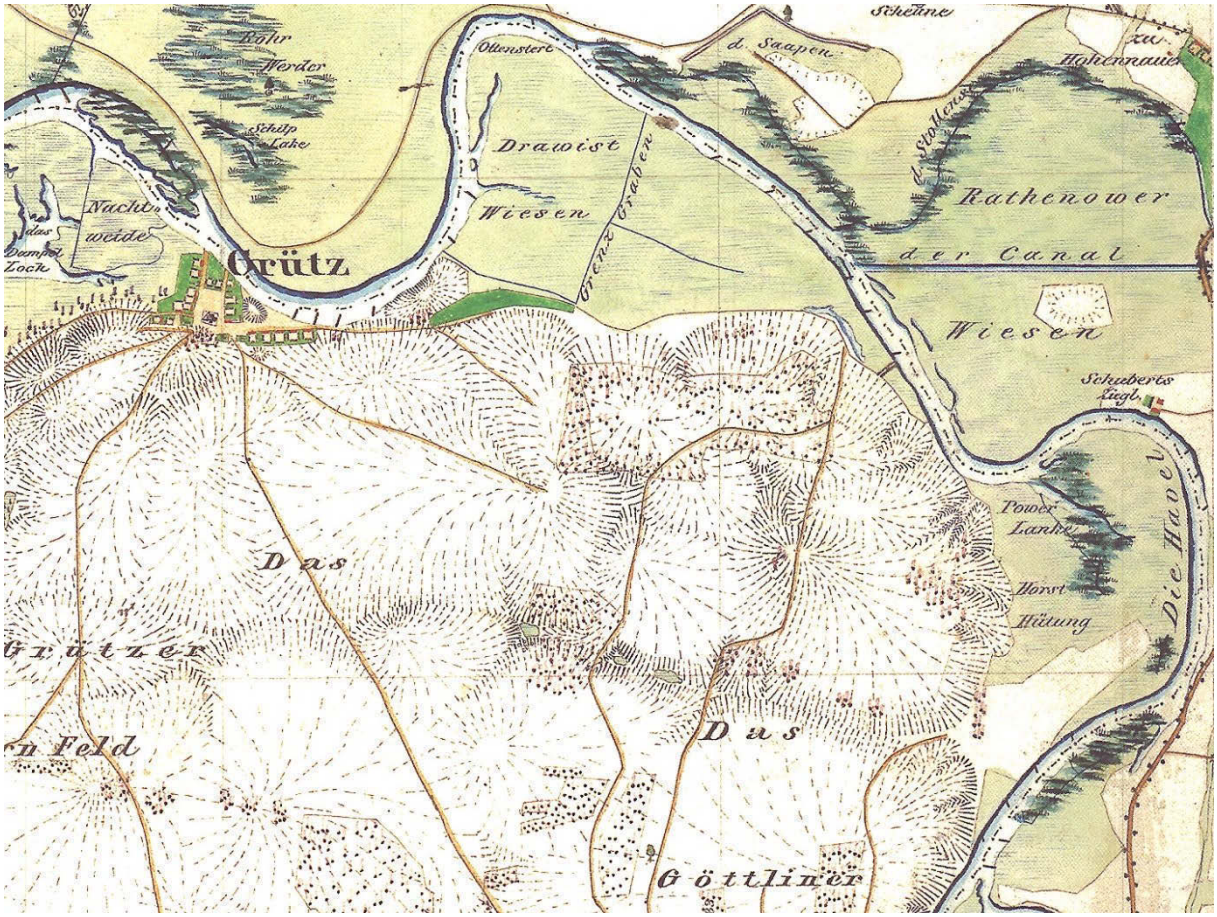


Abbildung A.4: Ausschnitt PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) zwischen Göttlin und Grütz, Ausschnitt aus PREUßISCHE URAUFNAHME (1843), Originalkarten: Staatsbibliothek zu Berlin - Preußischer Kulturbesitz

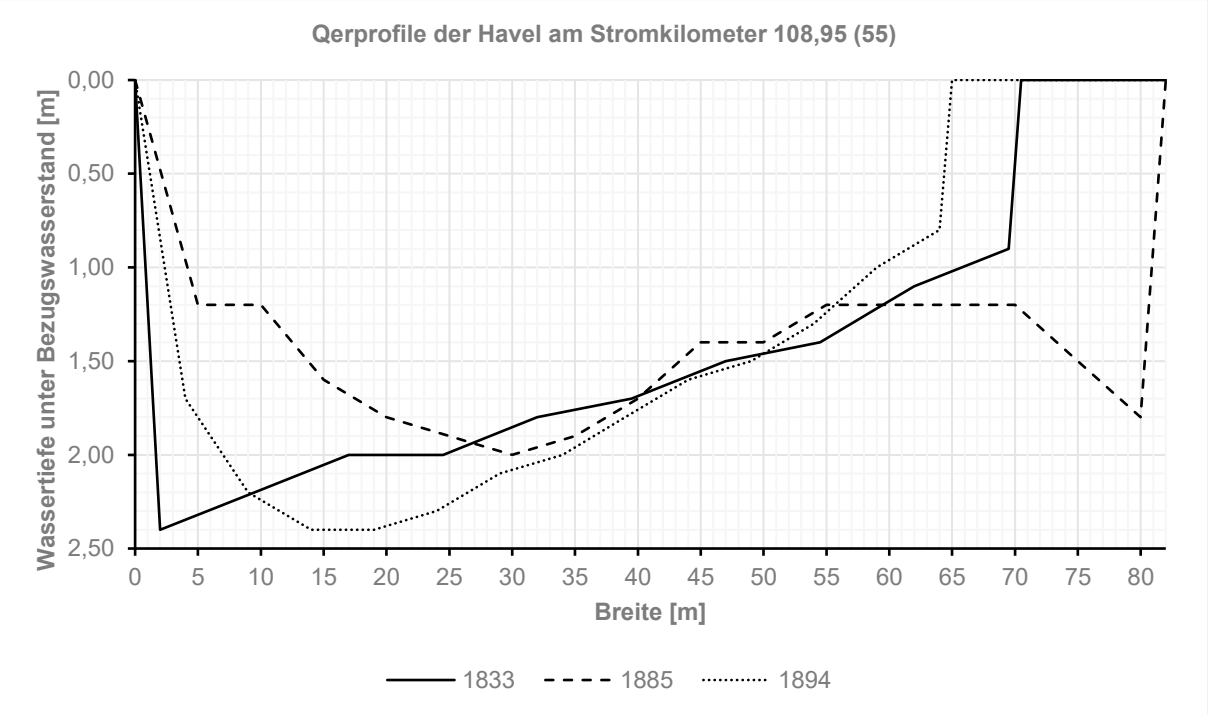


Abbildung A.5: Querprofile der Unteren Havel am Stromkilometer 108,95 (aktuelle Kilometrierung) oder 55 (alte Kilometrierung) in den Jahren 1833, 1885 (vor der Regulierung) und 1894 (nach der Regulierung), Datengrundlage: VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898), Brandenburgisches Landeshauptarchiv (BLHA), Rep. 57 Wasserstraßendirektion Potsdam - Karten Nr. 3144 C

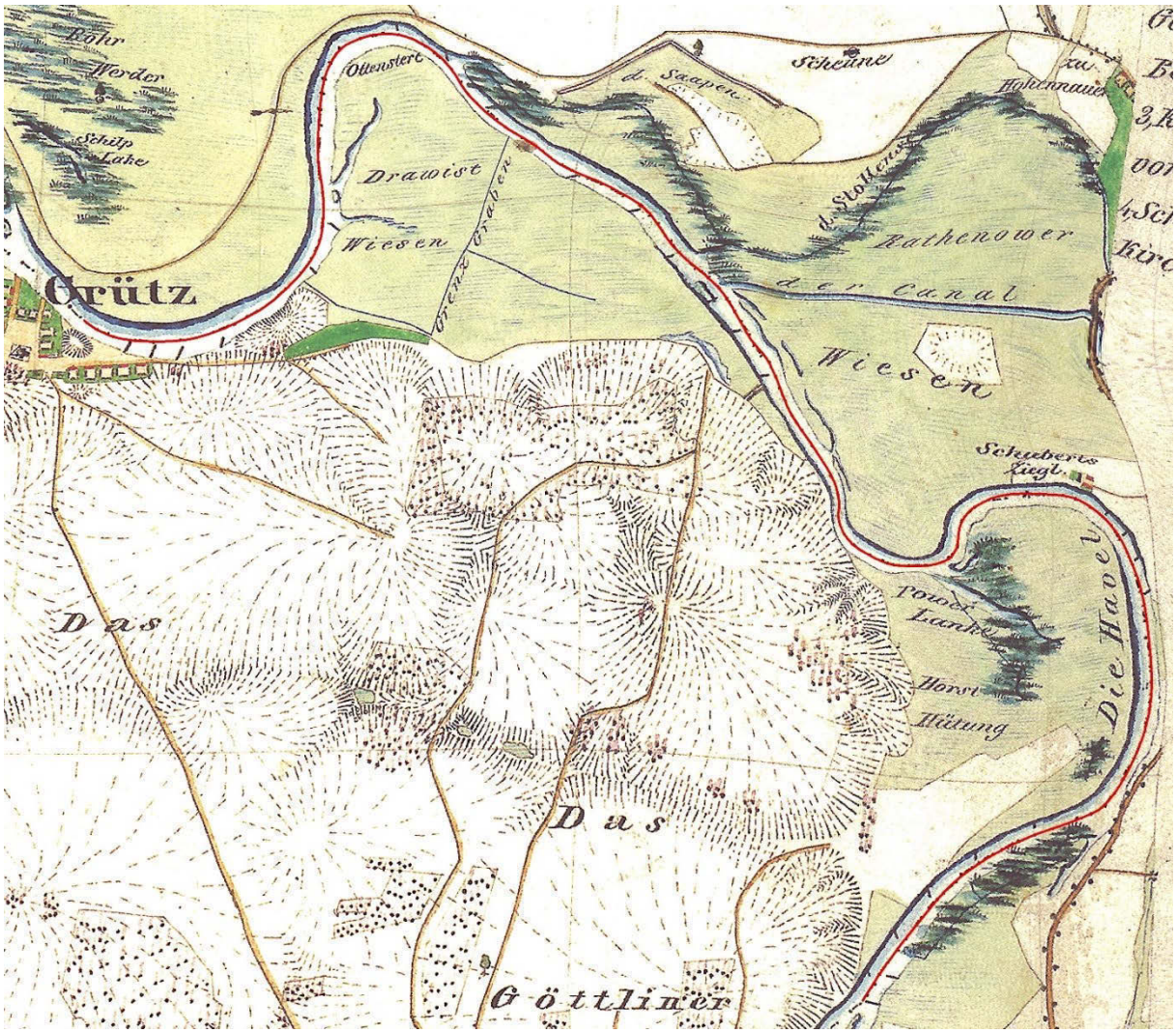


Abbildung A.6: Fließweg (rote durchgezogene Linie) auf der Basis von PREUßISCHE URAUFNAHME (1843) zwischen Stromkilometer 108,0 und 115,0 (aktuelle Kilometrierung), Ausschnitt aus PREUßISCHE URAUFNAHME (1843), Originalkarten: Staatsbibliothek zu Berlin - Preußischer Kulturbesitz

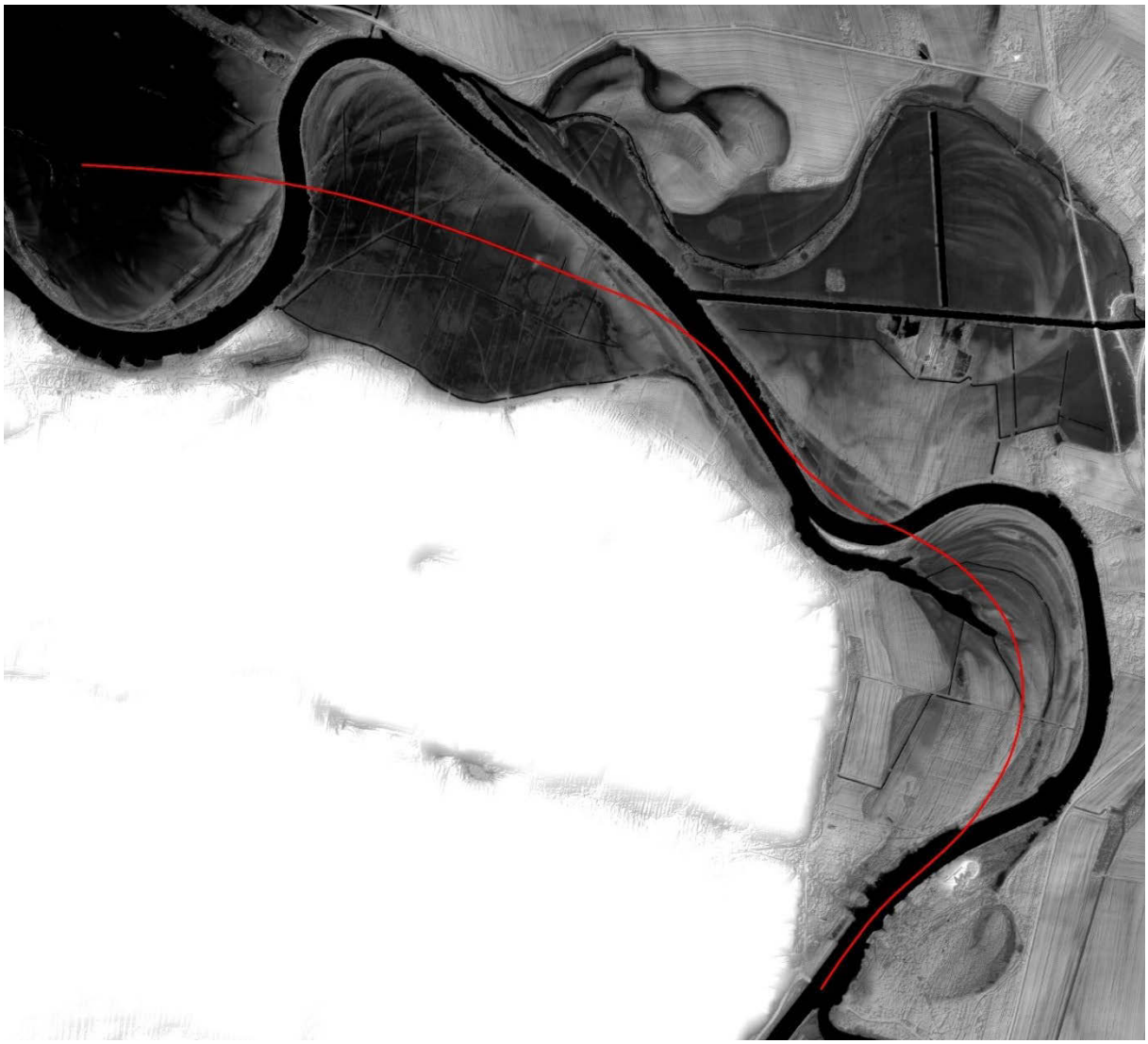
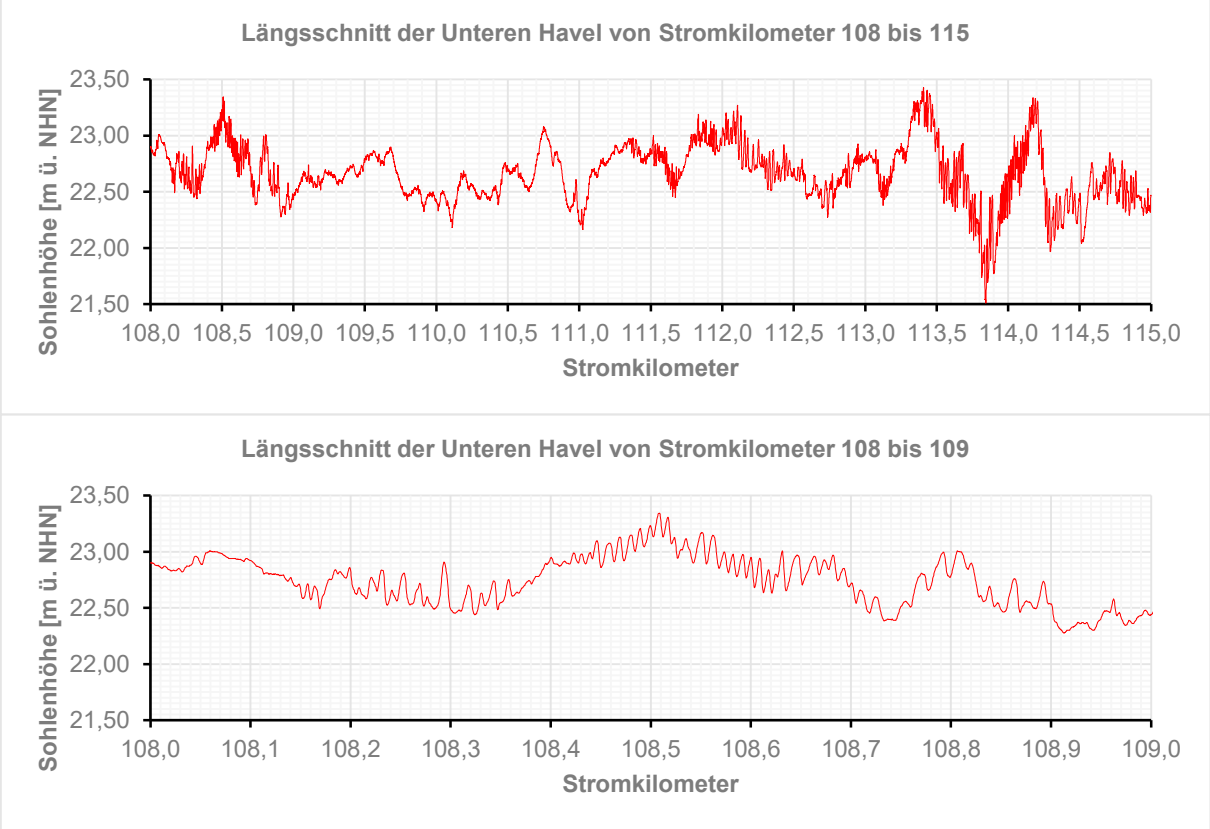
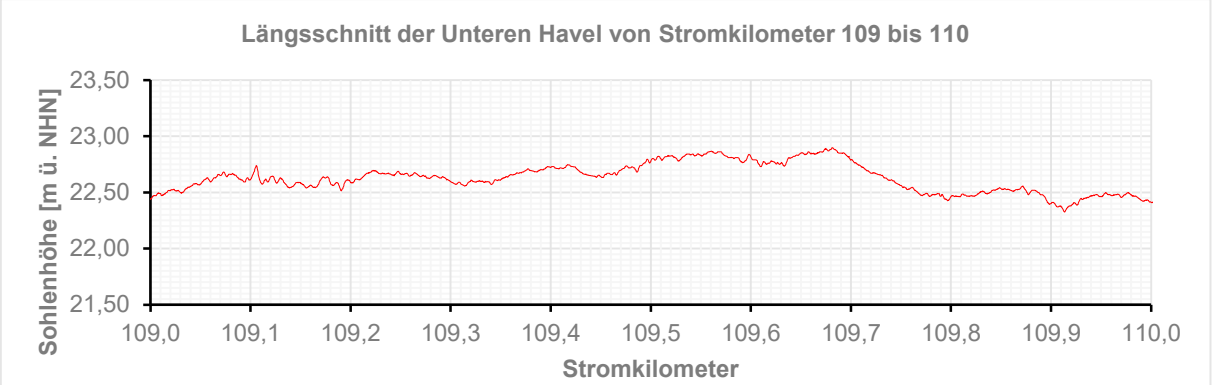
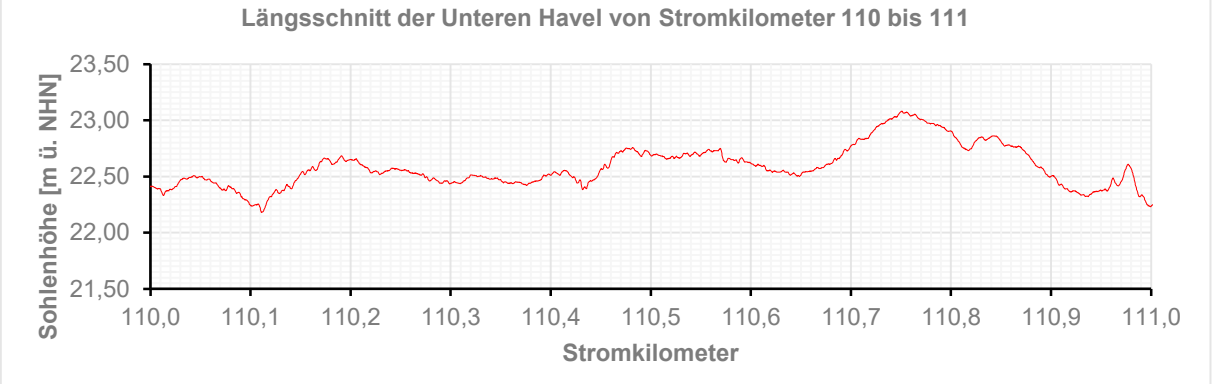


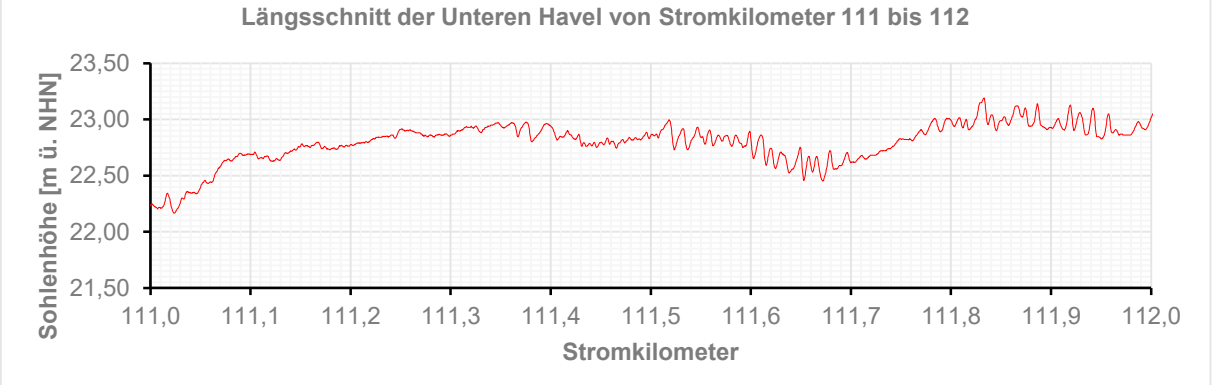
Abbildung A.7: Talweg (rote durchgezogene Linie) auf der Basis von NABU (2016) zwischen Stromkilometer 108,0 und 115,0 (aktuelle Kilometrierung), Datengrundlage: NABU (2016)

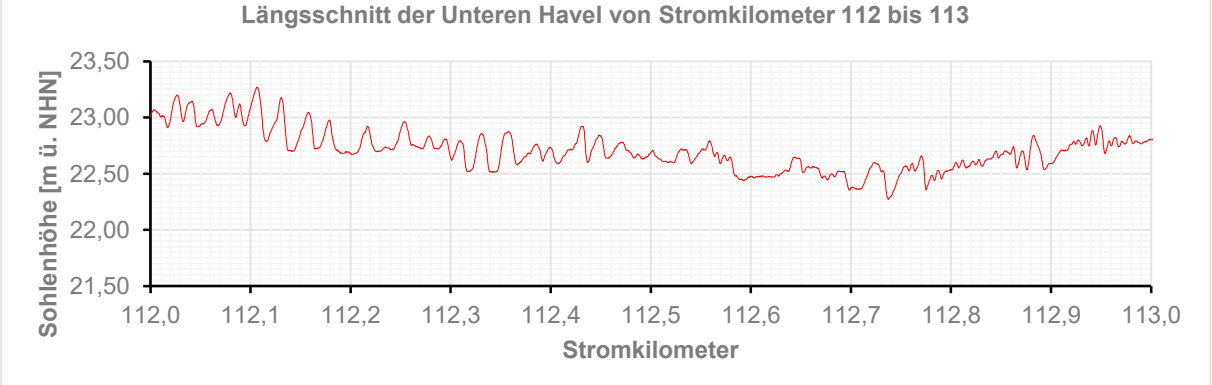
Abbildung A.8: Mäandergürtelgrenzen (rote durchgezogene Linien) und Talweg (rote gestrichelte Linie), zwischen Stromkilometer 108,0 und 115,0 (aktuelle Kilometrierung), vor dem Hintergrund von links: PREUßISCHE URAUFNAHME (1843), Originalkarten: Staatsbibliothek zu Berlin - Preußischer Kulturbesitz und rechts: NABU (2016)




Längsschnitt der Unteren Havel von Stromkilometer 109 bis 110
Sohlenhöhe [m ü. NHN]
23,50
23,00
22,50
22,00
21,50
109,0
109,1
109,2
109,3
109,4
109,5
109,6
109,7
109,8
109,9
110,0
Stromkilometer


Längsschnitt der Unteren Havel von Stromkilometer 110 bis 111
Sohlenhöhe [m ü. NHN]
23,50
23,00
22,50
22,00
21,50
110,0
110,1
110,2
110,3
110,4
110,5
110,6
110,7
110,8
110,9
111,0
Stromkilometer


Längsschnitt der Unteren Havel von Stromkilometer 111 bis 112
Sohlenhöhe [m ü. NHN]
23,50
23,00
22,50
22,00
21,50
111,0
111,1
111,2
111,3
111,4
111,5
111,6
111,7
111,8
111,9
112,0
Stromkilometer


Längsschnitt der Unteren Havel von Stromkilometer 112 bis 113
Sohlenhöhe [m ü. NHN]
23,50
23,00
22,50
22,00
21,50
112,0
112,1
112,2
112,3
112,4
112,5
112,6
112,7
112,8
112,9
113,0
Stromkilometer

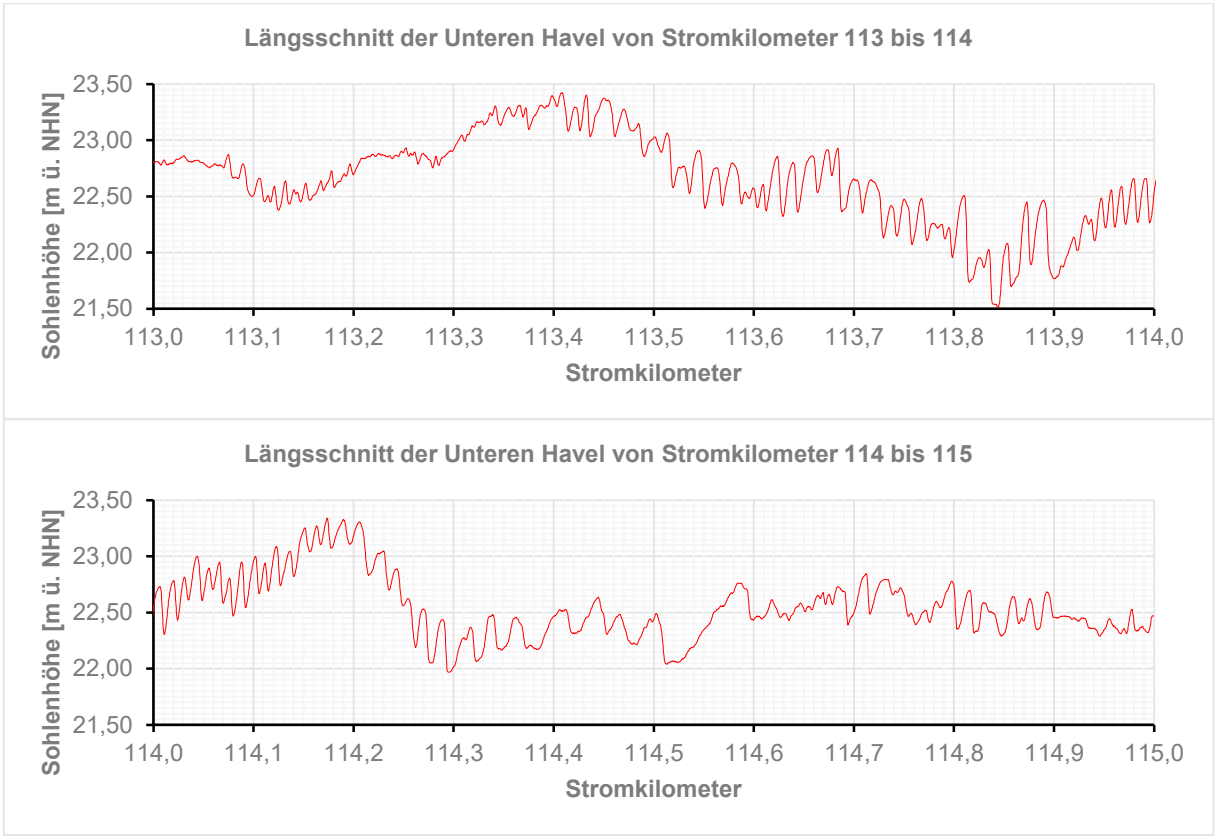


Abbildung A.9: Längsprofil der Sohle der Unteren Havel zwischen Stromkilometer 108 und 115 aus dem Jahr 2012, Datengrundlage: WSV (2012)

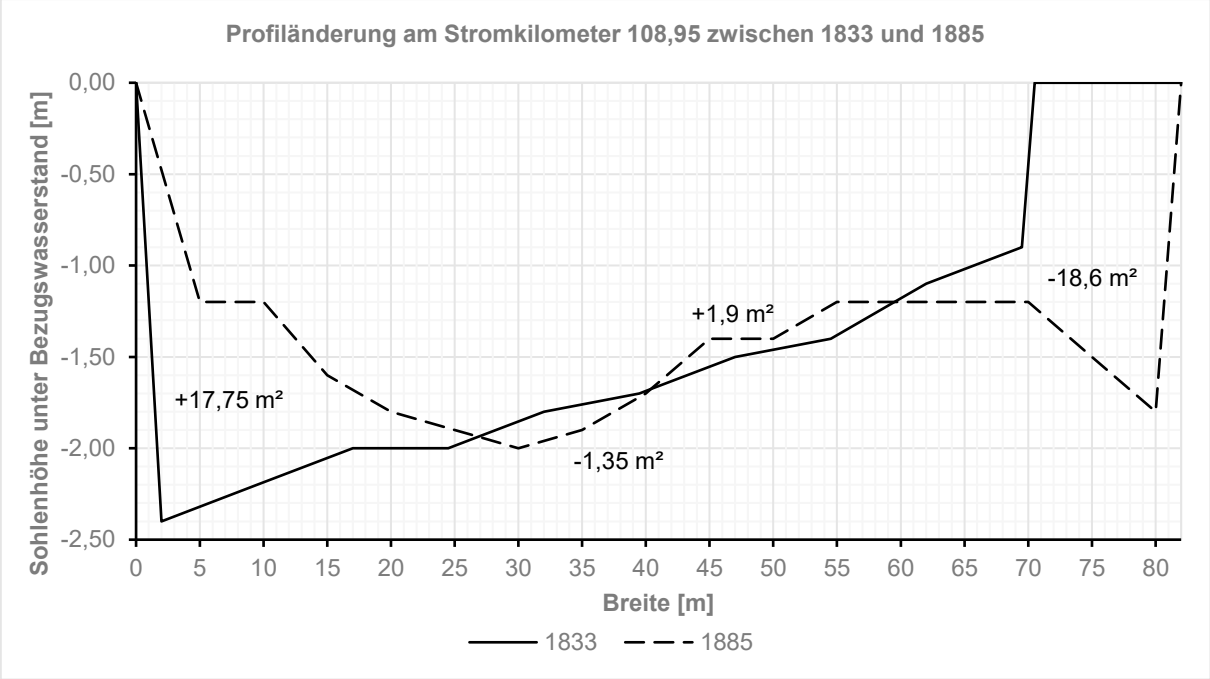


Abbildung A.10: Änderung der Querprofile der Unteren Havel am Stromkilometer 108,95 (aktuelle Kilometrierung) oder 55 (alte Kilometrierung) zwischen 1833 und 1885 (vor der Regulierung), Datengrundlage: VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898), Brandenburgisches Landeshauptarchiv (BLHA), Rep. 57 Wasserstraßendirektion Potsdam - Karten Nr. 3144 C

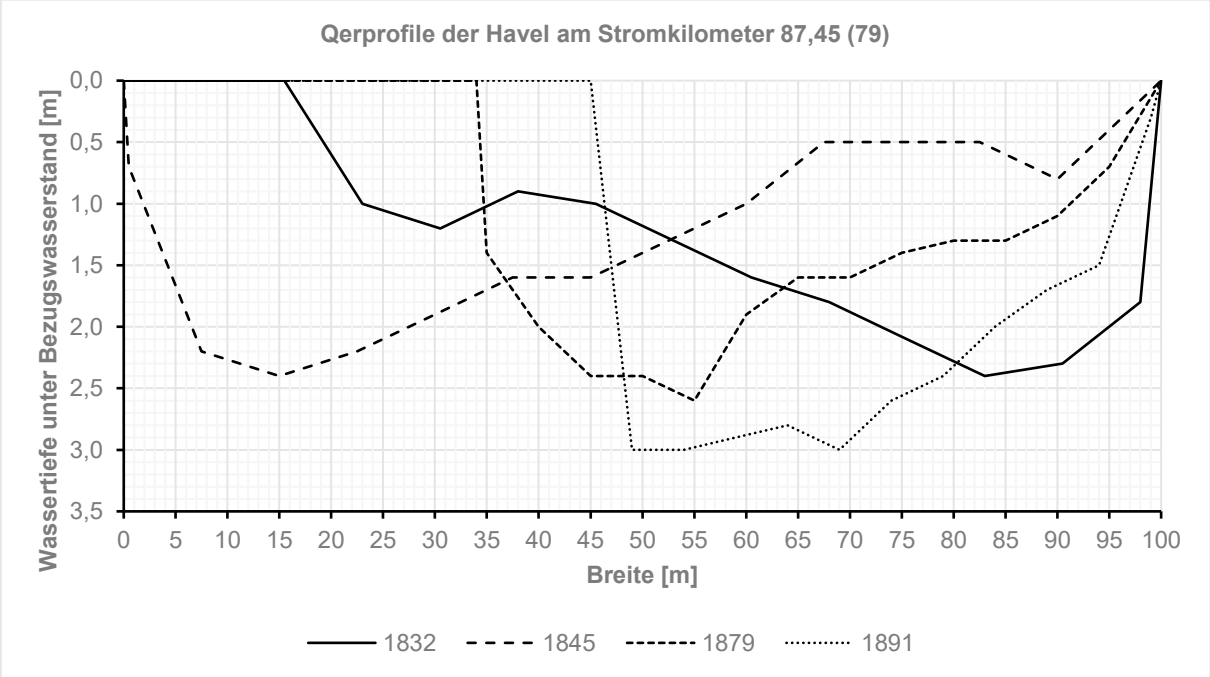


Abbildung A.11: Querprofile der Unteren Havel am Stromkilometer 87,45 (aktuelle Kilometrierung) oder 79 (alte Kilometrierung) in den Jahren 1832, 1845 und 1879 (vor der Regulierung) sowie 1891 (nach der Regulierung), Datengrundlage: VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898), Brandenburgisches Landeshauptarchiv (BLHA), Rep. 57 Wasserstraßendirektion Potsdam - Karten Nr. 3144 C

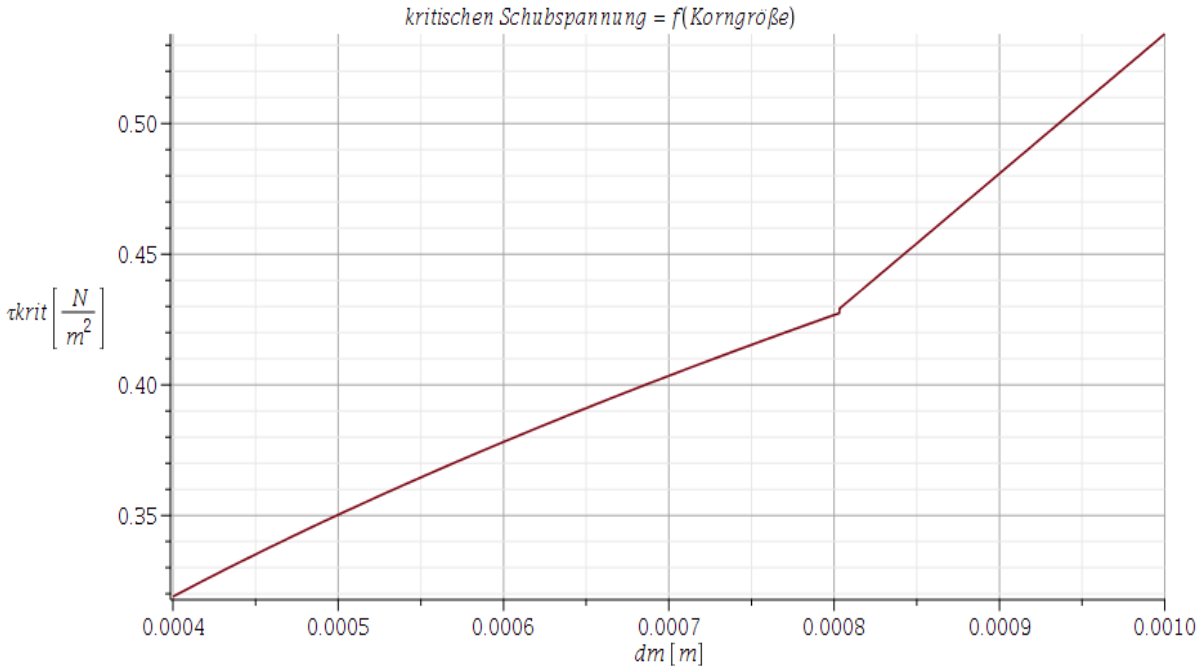


Abbildung A.12: Shields-Funktion für Kordurchmesser zwischen 0,4 und 1 mm nach ZANKE (2013)

Tabelle A. 1: Mittleres Wasserspiegelgefälle der Unteren Havel aus dem Nivellement des Jahres 1879, Datengrundlage: VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898)

Station	Stromkilometer (alt)	Entfernung [km]	W [m ü. NHN]	I_{Sp}
2	60		26,132	
3	59		26,082	
4	58		26,031	
5	57		25,956	
6	56		25,896	
7	55		25,880	
8	54		25,806	
9	53	14,0	25,762	0,00005519
10	52		25,716	
11	51		25,655	
12	50		25,595	
13	49		25,531	
14	48		25,402	
15	47		25,457	
16	46		25,406	

Tabelle A. 2: Korngrößenverteilung nach DIN 18123 für die Untere Havel bei Stromkilometer 108,5 links, 108,5 rechts, 113,0 links und 114,5 rechts, Datengrundlage: NABU Institut für Fluss- und Auenökologie, Aufnahme durch Umwelt- und Agrarlabor GmbH Fehrbellin am 13.03.2015

i	d_i [mm]	108,5 links		108,5 rechts		113,0 links		114,5 rechts	
		m_i [g]	$d_i \cdot m_i$ [mm·g]	m_i [g]	$d_i \cdot m_i$ [mm·g]	m_i [g]	$d_i \cdot m_i$ [mm·g]	m_i [g]	$d_i \cdot m_i$ [mm·g]
1	63,000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000
2	31,500	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000
3	16,000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000
4	8,000	11,60	92,8000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000
5	4,000	7,30	29,2000	0,00	0,0000	3,90	15,6000	0,00	0,0000
6	2,000	5,70	11,4000	0,40	0,8000	6,20	12,4000	0,70	1,4000
7	1,000	9,00	9,0000	0,80	0,8000	17,20	17,2000	1,20	1,2000
8	0,500	42,00	21,0000	13,80	6,9000	60,00	30,0000	11,20	5,6000
9	0,250	63,40	15,8500	63,50	15,8750	55,10	13,7750	45,50	11,3750
10	0,125	9,70	1,2125	21,30	2,6625	7,20	0,9000	40,10	5,0125
11	0,063	0,80	0,0504	0,20	0,0126	0,40	0,0252	1,30	0,0819
Summe:		**149,50**	**180,51**	**100,00**	**27,05**	**150,00**	**89,90**	**100,00**	**24,67**

Tabelle A. 3: Ermittlung der Paramter der Formrauheit aus dem Längsprofil der Sohle der Unteren Havel zwischen Stromkilometer 108 und 115 aus dem Jahr 2012 (siehe dazu Abbildung A.9), Datengrundlage: WSV (2012)

Strecke	l [m]	h_d [m]	$h_d \cdot l$ [m²]	l_d [m]	$l_d \cdot l$ [m²]
108,0 - 109,0	1.000	0,250	250,0	15	15.000
109,0 - 111,5	2.500	0,025	62,5	10	25.000
111,5 - 112,0	500	0,200	100,0	15	7.500
112,0 - 112,5	500	0,350	175,0	20	10.000
112,5 - 113,4	900	0,050	45,0	10	9.000
113,4 - 113,9	500	0,400	200,0	20	10.000
113,9 - 114,1	200	0,250	50,0	10	2.000
114,1 - 114,3	200	0,300	60,0	30	6.000
114,3 - 114,6	300	0,350	105,0	30	9.000
114,6 - 114,7	100	0,100	10,0	10	1.000
114,7 - 114,9	200	0,400	80,0	20	4.000
114,9 - 115,0	100	0,200	20,0	15	1.500
Summe:	**7.000**		**1.157,5**		**100.000**
Mittelwerte:		**0,165**		**14,3**	

Tabelle A. 4: Synthetische Wasserstand-Abfluss-Beziehung am Unterpegel Rathenow, Datengrundlage: Wasserstände aus MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842A UND B) und WSA BRANDENBURG (2012), Abflüsse aus WSA BRANDENBURG (2017A)

Q	$W = f(Q)$		Q	$W = f(Q)$		Q	$W = f(Q)$	
[m³/s]	[cm]	[m ü. NN]	[m³/s]	[cm]	[m ü. NN]	[m³/s]	[cm]	[m ü. NN]
10	22	25,725	85	118	26,689	160	181	27,318
15	29	25,800	90	123	26,741	165	184	27,348
20	36	25,873	95	128	26,792	170	187	27,377
25	43	25,945	100	133	26,841	175	189	27,404
30	50	26,015	105	138	26,889	180	192	27,429
35	57	26,084	110	143	26,935	185	194	27,453
40	64	26,151	115	147	26,980	190	197	27,476
45	71	26,216	120	151	27,024	195	199	27,497
50	77	26,281	125	156	27,066	200	201	27,517
55	83	26,343	130	160	27,106	205	203	27,535
60	89	26,405	135	164	27,145	210	204	27,552
65	95	26,464	140	167	27,183	215	206	27,567
70	101	26,523	145	171	27,219	220	207	27,581
75	107	26,579	150	174	27,253			
80	112	26,635	155	178	27,286			

Tabelle A. 5: Mittleres Wasserspiegelgefälle zwischen den Pegeln Unterpegel Rathenow und Havelberg Stadt in den Dekaden zwischen 1810 und 1840 (hydrologische Jahresreihen), Datengrundlage: VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903)

Zeitraum	l_F	$W_{Unterpegel\ Rathenow}$		$W_{Pegel\ Havelberg\ Stadt}$		ΔW	I_{Sp}
	[m]	[m]	[m ü. NN]	[m]	[m ü. NN]	[m]	[-]
Winter MW							
1810 - 1820	48.605	1,20	26,71	2,38	23,93	2,78	0,000057
1820 - 1830	48.605	1,00	26,51	2,33	23,88	2,63	0,000054
1830 - 1840	48.605	1,33	26,84	2,40	23,95	2,89	0,000059
Sommer MW							
1810 - 1820	48.605	0,84	26,35	1,62	23,17	3,18	0,000065
1820 - 1830	48.605	0,76	26,27	1,71	23,26	3,01	0,000062
1830 - 1840	48.605	0,93	26,44	1,65	23,20	3,24	0,000067
Jahr MW							
1810 - 1820	48.605	1,02	26,53	2,00	23,55	2,98	0,000061
1820 - 1830	48.605	0,88	26,39	2,02	23,57	2,82	0,000058
1830 - 1840	48.605	1,13	26,64	2,03	23,58	3,06	0,000063

Tabelle A. 6: Synthetisches Wasserspiegelgefälle zwischen Rathenow und Grütz sowie zwischen Rathenow und Havelberg, Datengrundlage: MINISTERIUM DER ÖFFENTLICHEN ARBEITEN (1842A, B), WSA BRANDENBURG (2012), VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1898) und VERWALTUNG DER MÄRKISCHEN WASSERSTRAßEN IN POTSDAM (1903)

$W_{Unterpegel\ Rathenow}$ [cm]	I_{Sp} [-]	
	Rathenow - Grütz	Rathenow - Havelberg
5	0,000056	0,000067
10	0,000056	0,000067
20	0,000056	0,000067
30	0,000056	0,000067
40	0,000056	0,000067
50	0,000056	0,000067
60	0,000056	0,000067
70	0,000055	0,000066
80	0,000055	0,000066
90	0,000054	0,000065
100	0,000053	0,000064
110	0,000053	0,000064
120	0,000051	0,000062
130	0,000050	0,000061
140	0,000048	0,000059
150	0,000046	0,000057
160	0,000044	0,000055

Anhang B In der Fallstudie Mittlere Elbe verwendete Daten

Abbildung B. 1: Ausschnitt Schmettausches Kartenwerk (1767 – 1787) bei Sandau aus SCHMETTAU (1787), Originalkarten: Staatsbibliothek zu Berlin - Preußischer Kulturbesitz

Abbildung B. 2: Digitalisierte Gewässerverläufe aus der Stromkarte der Elbe (1835/36) bei Sandau, Ausschnitt aus BFG (2017) in ROMMEL UND HATZ (2012) / Luftbild: Esri World Imagery (Quelle: Esri, DigitalGlobe, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, GeoEye, USDA FSA, USGS, Aerogrid, IGN, IGP, and the GIS User Community)

Tabelle B. 1: Fließlänge und Gerinnezahl der Elbe von Stromkilometer 394,8 bis 422,3 zwischen 1778 und 1836, Datenbasis: SCHMETTAU (1787) und BFG (2017)

i	l_{F_i} [m]	n_{G_i} [-]
1	871	1
2	1.280	1
3	1.398	1
4	1.641	1
5	1.642	1
6	1.715	1
7	2.110	1
8	638	2
9	788	2
10	803	2
11	1.134	2
12	1.216	2
13	1.306	2
14	2.172	2
15	2.226	2
16	2.362	2
17	3.302	2
18	676	3
19	1.219	4

Tabelle B. 2: Siebdurchgang der Korngrößenverteilung und Ableitung des mittleren Korndurchmessers für die Elbe zwischen Stromkilometer 395 und 420, Datenbasis: BÜCHELE UND TRÄBING ET AL. (2002)

Strkm	**395**	**400**	**405**	**410**	**415**	**420**
m_i [%]	d_i [mm]	d_i [mm]	d_i [mm]	d_i [mm]	d_i [mm]	d_i [mm]
10	0,25	0,26	0,27	0,28	0,30	0,35
20	0,32	0,35	0,37	0,40	0,48	0,58
30	0,40	0,45	0,50	0,58	0,70	0,88
40	0,51	0,58	0,70	0,85	1,10	1,40
50	0,65	0,80	1,00	1,30	1,60	1,90
60	0,95	1,30	1,60	1,80	2,30	2,70
70	1,50	1,80	2,30	2,80	3,20	3,60
80	2,00	3,00	3,50	4,10	4,50	4,90
90	4,60	5,40	5,80	6,30	7,00	7,80
d_m	**1,24**	**1,55**	**1,78**	**2,05**	**2,35**	**2,68**

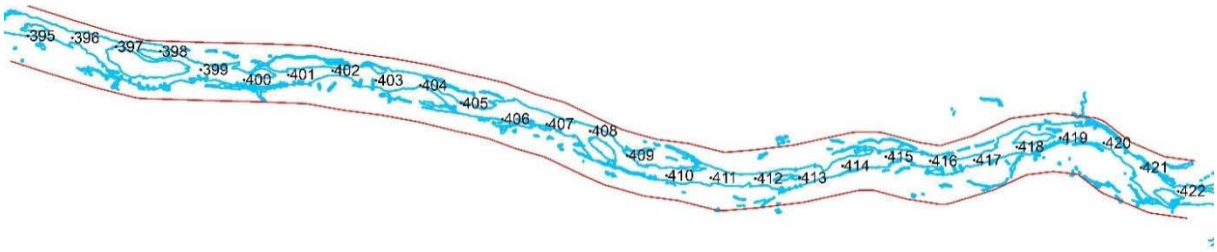


Abbildung B. 3: Mäandergürtel der Elbe (1835/36) zwischen Stromkilometer 394,8 und 422,3, Ausschnitt aus BFG (2017) in ROMMEL UND HATZ (2012)

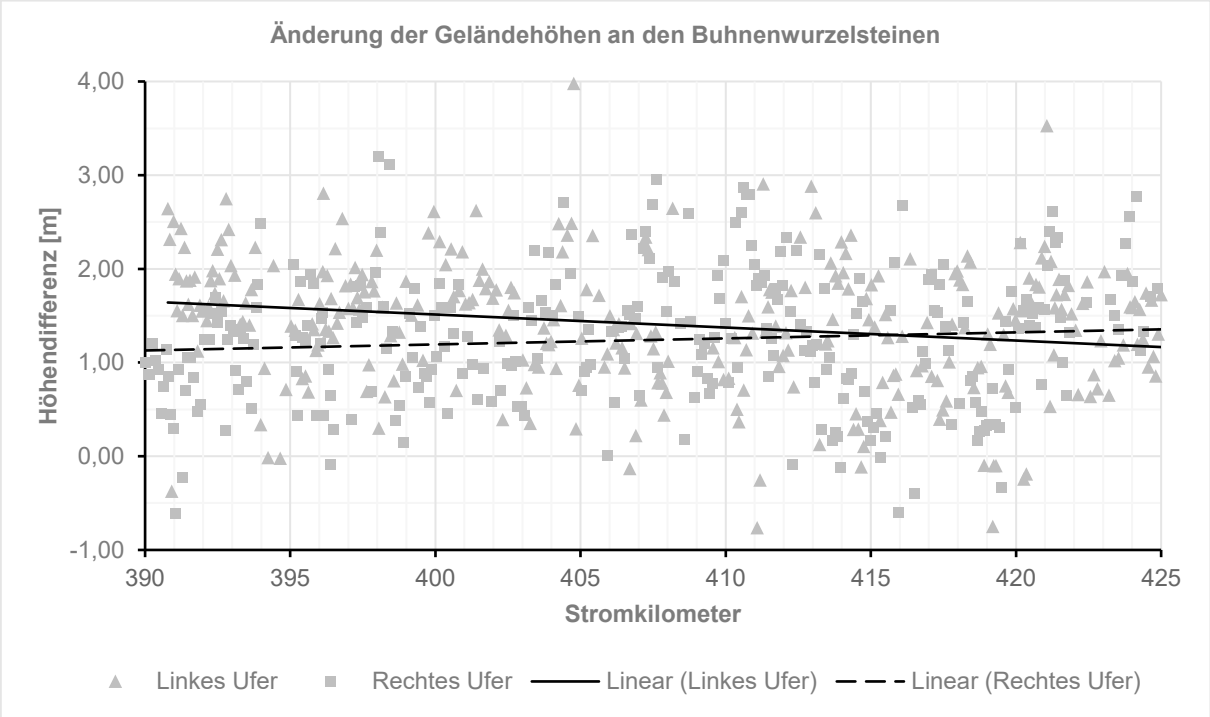


Abbildung B. 4: Änderung der Geländehöhen an den Buhnenwurzelsteinen der Elbe zwischen dem Bau der jeweiligen Buhne und 2007, Datenbasis: WSA MAGDEBURG (2017B)

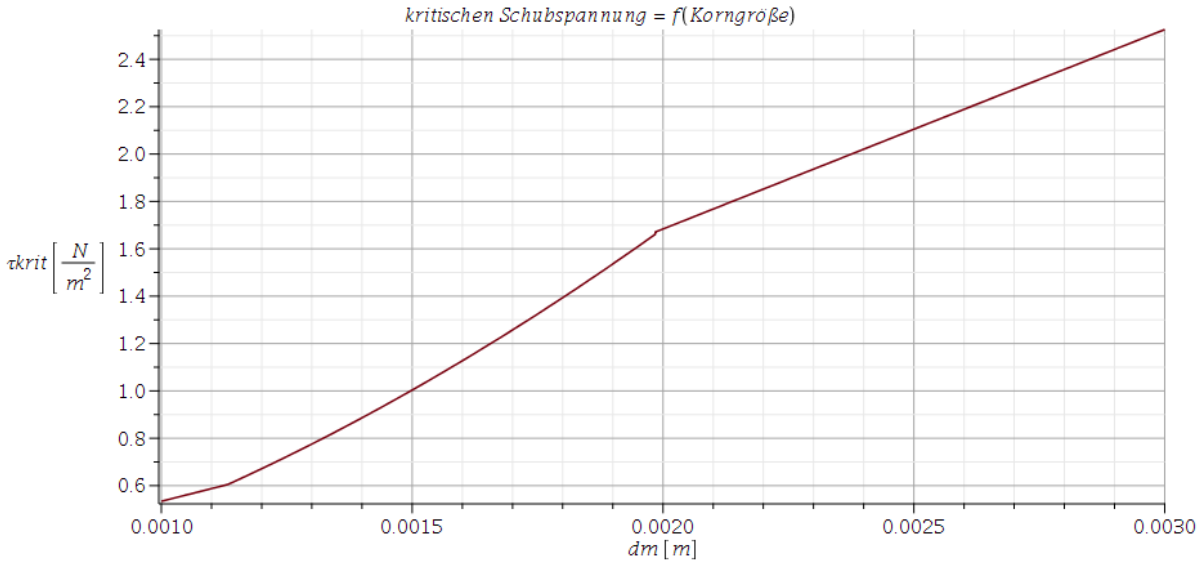


Abbildung B. 5: Shields-Funktion für Kordurchmesser zwischen 1 und 3 mm nach ZANKE (2013)

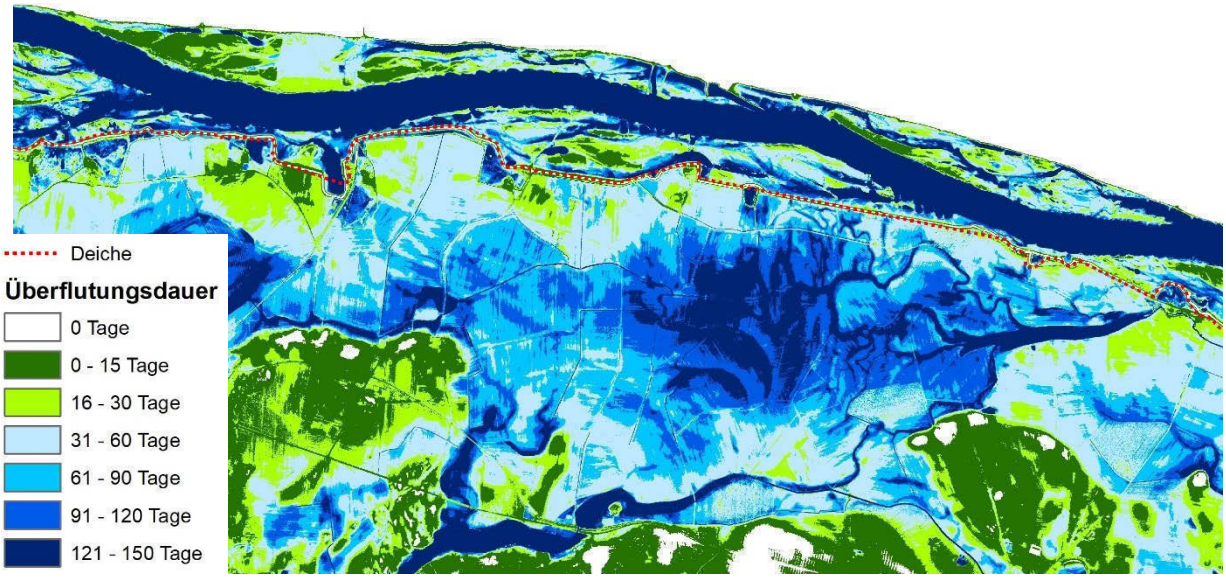


Abbildung B. 6: Aktuelle Überflutungsdauer der Aue der Elbe etwa zwischen Stromkilometer 397 und 407, von links nach rechts, Datenbasis: WSA MAGDEBURG (2017C) und BFG (2015)

Tabelle B. 3: Wasserstand-Abfluss-Beziehung am Pegel Sandau, Datenbasis: BFG (2015) und BFG (2017)

Q	$W = f(Q)$		Q	$W = f(Q)$		Q	$W = f(Q)$	
[m³/s]	[cm]	[m ü. NHN]	[m³/s]	[cm]	[m ü. NHN]	[m³/s]	[cm]	[m ü. NHN]
150	186	24,32	1.600	517	27,63	3.100	567	28,13
200	214	24,60	1.700	522	27,68	3.200	570	28,16
300	268	25,14	1.800	526	27,72	3.300	572	28,18
400	305	25,51	1.900	531	27,77	3.400	574	28,20
500	337	25,83	2.000	534	27,80	3.500	576	28,22
600	366	26,12	2.100	537	27,83	3.600	578	28,24
700	392	26,38	2.200	541	27,87	3.700	580	28,26
800	412	26,58	2.300	544	27,90	3.800	582	28,28
900	430	26,76	2.400	547	27,93	3.900	584	28,30
1.000	450	26,96	2.500	550	27,96	4.000	585	28,31
1.100	465	27,11	2.600	553	27,99	4.100	587	28,33
1.200	480	27,26	2.700	556	28,02	4.200	588	28,34
1.300	492	27,38	2.800	559	28,05	5.000	600	28,46
1.400	503	27,49	2.900	562	28,08			
1.500	511	27,57	3.000	565	28,11			

Anhang C In der Fallstudie Narew verwendete Daten

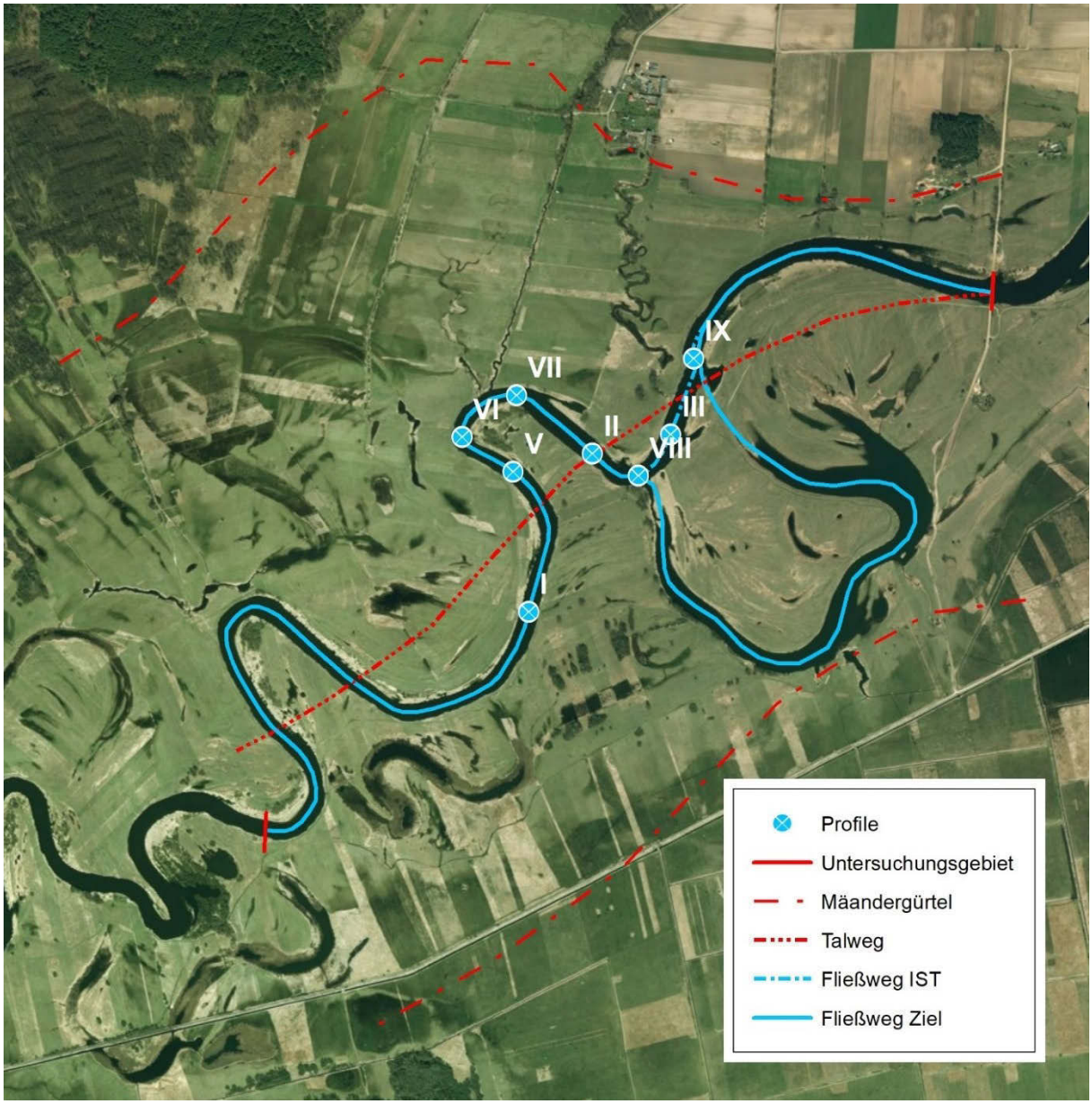


Abbildung C. 1: Untersuchungsgebiet der Fallstudie Narew, mit Fließweg, Talweg und Mäandergürtel / Luftbild: Esri World Imagery (Quelle: Esri, DigitalGlobe, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, GeoEye, USDA FSA, USGS, Aerogrid, IGN, IGP, and the GIS User Community)

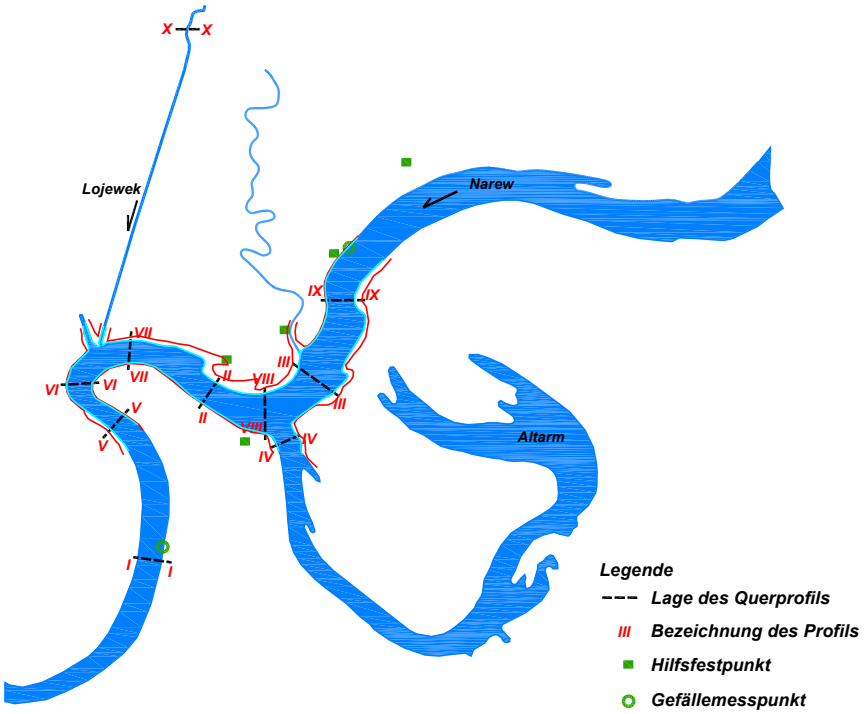


Abbildung C. 2: Lage der von Ellmann und Schulze aufgenommenen Querprofile aus ELLMANN UND SCHULZE (2001)

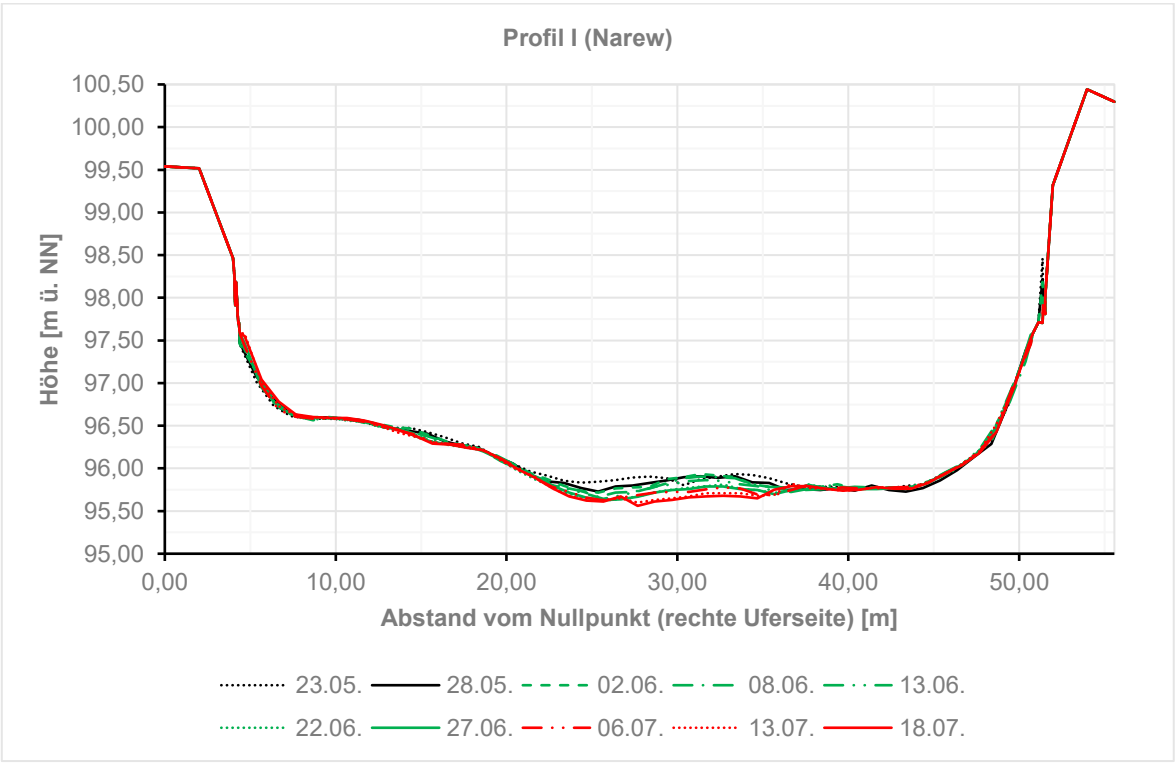


Abbildung C. 3: Querprofil I (23.05.2001 bis 18.07.2001), Datenbasis: ELLMANN UND SCHULZE (2001)

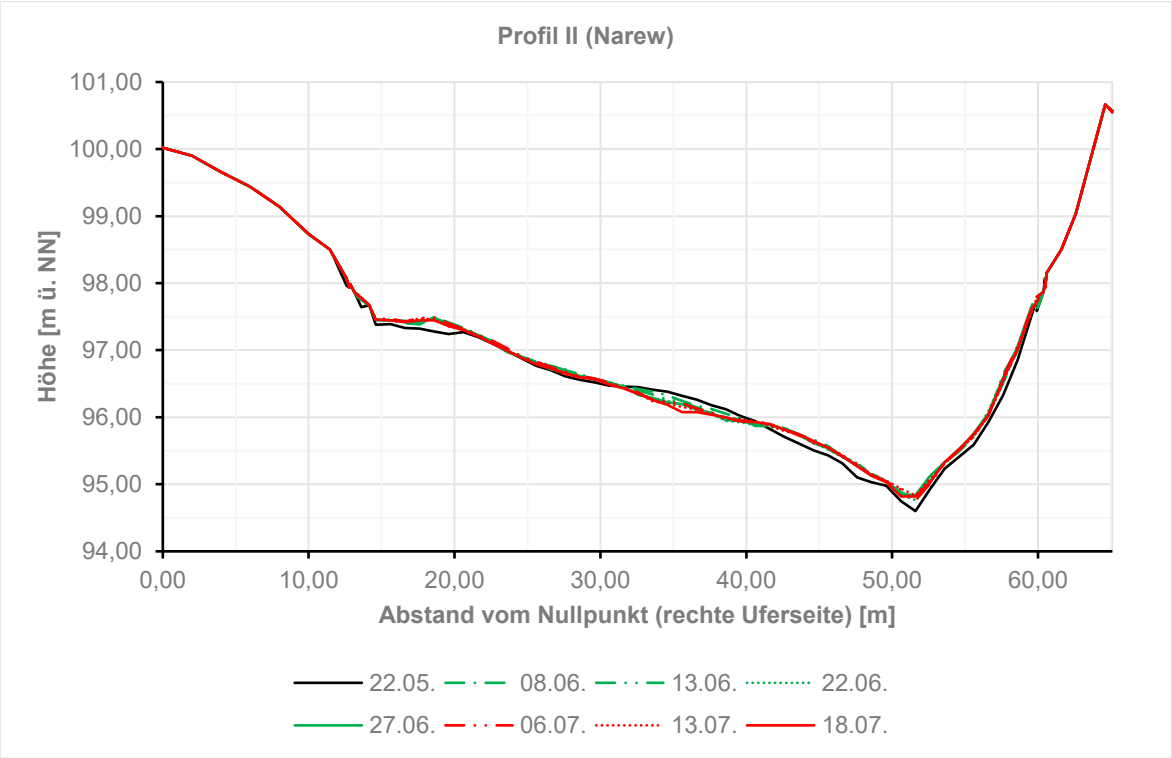


Abbildung C. 4: Querprofil II (22.05.2001 bis 18.07.2001), Datenbasis: ELLMANN UND SCHULZE (2001)

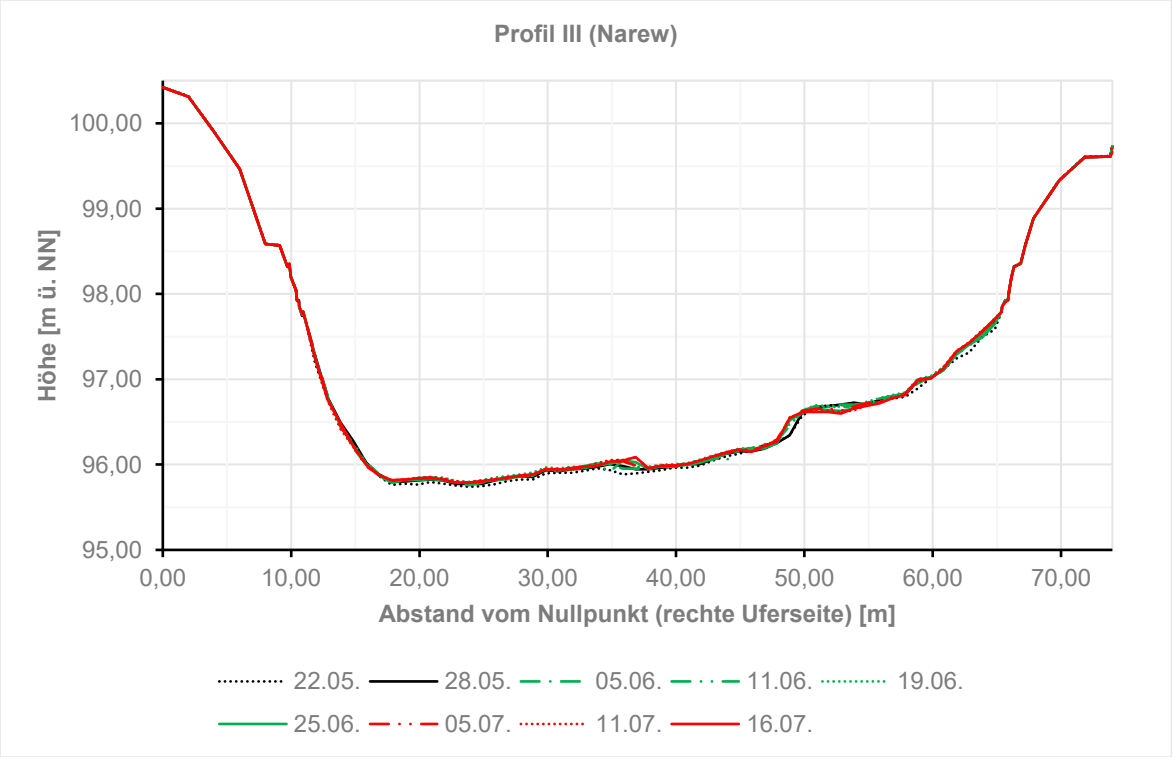


Abbildung C. 5: Querprofil III (22.05.2001 bis 16.07.2001), Datenbasis: ELLMANN UND SCHULZE (2001)

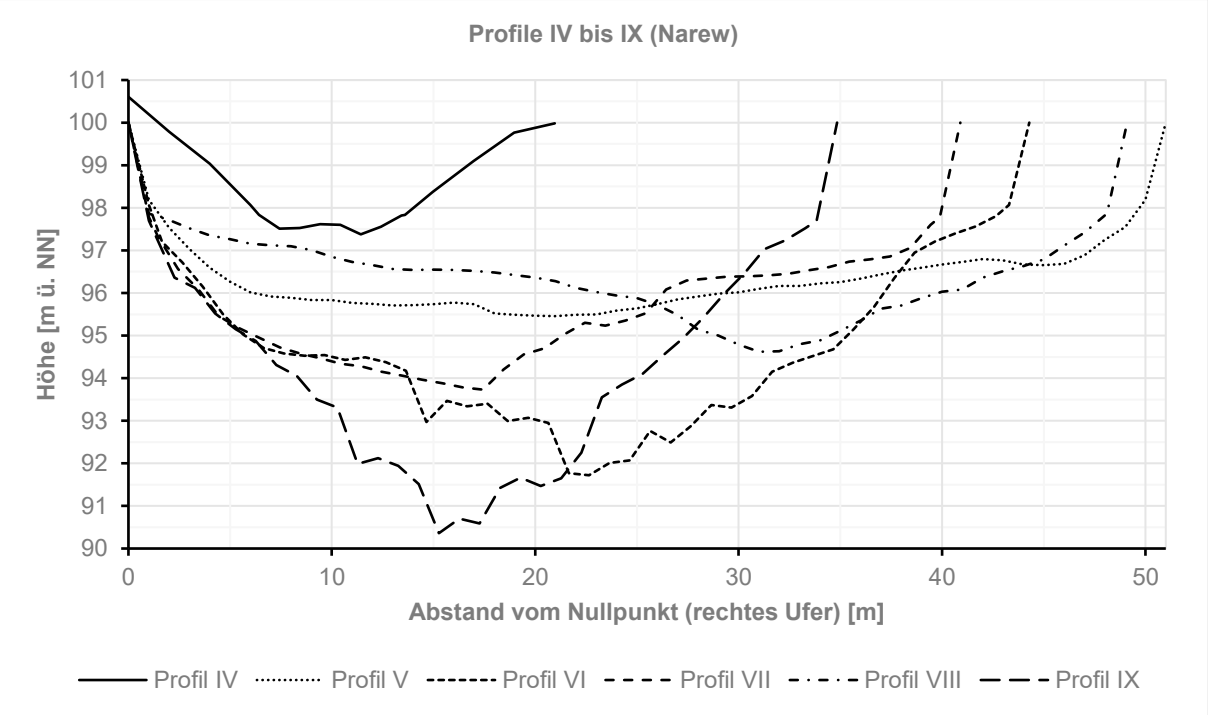


Abbildung C. 6: Querprofile IV (11.07.2001), V (02.06.2001), VI (05.06.2001), VII (25.06.2001), VIII (11.07.2001) und IX (05.07.2001), Datenbasis: ELLMANN UND SCHULZE (2001)

Tabelle C. 1: Korngrößenverteilung des Narew an den Profilen I, II und III, Datenbasis: ELLMANN UND SCHULZE (2001)

i	d_i [mm]	Profil I		Profil II		Profil III	
		m_i [g]	$d_i \cdot m_i$ [mm·g]	m_i [g]	$d_i \cdot m_i$ [mm·g]	m_i [g]	$d_i \cdot m_i$ [mm·g]
1	4,000	0,00	0,0000	0,00	0,0000	0,00	0,0000
2	2,000	47,95	95,9000	9,71	19,4200	39,62	79,2400
3	1,000	16,29	16,2900	28,26	28,2600	42,02	42,0200
4	0,500	31,88	15,9400	43,53	21,7650	109,28	54,6400
5	0,250	406,89	101,7225	258,63	64,6575	186,15	46,5375
6	0,125	640,63	80,0788	213,91	26,7388	290,04	36,2550
7	0,063	137,46	8,6600	22,33	1,4068	69,01	4,3476
Summe:		**1.281,10**	**318,59**	**576,37**	**162,25**	**736,12**	**263,04**

Tabelle C. 2: Synthetische Wasserstand-Abfluss-Beziehung am Pegel Wizna, Datenbasis: IMGW PIB (2017)

Q [m³/s]	$W = f(Q)$ [cm]	Q [m³/s]	$W = f(Q)$ [cm]	Q [m³/s]	$W = f(Q)$ [cm]	Q [m³/s]	$W = f(Q)$ [cm]	Q [m³/s]	$W = f(Q)$ [cm]
10	111	70	319	130	416	190	453	190	453
15	134	75	331	135	421	195	454	255	468
20	156	80	341	140	425	200	456	260	469
25	176	85	351	145	429	205	457	265	470
30	196	90	361	150	433	210	459	270	471
35	215	95	370	155	436	215	460	275	472
40	232	100	378	160	439	220	461	280	473
45	249	105	386	165	442	225	462	285	474
50	265	110	393	170	445	230	463	290	475
55	280	115	399	175	447	235	464	295	476
60	294	120	405	180	449	240	465	300	478
65	307	125	411	185	451	245	466		
70	319	130	416	190	453	250	467		

Tabelle C. 3: Mittleres örtliches Wasserspiegelgefälle im Zielzustand, Datenbasis: IMGW PIB (2017)

$Q\ (Wizna)$ [m³/s]	I_{Sp} [-]	$Q\ (Wizna)$ [m³/s]	I_{Sp} [-]	$Q\ (Wizna)$ [m³/s]	I_{Sp} [-]
10	0,000042	110	0,000050	210	0,000042
20	0,000044	120	0,000049	220	0,000041
30	0,000046	130	0,000049	230	0,000041
40	0,000048	140	0,000048	240	0,000040
50	0,000049	150	0,000047	250	0,000040
60	0,000050	160	0,000046	260	0,000039
70	0,000050	170	0,000045	270	0,000039
80	0,000051	180	0,000044	280	0,000039
90	0,000051	190	0,000044	290	0,000039
100	0,000050	200	0,000043	300	0,000038

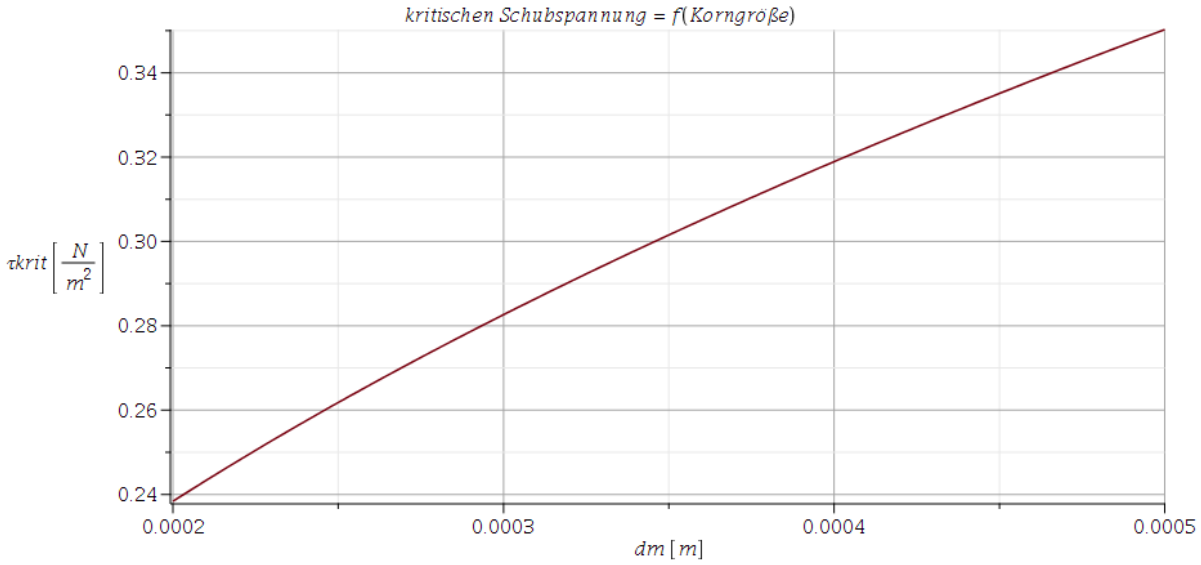


Abbildung C. 7: Shields-Funktion für Kordurchmesser zwischen 0,1 und 0,5 mm nach ZANKE (2013)

Anhang D In der Fallstudie Nordamerika verwendete Daten

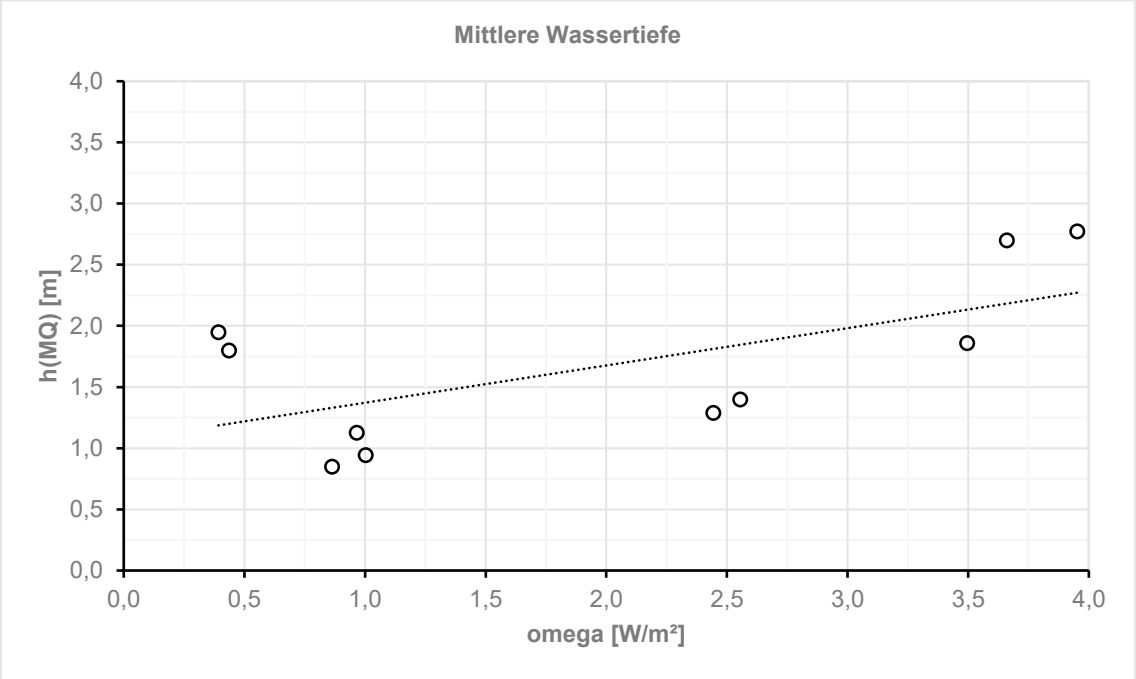


Abbildung D. 1: Mittlere Wassertiefe im Verhältnis zur Flussleistung bei MQ, für die Flüsse 118, 120, 208, und 214 aus LEOPOLD UND WOLMAN (1957), 89, 90 und 93 aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989) und USGS (2018) sowie Untere Havel, Mittlere Elbe und Narew

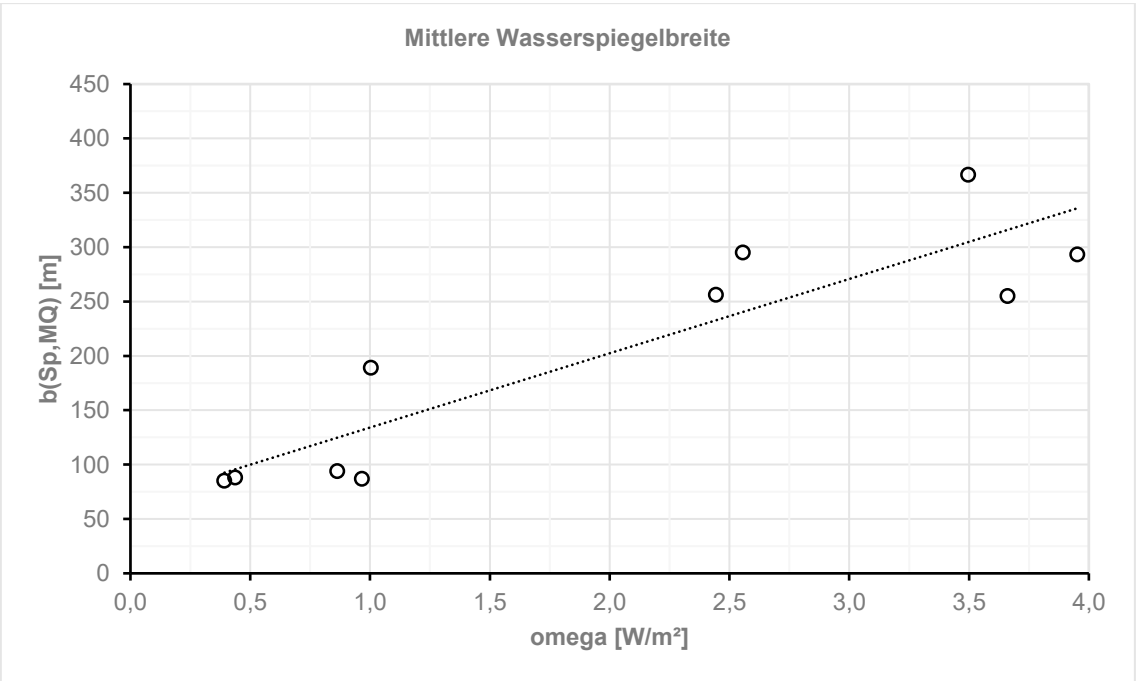


Abbildung D. 2: Mittlere Wasserspiegelbreite im Verhältnis zur Flussleistung bei MQ, für die Flüsse 118, 120, 208, und 214 aus LEOPOLD UND WOLMAN (1957), 89, 90 und 93 aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989) und USGS (2018) sowie Untere Havel, Mittlere Elbe und Narew

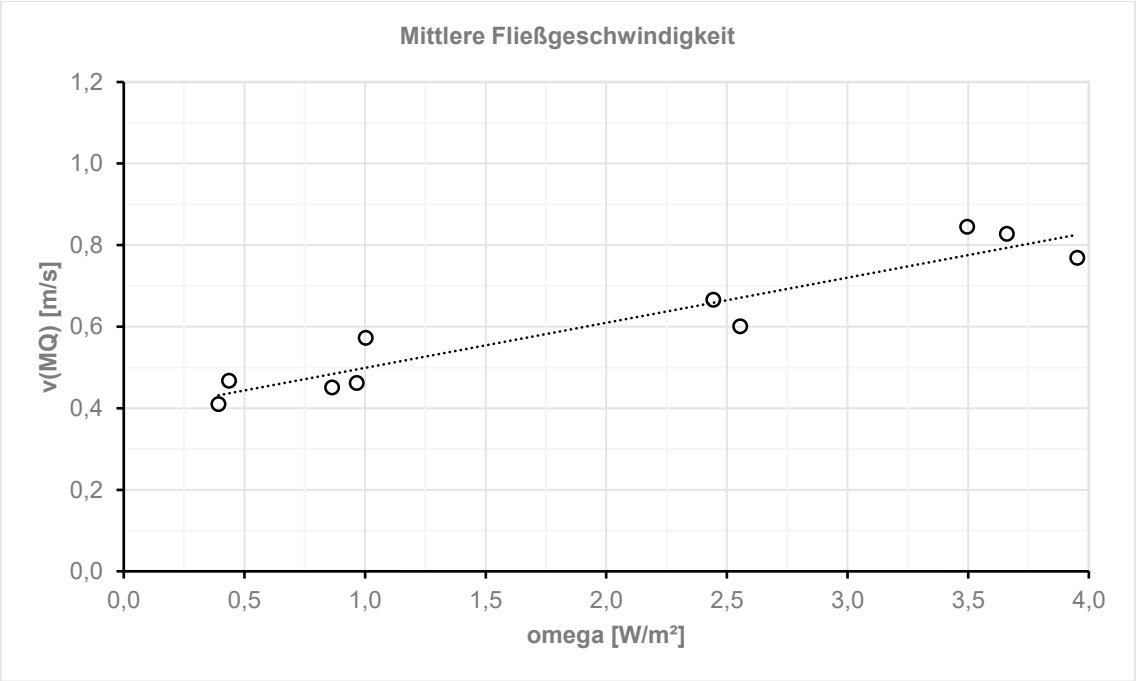


Abbildung D. 3: Mittlere Fließgeschwindigkeit im Verhältnis zur Flussleistung bei MQ, für die Flüsse 118, 120, 208, und 214 aus LEOPOLD UND WOLMAN (1957), 89, 90 und 93 aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989) und USGS (2018) sowie Untere Havel, Mittlere Elbe und Narew

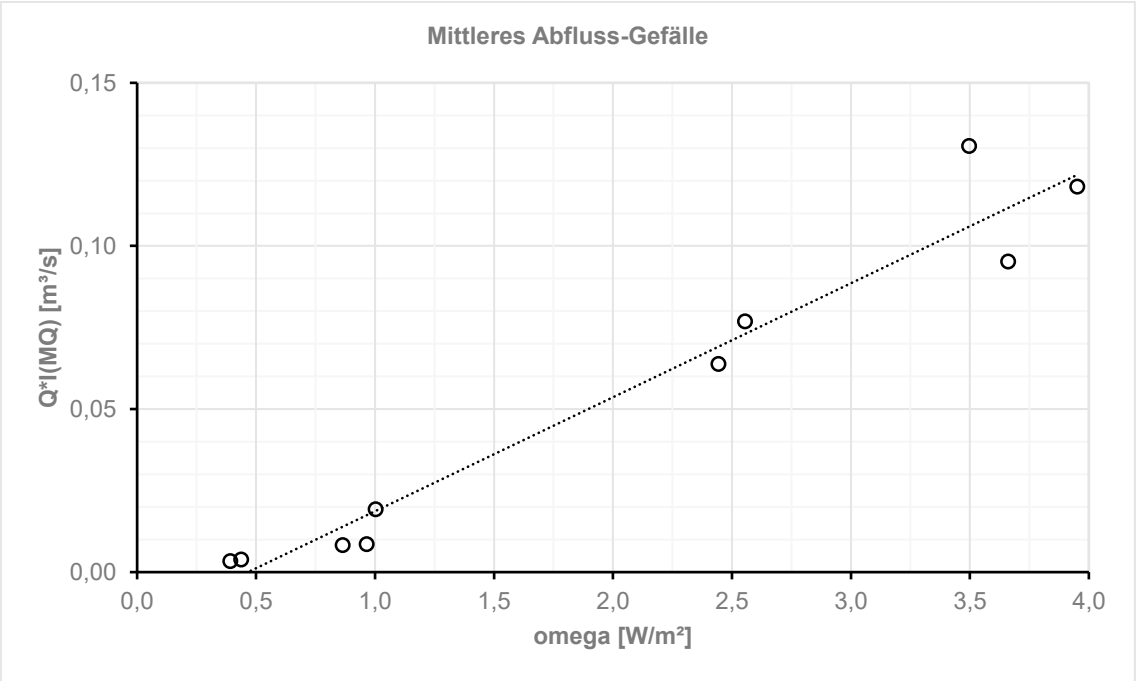


Abbildung D. 4: Mittleres Produkt aus Abfluss und Wasserspiegelgefälle im Verhältnis zur Flussleistung bei MQ, für die Flüsse 118, 120, 208, und 214 aus LEOPOLD UND WOLMAN (1957), 89, 90 und 93 aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989) und USGS (2018) sowie Untere Havel, Mittlere Elbe und Narew

Abbildung D. 5: Wassertiefe im Verhältnis zum Abfluss für den Wisconsin River (Datensatz 89) aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989)

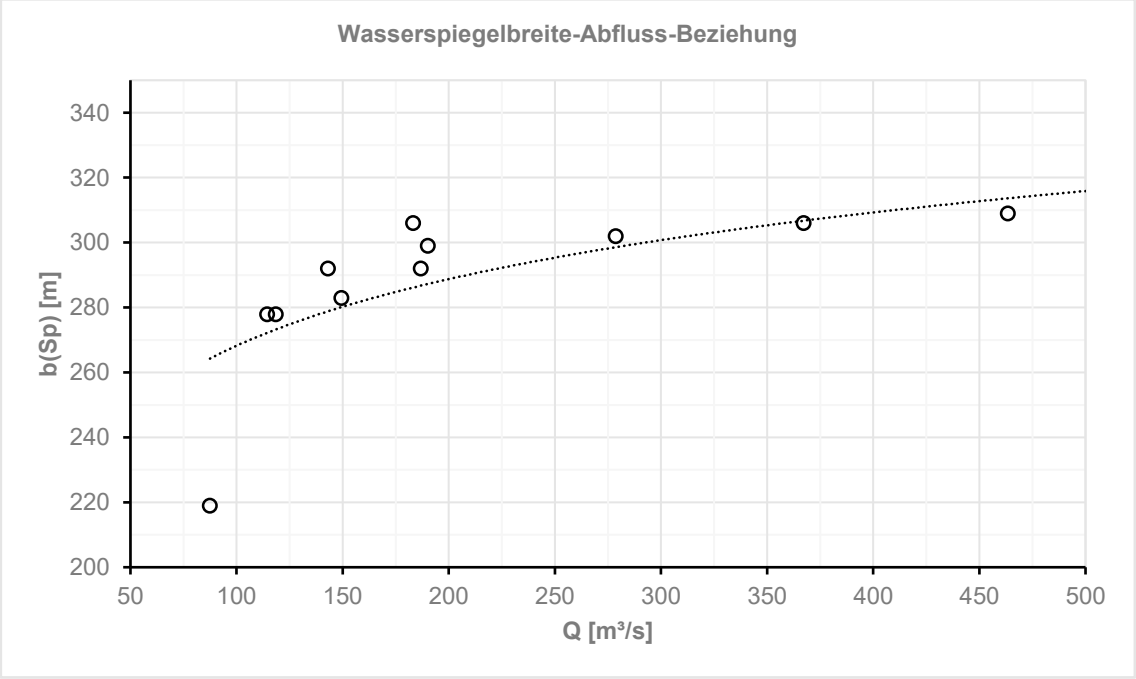


Abbildung D. 6: Wasserspiegelbreite im Verhältnis zum Abfluss für den Wisconsin River (Datensatz 89) aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989)

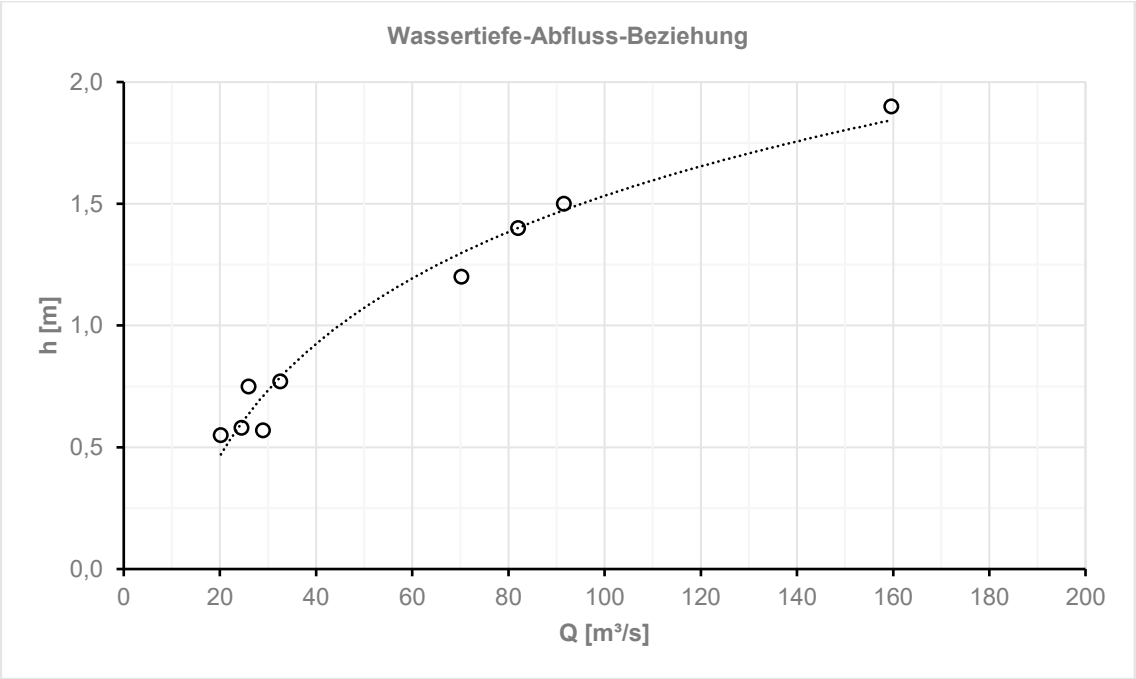


Abbildung D. 7: Wassertiefe im Verhältnis zum Abfluss für den Black River (Datensatz 90) aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989)

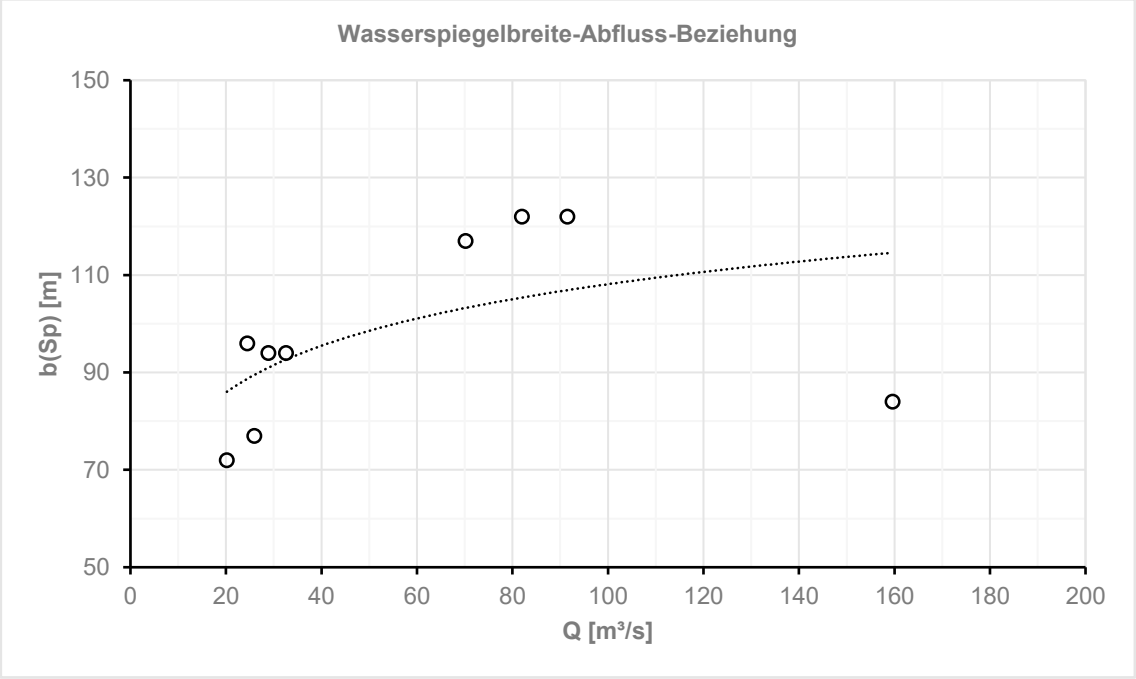


Abbildung D. 8: Wasserspiegelbreite im Verhältnis zum Abfluss für den Black River (Datensatz 90) aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989)

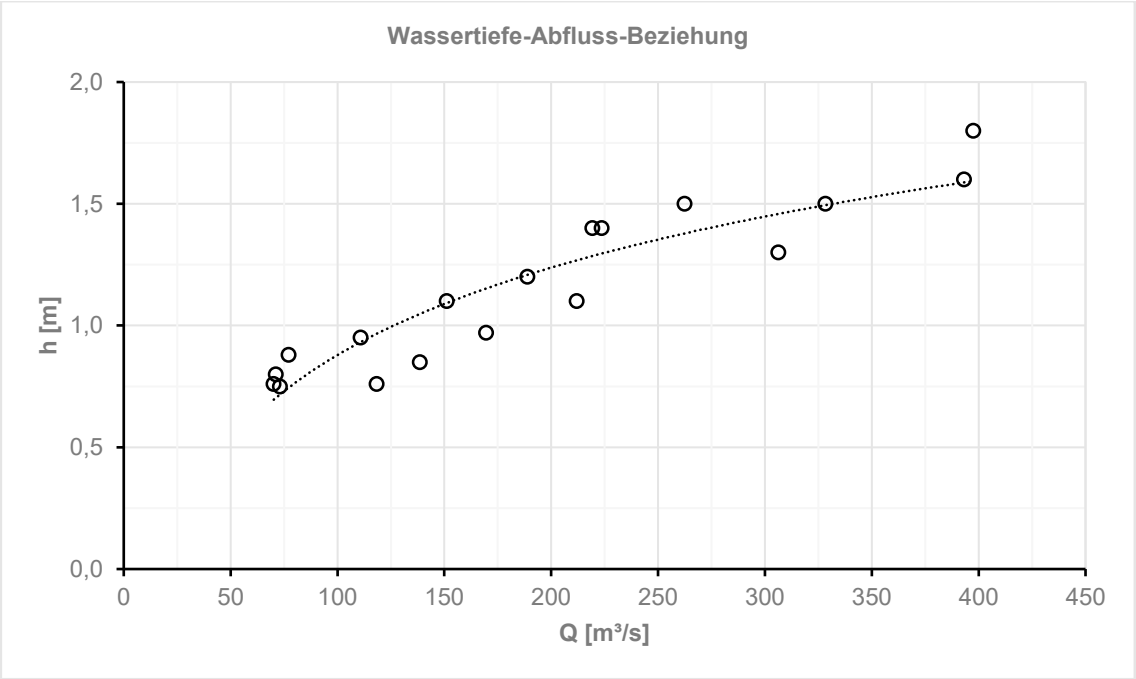


Abbildung D. 9: Wassertiefe im Verhältnis zum Abfluss für den Chippewa River (Datensatz 93) aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989)

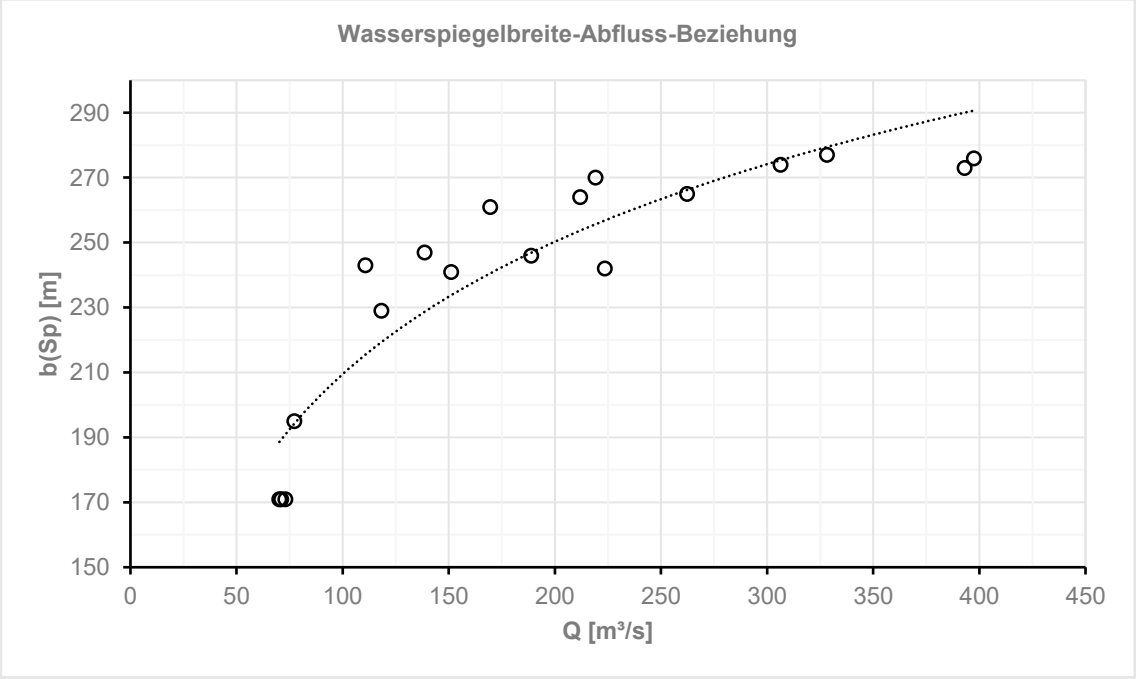


Abbildung D. 10: Wasserspiegelbreite im Verhältnis zum Abfluss für den Chippewa River (Datensatz 93) aus WILLIAMS UND ROSGEN (1989)

9 Lebenslauf

Name	Rocco Buchta
Geboren	01.01.1965 in Rathenow
Nationalität	Deutscher
Familienstand	verheiratet
Kinder	eine Tochter, zwei Söhne

Schulausbildung

9/1971-9/1981	POS "Geschwister Scholl" in Premnitz, 10. Klasse

Berufsausbildung

9/1981-2/1984	Lehre als Werkzeugmacher im Plastverarbeitungswerk Schwerin und im Chemiefaserwerk Premnitz, in letzterem fand die Spezialisierung statt

Studium

9/1987-9/1990	Ingenieurschule für Maschinenbau und Elektrotechnik in Magdeburg, Maschineningenieur mit Spezialisierungsrichtung Allgemeiner Maschinenbau – Konstruktion
9/1991-7/1992	Fachhochschule Magdeburg, Diplomingenieur (FH) in der oben genannten Fachrichtung
4/1994-11/96	Technische Universität Dresden (Fernstudium), Diplomingenieur in der Studienrichtung Allgemeiner Maschinenbau, mit der Spezialisierung Strömungsmechanik / Thermofluiddynamik

Wehrdienst

5/1984-5/1987	dreijährige Dienstzeit bei den Luftstreitkräften der DDR, als Mechaniker für Flugzeugakkumulatoren

Berufstätigkeit

2/1984-5/1984	VEB Chemiefaserwerk "Friedrich Engels" Premnitz in der Abteilung Magnetbandkassette, als Werkzeugmacher mit Spezialisierung Form- und Schneidwerkzeuge
5/1987-9/1987	wie 2/1984-5/1984
9/1990-9/1991	Kreisverwaltung Rathenow im Sachgebiet Landschaftsplanung, als Sachbearbeiter für Landschaftsplanung
8/1992-4/1993	Aufbau des Naturparkes „Westhavelland“ im Rahmen einer ABM des Fördervereins „Untere Havelniederung“ und eines vierwöchigen Werkvertrages mit dem MUNR

5/1993-1/1995	Leiter der Regionalgruppe „West“ und Wasserwirtschaftler beim Ökologischen Berufsförderungs-, Bildungs- und Forschungswerk Brandenburg - Umweltservice GmbH
2/1995-6/1998	Referent für den Aufbau des Naturparkes Westhavelland bei der Landesanstalt für Großschutzgebiete
seit 6/1998	Leiter des Naturparkes Westhavelland, zunächst bei der Landesanstalt für Großschutzgebiete, dann nach Restrukturierung im Landesumweltamt Brandenburg – Abteilung Großschutzgebiete
10/2008-9/2009	Projektleiter des Gewässerrandstreifenprojektes „Untere Havelniederung“ beim NABU e.V. – im Rahmen einer zeitweiligen Beurlaubung als Leiter des Naturparks Westhavelland
seit 3/2010	Projektleiter des Gewässerrandstreifenprojektes „Untere Havelniederung“ beim NABU e.V. – im Rahmen einer zeitweiligen Beurlaubung als Leiter des Naturparks Westhavelland
seit 3/2010	Leiter des NABU Instituts für Fluss- und Auenökologie

Politische und nebenberufliche Tätigkeit

09/2008-5/2017	Mitglied des Kreistages Havelland, hier Mitglied des Kreisausschusses sowie des Ausschusses für Wirtschaftsförderung und Tourismus, Stellvertretender Fraktionsvorsitzender und Fraktionsgeschäftsführer, dann Fraktionsvorsitzender
03/2009-5/2017	Mitglied des Aufsichtsrates der Havelländischen Abfallwirtschaftsgesellschaft mbH
01/2015-3/2016	Mitglied des Aufsichtsrates der Havelland Kliniken GmbH

Ehrenamtliche Tätigkeit

seit 10/1990 aktives Mitglied im NABU, unter anderem:

- als Vorsitzender des Fördervereins Untere Havelniederung (hier Aufbau des Naturparkes Westhavelland und Initiierung des Gewässerrandstreifenprojektes Untere Havelniederung), bis zur Überführung in die NABU-Stiftung
- Erarbeitung des Konzeptes „Flüsse zwischen Ost und West“, als Grundlage für die Elbe-Erklärung vom 05.09.1996
- Erarbeitung eines Konzeptes für die Renaturierung der Untere Havel 1997 und Weiterentwicklung

- Vertretung des NABU in der Arbeitsgruppe „Elbe-Erklärung“ des BMVBW/BMVBS und der Umweltverbände
- Gründung und Sprecher des Bundesfachausschusses Lebendige Flüsse, hier maßgebliche Mitwirkung am NABU-Leitbild „Lebendige Flüsse“

3/2006-5/2017 Mitglied im Vorstand des Tourismusverbandes Havelland, seit 7/2007 stellvertretender Vorsitzender

Veröffentlichungen

Buchta, R. (1994a). „Eingriffe durch das Projekt 17 Deutsche Einheit und den Bundesverkehrswegeplan aus der Sicht eines Naturschutzverbandes.“ *Schriftenreihe des Deutschen Rates für Landespflege*, Heft 64, Seiten 38 – 40

Buchta, R. (1994b). „Ökologische Auswirkungen des Projektes Nr. 17 – Risikoanalyse (2. überarbeitete Fassung).“ unveröffentlicht

Buchta, R. (1995). „Flüsse zwischen Ost und West – Konzept für die Entwicklung der großen ostdeutschen Fließgewässer unter Berücksichtigung der Belange der Schiffahrt.“ Selbstverlag Michael-Otto-Stiftung für Umweltschutz, Hamburg

Buchta, R. (1995). „Flüsse zwischen Ost und West.“ *Das 2. Elbe-Colloquium*, Edition Arcum, Herausgeber Michael-Otto-Stiftung für Umweltschutz, Hamburg

Buchta, R. (1996). „Das Schutzgebietssystem im geplanten Naturpark Westhavelland / Brandenburg.“ *Die Untere Havelniederung und ihre international herausragende Bedeutung für den Naturschutz – Havelreport I*, Seiten 76 – 85

Buchta, R. (2003). „Hochwasserschutz und Landnutzung in der Unteren Havelniederung – Schlussfolgerungen aus dem Elbe-Hochwasser vom August 2002.“ *Naturschutz und Landschaftspflege in Brandenburg, Jahrgang 12, Heft 3, 2003*, Seiten 80 – 84, Brandenburgische Universitätsdruckerei und Verlagsgesellschaft Potsdam mbH

Buchta, R. (2005). „Lebendige Flüsse – eine Vision?“ *Wann kommt die nächste Flut, ISBN 3-86634-012-5,* Seiten 140 – 142, Projekt-Verlag188, Halle

Milbradt, P., Buchta, R. (2010). „Morphodynamisches Design von Renaturierungsmaßnahmen im Gewässerrandstreifenprojekt Untere Havelniederung.“ *Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 40, ISBN 978-3-86780-135-5,* Seiten 347 – 359, Selbstverlag der Technischen Universität Dresden

Buchta, R. (2014). „Untere Havelniederung zwischen Pritzerbe und Gnevsdorf – ein Naturschutzprojekt mit gesamtstaatlicher Repräsentanz.“ *Moore in Brandenburg und Berlin, ISBN 978-3-942062-13-8,* Seiten 304 – 313, Verlag Natur+Text, Rangsdorf

Buchta, R. (2017). „Hydrographie und Gewässernetz; A6, A7, A9, A11; B11, B21; C4, C10, C11.“ *Landschaften in Deutschland Werte der deutschen Heimat, Band 74 – Das Havelland um Rathenow und Premnitz, ISBN 978-3-412-22297-0,* Böhlau Verlag Köln, Weimar, Wien

Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung
Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 61
70569 Stuttgart (Vaihingen)
Telefon (0711) 685 - 60156
Telefax (0711) 685 - 51073
E-Mail: iws@iws.uni-stuttgart.de
http://www.iws.uni-stuttgart.de

Direktoren
Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. András Bárdossy
Prof. Dr.-Ing. Rainer Helmig
Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Nowak
Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht

Vorstand *(Stand 1.5.2019)*
Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. A. Bárdossy
Prof. Dr.-Ing. R. Helmig
Prof. Dr.-Ing. W. Nowak
Prof. Dr.-Ing. S. Wieprecht
Prof. Dr. J.A. Sander Huisman
Jürgen Braun, PhD
apl. Prof. Dr.-Ing. H. Class
PD Dr.-Ing. Claus Haslauer
Stefan Haun, PhD
PD Dr.-Ing. habil. Sergey Oladyshkin
Dr. rer. nat. J. Seidel
Dr.-Ing. K. Terheiden

Emeriti
Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Jürgen Giesecke
Prof. Dr.h.c. Dr.-Ing. E.h. Helmut Kobus, PhD

Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft
Leiterin: Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht
Stellv.: Dr.-Ing. Kristina Terheiden
Versuchsanstalt für Wasserbau
Leiter: Stefan Haun, PhD

Lehrstuhl für Hydromechanik und Hydrosystemmodellierung
Leiter: Prof. Dr.-Ing. Rainer Helmig
Stellv.: apl. Prof. Dr.-Ing. Holger Class

Lehrstuhl für Hydrologie und Geohydrologie
Leiter: Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. András Bárdossy
Stellv.: Dr. rer. nat. Jochen Seidel
Hydrogeophysik der Vadosen Zone
(mit Forschungszentrum Jülich)
Leiter: Prof. Dr. J.A. Sander Huisman

Lehrstuhl für Stochastische Simulation und Sicherheitsforschung für Hydrosysteme
Leiter: Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Nowak
Stellv.: PD Dr.-Ing. habil. Sergey Oladyshkin

***VEGAS,* Versuchseinrichtung zur Grundwasser- und Altlastensanierung**
Leiter: Jürgen Braun, PhD
PD Dr.-Ing. Claus Haslauer

Verzeichnis der Mitteilungshefte

1 Röhnisch, Arthur: *Die Bemühungen um eine Wasserbauliche Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart*, und
Fattah Abouleid, Abdel: *Beitrag zur Berechnung einer in lockeren Sand gerammten, zweifach verankerten Spundwand*, 1963

2 Marotz, Günter: *Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von dichten Asphaltbelägen im Großwasserbau*, 1964

3 Gurr, Siegfried: *Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter ebener Flächentrag-werke unter besonderer Berücksichtigung ebener Stauwände, mit Hilfe von Rand-wert- und Lastwertmatrizen*, 1965

4 Plica, Peter: *Ein Beitrag zur Anwendung von Schalenkonstruktionen im Stahlwasserbau*, und
Petrikat, Kurt: *Möglichkeiten und Grenzen des wasserbaulichen Versuchswesens*, 1966

5 Plate, Erich: *Beitrag zur Bestimmung der Windgeschwindigkeitsverteilung in der durch eine Wand gestörten bodennahen Luftschicht*, und
Röhnisch, Arthur; Marotz, Günter: *Neue Baustoffe und Bauausführungen für den Schutz der Böschungen und der Sohle von Kanälen, Flüssen und Häfen; Gestehungskosten und jeweilige Vorteile*, sowie
Unny, T.E.: *Schwingungsuntersuchungen am Kegelstrahlschieber*, 1967

6 Seiler, Erich: *Die Ermittlung des Anlagenwertes der bundeseigenen Binnenschiffahrtsstraßen und Talsperren und des Anteils der Binnenschiffahrt an diesem Wert*, 1967

7 *Sonderheft anläßlich des 65. Geburtstages von Prof. Arthur Röhnisch mit Beiträgen von* Benk, Dieter; Breitling, J.; Gurr, Siegfried; Haberhauer, Robert; Honekamp, Hermann; Kuz, Klaus Dieter; Marotz, Günter; Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg; Miller, Rudolf; Plate, Erich J.; Radomski, Helge; Schwarz, Helmut; Vollmer, Ernst; Wildenhahn, Eberhard; 1967

8 Jumikis, Alfred: *Beitrag zur experimentellen Untersuchung des Wassernachschubs in einem gefrierenden Boden und die Beurteilung der Ergebnisse*, 1968

9 Marotz, Günter: *Technische Grundlagen einer Wasserspeicherung im natürlichen Untergrund*, 1968

10 Radomski, Helge: *Untersuchungen über den Einfluß der Querschnittsform wellenförmiger Spundwände auf die statischen und rammtechnischen Eigenschaften*, 1968

11 Schwarz, Helmut: *Die Grenztragfähigkeit des Baugrundes bei Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als zweidimensionales Bruchproblem*, 1969

12 Erbel, Klaus: *Ein Beitrag zur Untersuchung der Metamorphose von Mittelgebirgsschneedecken unter besonderer Berücksichtigung eines Verfahrens zur Bestimmung der thermischen Schneequalität*, 1969

13 Westhaus, Karl-Heinz: *Der Strukturwandel in der Binnenschiffahrt und sein Einfluß auf den Ausbau der Binnenschiffskanäle*, 1969

14 Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg: *Ein Beitrag zur Berechnung des Erdwiderstandes unter Ansatz der logarithmischen Spirale als Gleitflächenfunktion*, 1970

15 Schulz, Manfred: *Berechnung des räumlichen Erddruckes auf die Wandung kreiszylindrischer Körper*, 1970

16 Mobasseri, Manoutschehr: *Die Rippenstützmauer. Konstruktion und Grenzen ihrer Standsicherheit*, 1970

17 Benk, Dieter: *Ein Beitrag zum Betrieb und zur Bemessung von Hochwasserrückhaltebecken*, 1970

18 Gàl, Attila: *Bestimmung der mitschwingenden Wassermasse bei überströmten Fischbauchklappen mit kreiszylindrischem Staublech*, 1971, vergriffen

19 Kuz, Klaus Dieter: *Ein Beitrag zur Frage des Einsetzens von Kavitationserscheinungen in einer Düsenströmung bei Berücksichtigung der im Wasser gelösten Gase*, 1971, vergriffen

20 Schaak, Hartmut: *Verteilleitungen von Wasserkraftanlagen*, 1971

21 *Sonderheft zur Eröffnung der neuen Versuchsanstalt des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart mit Beiträgen von* Brombach, Hansjörg; Dirksen, Wolfram; Gàl, Attila; Gerlach, Reinhard; Giesecke, Jürgen; Holthoff, Franz-Josef; Kuz, Klaus Dieter; Marotz, Günter; Minor, Hans-Erwin; Petrikat, Kurt; Röhnisch, Arthur; Rueff, Helge; Schwarz, Helmut; Vollmer, Ernst; Wildenhahn, Eberhard; 1972

22 Wang, Chung-su: *Ein Beitrag zur Berechnung der Schwingungen an Kegelstrahlschiebern*, 1972

23 Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg: *Erdwiderstandsbeiwerte nach dem Ohde-Variationsverfahren*, 1972

24 Minor, Hans-Erwin: *Beitrag zur Bestimmung der Schwingungsanfachungsfunktionen überströmter Stauklappen*, 1972, vergriffen

25 Brombach, Hansjörg: *Untersuchung strömungsmechanischer Elemente (Fluidik) und die Möglichkeit der Anwendung von Wirbelkammerelementen im Wasserbau*, 1972, vergriffen

26 Wildenhahn, Eberhard: *Beitrag zur Berechnung von Horizontalfilterbrunnen*, 1972

27 Steinlein, Helmut: *Die Eliminierung der Schwebstoffe aus Flußwasser zum Zweck der unterirdischen Wasserspeicherung, gezeigt am Beispiel der Iller*, 1972

28 Holthoff, Franz Josef: *Die Überwindung großer Hubhöhen in der Binnenschiffahrt durch Schwimmerhebewerke*, 1973

29 Röder, Karl: *Einwirkungen aus Baugrundbewegungen auf trog- und kastenförmige Konstruktionen des Wasser- und Tunnelbaues*, 1973

30 Kretschmer, Heinz: *Die Bemessung von Bogenstaumauern in Abhängigkeit von der Talform*, 1973

31 Honekamp, Hermann: *Beitrag zur Berechnung der Montage von Unterwasserpipelines*, 1973

32 Giesecke, Jürgen: *Die Wirbelkammertriode als neuartiges Steuerorgan im Wasserbau*, und Brombach, Hansjörg: *Entwicklung, Bauformen, Wirkungsweise und Steuereigenschaften von Wirbelkammerverstärkern*, 1974

33 Rueff, Helge: *Untersuchung der schwingungserregenden Kräfte an zwei hintereinander angeordneten Tiefschützen unter besonderer Berücksichtigung von Kavitation*, 1974

34 Röhnisch, Arthur: *Einpreßversuche mit Zementmörtel für Spannbeton - Vergleich der Ergebnisse von Modellversuchen mit Ausführungen in Hüllwellrohren*, 1975

35 *Sonderheft anläßlich des 65. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. Kurt Petrikat mit Beiträgen von*: Brombach, Hansjörg; Erbel, Klaus; Flinspach, Dieter; Fischer jr., Richard; Gàl, Attila; Gerlach, Reinhard; Giesecke, Jürgen; Haberhauer, Robert; Hafner Edzard; Hausenblas, Bernhard; Horlacher, Hans-Burkhard; Hutarew, Andreas; Knoll, Manfred; Krummet, Ralph; Marotz, Günter; Merkle, Theodor; Miller, Christoph; Minor, Hans-Erwin; Neumayer, Hans; Rao, Syamala; Rath, Paul; Rueff, Helge; Ruppert, Jürgen; Schwarz, Wolfgang; Topal-Gökceli, Mehmet; Vollmer, Ernst; Wang, Chung-su; Weber, Hans-Georg; 1975

36 Berger, Jochum: *Beitrag zur Berechnung des Spannungszustandes in rotationssymmetrisch belasteten Kugelschalen veränderlicher Wandstärke unter Gas- und Flüssigkeitsdruck durch Integration schwach singulärer Differentialgleichungen*, 1975

37 Dirksen, Wolfram: *Berechnung instationärer Abflußvorgänge in gestauten Gerinnen mittels Differenzenverfahren und die Anwendung auf Hochwasserrückhaltebecken*, 1976

38 Horlacher, Hans-Burkhard: *Berechnung instationärer Temperatur- und Wärmespannungsfelder in langen mehrschichtigen Hohlzylindern*, 1976

39 Hafner, Edzard: *Untersuchung der hydrodynamischen Kräfte auf Baukörper im Tiefwasserbereich des Meeres*, 1977, ISBN 3-921694-39-6

40 Ruppert, Jürgen: *Über den Axialwirbelkammerverstärker für den Einsatz im Wasserbau*, 1977, ISBN 3-921694-40-X

41 Hutarew, Andreas: *Beitrag zur Beeinflußbarkeit des Sauerstoffgehalts in Fließgewässern an Abstürzen und Wehren*, 1977, ISBN 3-921694-41-8, vergriffen

42 Miller, Christoph: *Ein Beitrag zur Bestimmung der schwingungserregenden Kräfte an unterströmten Wehren*, 1977, ISBN 3-921694-42-6

43 Schwarz, Wolfgang: *Druckstoßberechnung unter Berücksichtigung der Radial- und Längsverschiebungen der Rohrwandung*, 1978, ISBN 3-921694-43-4

44 Kinzelbach, Wolfgang: *Numerische Untersuchungen über den optimalen Einsatz variabler Kühlsysteme einer Kraftwerkskette am Beispiel Oberrhein*, 1978, ISBN 3-921694-44-2

45 Barczewski, Baldur: *Neue Meßmethoden für Wasser-Luftgemische und deren Anwendung auf zweiphasige Auftriebsstrahlen*, 1979, ISBN 3-921694-45-0

46 Neumayer, Hans: *Untersuchung der Strömungsvorgänge in radialen Wirbelkammerverstärkern*, 1979, ISBN 3-921694-46-9

47 Elalfy, Youssef-Elhassan: *Untersuchung der Strömungsvorgänge in Wirbelkammerdioden und -drosseln*, 1979, ISBN 3-921694-47-7

48 Brombach, Hansjörg: *Automatisierung der Bewirtschaftung von Wasserspeichern*, 1981, ISBN 3-921694-48-5

49 Geldner, Peter: *Deterministische und stochastische Methoden zur Bestimmung der Selbstdichtung von Gewässern*, 1981, ISBN 3-921694-49-3, vergriffen

50 Mehlhorn, Hans: *Temperaturveränderungen im Grundwasser durch Brauchwassereinleitungen*, 1982, ISBN 3-921694-50-7, *vergriffen*

51 Hafner, Edzard: *Rohrleitungen und Behälter im Meer*, 1983, ISBN 3-921694-51-5

52 Rinnert, Bernd: *Hydrodynamische Dispersion in porösen Medien: Einfluß von Dichteunterschieden auf die Vertikalvermischung in horizontaler Strömung*, 1983, ISBN 3-921694-52-3, *vergriffen*

53 Lindner, Wulf: *Steuerung von Grundwasserentnahmen unter Einhaltung ökologischer Kriterien*, 1983, ISBN 3-921694-53-1, *vergriffen*

54 Herr, Michael; Herzer, Jörg; Kinzelbach, Wolfgang; Kobus, Helmut; Rinnert, Bernd: *Methoden zur rechnerischen Erfassung und hydraulischen Sanierung von Grundwasserkontaminationen*, 1983, ISBN 3-921694-54-X

55 Schmitt, Paul: *Wege zur Automatisierung der Niederschlagsermittlung*, 1984, ISBN 3-921694-55-8, *vergriffen*

56 Müller, Peter: *Transport und selektive Sedimentation von Schwebstoffen bei gestautem Abfluß*, 1985, ISBN 3-921694-56-6

57 El-Qawasmeh, Fuad: *Möglichkeiten und Grenzen der Tropfbewässerung unter besonderer Berücksichtigung der Verstopfungsanfälligkeit der Tropfelemente*, 1985, ISBN 3-921694-57-4, *vergriffen*

58 Kirchenbaur, Klaus: *Mikroprozessorgesteuerte Erfassung instationärer Druckfelder am Beispiel seegangsbelasteter Baukörper*, 1985, ISBN 3-921694-58-2

59 Kobus, Helmut (Hrsg.): *Modellierung des großräumigen Wärme- und Schadstofftransports im Grundwasser*, Tätigkeitsbericht 1984/85 (DFG-Forschergruppe an den Universitäten Hohenheim, Karlsruhe und Stuttgart), 1985, ISBN 3-921694-59-0, *vergriffen*

60 Spitz, Karlheinz: *Dispersion in porösen Medien: Einfluß von Inhomogenitäten und Dichteunterschieden*, 1985, ISBN 3-921694-60-4, *vergriffen*

61 Kobus, Helmut: *An Introduction to Air-Water Flows in Hydraulics*, 1985, ISBN 3-921694-61-2

62 Kaleris, Vassilios: *Erfassung des Austausches von Oberflächen- und Grundwasser in horizontalebenen Grundwassermodellen*, 1986, ISBN 3-921694-62-0

63 Herr, Michael: *Grundlagen der hydraulischen Sanierung verunreinigter Porengrundwasserleiter*, 1987, ISBN 3-921694-63-9

64 Marx, Walter: *Berechnung von Temperatur und Spannung in Massenbeton infolge Hydratation*, 1987, ISBN 3-921694-64-7

65 Koschitzky, Hans-Peter: *Dimensionierungskonzept für Sohlbelüfter in Schußrinnen zur Vermeidung von Kavitationsschäden*, 1987, ISBN 3-921694-65-5

66 Kobus, Helmut (Hrsg.): *Modellierung des großräumigen Wärme- und Schadstofftransports im Grundwasser*, Tätigkeitsbericht 1986/87 (DFG-Forschergruppe an den Universitäten Hohenheim, Karlsruhe und Stuttgart) 1987, ISBN 3-921694-66-3

67 Söll, Thomas: *Berechnungsverfahren zur Abschätzung anthropogener Temperaturanomalien im Grundwasser*, 1988, ISBN 3-921694-67-1

68 Dittrich, Andreas; Westrich, Bernd: *Bodenseeufererosion, Bestandsaufnahme und Bewertung*, 1988, ISBN 3-921694-68-X, *vergriffen*

69 Huwe, Bernd; van der Ploeg, Rienk R.: *Modelle zur Simulation des Stickstoffhaushaltes von Standorten mit unterschiedlicher landwirtschaftlicher Nutzung*, 1988, ISBN 3-921694-69-8, *vergriffen*

70 Stephan, Karl: *Integration elliptischer Funktionen*, 1988, ISBN 3-921694-70-1

71 Kobus, Helmut; Zilliox, Lothaire (Hrsg.): *Nitratbelastung des Grundwassers, Auswirkungen der Landwirtschaft auf die Grundwasser- und Rohwasserbeschaffenheit und Maßnahmen zum Schutz des Grundwassers*. Vorträge des deutsch-französischen Kolloquiums am 6. Oktober 1988, Universitäten Stuttgart und Louis Pasteur Strasbourg (Vorträge in deutsch oder französisch, Kurzfassungen zweisprachig), 1988, ISBN 3-921694-71-X

72 Soyeaux, Renald: *Unterströmung von Stauanlagen auf klüftigem Untergrund unter Berücksichtigung laminarer und turbulenter Fließzustände*,1991, ISBN 3-921694-72-8

73 Kohane, Roberto: *Berechnungsmethoden für Hochwasserabfluß in Fließgewässern mit überströmten Vorländern*, 1991, ISBN 3-921694-73-6

74 Hassinger, Reinhard: *Beitrag zur Hydraulik und Bemessung von Blocksteinrampen in flexibler Bauweise*, 1991, ISBN 3-921694-74-4, vergriffen

75 Schäfer, Gerhard: *Einfluß von Schichtenstrukturen und lokalen Einlagerungen auf die Längsdispersion in Porengrundwasserleitern*, 1991, ISBN 3-921694-75-2

76 Giesecke, Jürgen: *Vorträge, Wasserwirtschaft in stark besiedelten Regionen; Umweltforschung mit Schwerpunkt Wasserwirtschaft*, 1991, ISBN 3-921694-76-0

77 Huwe, Bernd: *Deterministische und stochastische Ansätze zur Modellierung des Stickstoffhaushalts landwirtschaftlich genutzter Flächen auf unterschiedlichem Skalenniveau*, 1992, ISBN 3-921694-77-9, vergriffen

78 Rommel, Michael: *Verwendung von Kluftdaten zur realitätsnahen Generierung von Kluftnetzen mit anschließender laminar-turbulenter Strömungsberechnung*, 1993, ISBN 3-92 1694-78-7

79 Marschall, Paul: *Die Ermittlung lokaler Stofffrachten im Grundwasser mit Hilfe von Einbohrloch-Meßverfahren*, 1993, ISBN 3-921694-79-5, vergriffen

80 Ptak, Thomas: *Stofftransport in heterogenen Porenaquiferen: Felduntersuchungen und stochastische Modellierung*, 1993, ISBN 3-921694-80-9, vergriffen

81 Haakh, Frieder: *Transientes Strömungsverhalten in Wirbelkammern,* 1993, ISBN 3-921694-81-7

82 Kobus, Helmut; Cirpka, Olaf; Barczewski, Baldur; Koschitzky, Hans-Peter: *Versuchseinrichtung zur Grundwasser- und Altlastensanierung VEGAS, Konzeption und Programmrahmen*, 1993, ISBN 3-921694-82-5

83 Zang, Weidong: *Optimaler Echtzeit-Betrieb eines Speichers mit aktueller Abflußregenerierung*, 1994, ISBN 3-921694-83-3, vergriffen

84 Franke, Hans-Jörg: *Stochastische Modellierung eines flächenhaften Stoffeintrages und Transports in Grundwasser am Beispiel der Pflanzenschutzmittelproblematik*, 1995, ISBN 3-921694-84-1

85 Lang, Ulrich: *Simulation regionaler Strömungs- und Transportvorgänge in Karstaquiferen mit Hilfe des Doppelkontinuum-Ansatzes: Methodenentwicklung und Parameteridentifikation*, 1995, ISBN 3-921694-85-X, vergriffen

86 Helmig, Rainer: *Einführung in die Numerischen Methoden der Hydromechanik*, 1996, ISBN 3-921694-86-8, vergriffen

87 Cirpka, Olaf: *CONTRACT: A Numerical Tool for Contaminant Transport and Chemical Transformations - Theory and Program Documentation -*, 1996, ISBN 3-921694-87-6

88 Haberlandt, Uwe: *Stochastische Synthese und Regionalisierung des Niederschlages für Schmutzfrachtberechnungen*, 1996, ISBN 3-921694-88-4

89 Croisé, Jean: *Extraktion von flüchtigen Chemikalien aus natürlichen Lockergesteinen mittels erzwungener Luftströmung*, 1996, ISBN 3-921694-89-2, vergriffen

90 Jorde, Klaus: *Ökologisch begründete, dynamische Mindestwasserregelungen bei Ausleitungskraftwerken*, 1997, ISBN 3-921694-90-6, vergriffen

91 Helmig, Rainer: *Gekoppelte Strömungs- und Transportprozesse im Untergrund - Ein Beitrag zur Hydrosystemmodellierung-*, 1998, ISBN 3-921694-91-4, vergriffen

92 Emmert, Martin: *Numerische Modellierung nichtisothermer Gas-Wasser Systeme in porösen Medien,* 1997, ISBN 3-921694-92-2

93 Kern, Ulrich: *Transport von Schweb- und Schadstoffen in staugeregelten Fließgewässern am Beispiel des Neckars*, 1997, ISBN 3-921694-93-0, vergriffen

94 Förster, Georg: *Druckstoßdämpfung durch große Luftblasen in Hochpunkten von Rohrleitungen 1997*, ISBN 3-921694-94-9

95 Cirpka, Olaf: *Numerische Methoden zur Simulation des reaktiven Mehrkomponententransports im Grundwasser*, 1997, ISBN 3-921694-95-7, *vergriffen*

96 Färber, Arne: *Wärmetransport in der ungesättigten Bodenzone: Entwicklung einer thermischen In-situ-Sanierungstechnologie*, 1997, ISBN 3-921694-96-5

97 Betz, Christoph: *Wasserdampfdestillation von Schadstoffen im porösen Medium: Entwicklung einer thermischen In-situ-Sanierungstechnologie*, 1998, SBN 3-921694-97-3

98 Xu, Yichun: *Numerical Modeling of Suspended Sediment Transport in Rivers*, 1998, ISBN 3-921694-98-1, *vergriffen*

99 Wüst, Wolfgang: *Geochemische Untersuchungen zur Sanierung CKW-kontaminierter Aquifere mit Fe(0)-Reaktionswänden,* 2000, ISBN 3-933761-02-2

100 Sheta, Hussam: *Simulation von Mehrphasenvorgängen in porösen Medien unter Einbeziehung von Hysterese-Effekten*, 2000, ISBN 3-933761-03-4

101 Ayros, Edwin: *Regionalisierung extremer Abflüsse auf der Grundlage statistischer Verfahren*, 2000, ISBN 3-933761-04-2, *vergriffen*

102 Huber, Ralf: *Compositional Multiphase Flow and Transport in Heterogeneous Porous Media*, 2000, ISBN 3-933761-05-0

103 Braun, Christopherus: *Ein Upscaling-Verfahren für Mehrphasenströmungen in porösen Medien*, 2000, ISBN 3-933761-06-9

104 Hofmann, Bernd: *Entwicklung eines rechnergestützten Managementsystems zur Beurteilung von Grundwasserschadensfällen*, 2000, ISBN 3-933761-07-7

105 Class, Holger: *Theorie und numerische Modellierung nichtisothermer Mehrphasenprozesse in NAPL-kontaminierten porösen Medien,* 2001, ISBN 3-933761-08-5

106 Schmidt, Reinhard: *Wasserdampf- und Heißluftinjektion zur thermischen Sanierung kontaminierter Standorte*, 2001, ISBN 3-933761-09-3

107 Josef, Reinhold: *Schadstoffextraktion mit hydraulischen Sanierungsverfahren unter Anwendung von grenzflächenaktiven Stoffen*, 2001, ISBN 3-933761-10-7

108 Schneider, Matthias: *Habitat- und Abflussmodellierung für Fließgewässer mit unscharfen Berechnungsansätzen*, 2001, ISBN 3-933761-11-5

109 Rathgeb, Andreas: *Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämmen*, 2001, ISBN 3-933761-12-3

110 Lang, Stefan: *Parallele numerische Simulation instätionärer Probleme mit adaptiven Methoden auf unstrukturierten Gittern*, 2001, ISBN 3-933761-13-1

111 Appt, Jochen; Stumpp Simone: *Die Bodensee-Messkampagne 2001, IWS/CWR Lake Constance Measurement Program 2001*, 2002, ISBN 3-933761-14-X

112 Heimerl, Stephan: *Systematische Beurteilung von Wasserkraftprojekten,* 2002, ISBN 3-933761-15-8, *vergriffen*

113 Iqbal, Amin: *On the Management and Salinity Control of Drip Irrigation,* 2002, ISBN 3-933761-16-6

114 Silberhorn-Hemminger, Annette: *Modellierung von Kluftaquifersystemen: Geostatistische Analyse und deterministisch-stochastische Kluftgenerierung,* 2002, ISBN 3-933761-17-4

115 Winkler, Angela: *Prozesse des Wärme- und Stofftransports bei der In-situ-Sanierung mit festen Wärmequellen,* 2003, ISBN 3-933761-18-2

116 Marx, Walter: *Wasserkraft, Bewässerung, Umwelt - Planungs- und Bewertungsschwerpunkte der Wasserbewirtschaftung,* 2003, ISBN 3-933761-19-0

117 Hinkelmann, Reinhard: *Efficient Numerical Methods and Information-Processing Techniques in Environment Water,* 2003, ISBN 3-933761-20-4

118 Samaniego-Eguiguren, Luis Eduardo: *Hydrological Consequences of Land Use / Land Cover and Climatic Changes in Mesoscale Catchments*, 2003, ISBN 3-933761-21-2

119 Neunhäuserer, Lina: *Diskretisierungsansätze zur Modellierung von Strömungs- und Transportprozessen in geklüftet-porösen Medien*, 2003, ISBN 3-933761-22-0

120 Paul, Maren: *Simulation of Two-Phase Flow in Heterogeneous Poros Media with Adaptive Methods*, 2003, ISBN 3-933761-23-9

121 Ehret, Uwe: *Rainfall and Flood Nowcasting in Small Catchments using Weather Radar*, 2003, ISBN 3-933761-24-7

122 Haag, Ingo: *Der Sauerstoffhaushalt staugeregelter Flüsse am Beispiel des Neckars - Analysen, Experimente, Simulationen -,* 2003, ISBN 3-933761-25-5

123 Appt, Jochen: *Analysis of Basin-Scale Internal Waves in Upper Lake Constance,* 2003, ISBN 3-933761-26-3

124 Hrsg.: Schrenk, Volker; Batereau, Katrin; Barczewski, Baldur; Weber, Karolin und Koschitzky, Hans-Peter: *Symposium Ressource Fläche und VEGAS - Statuskolloquium 2003, 30. September und 1. Oktober 2003,* 2003, ISBN 3-933761-27-1

125 Omar Khalil Ouda: *Optimisation of Agricultural Water Use: A Decision Support System for the Gaza Strip,* 2003, ISBN 3-933761-28-0

126 Batereau, Katrin: *Sensorbasierte Bodenluftmessung zur Vor-Ort-Erkundung von Schadensherden im Untergrund*, 2004, ISBN 3-933761-29-8

127 Witt, Oliver: *Erosionsstabilität von Gewässersedimenten mit Auswirkung auf den Stofftransport bei Hochwasser am Beispiel ausgewählter Stauhaltungen des Oberrheins*, 2004, ISBN 3-933761-30-1

128 Jakobs, Hartmut: *Simulation nicht-isothermer Gas-Wasser-Prozesse in komplexen Kluft-Matrix-Systemen*, 2004, ISBN 3-933761-31-X

129 Li, Chen-Chien: *Deterministisch-stochastisches Berechnungskonzept zur Beurteilung der Auswirkungen erosiver Hochwasserereignisse in Flussstauhaltungen,* 2004, ISBN 3-933761-32-8

130 Reichenberger, Volker; Helmig, Rainer; Jakobs, Hartmut; Bastian, Peter; Niessner, Jennifer: *Complex Gas-Water Processes in Discrete Fracture-Matrix Systems: Up-scaling, Mass-Conservative Discretization and Efficient Multilevel Solution,* 2004, ISBN 3-933761-33-6

131 Hrsg.: Barczewski, Baldur; Koschitzky, Hans-Peter; Weber, Karolin; Wege, Ralf: *VEGAS - Statuskolloquium 2004,* Tagungsband zur Veranstaltung am 05. Oktober 2004 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2004, ISBN 3-933761-34-4

132 Asie, Kemal Jabir: *Finite Volume Models for Multiphase Multicomponent Flow through Porous Media*. 2005, ISBN 3-933761-35-2

133 Jacoub, George: *Development of a 2-D Numerical Module for Particulate Contaminant Transport in Flood Retention Reservoirs and Impounded Rivers,* 2004, ISBN 3-933761-36-0

134 Nowak, Wolfgang: *Geostatistical Methods for the Identification of Flow and Transport Parameters in the Subsurface,* 2005, ISBN 3-933761-37-9

135 Süß, Mia: *Analysis of the influence of structures and boundaries on flow and transport processes in fractured porous media*, 2005, ISBN 3-933761-38-7

136 Jose, Surabhin Chackiath: *Experimental Investigations on Longitudinal Dispersive Mixing in Heterogeneous Aquifers,* 2005, ISBN: 3-933761-39-5

137 Filiz, Fulya: *Linking Large-Scale Meteorological Conditions to Floods in Mesoscale Catchments,* 2005, ISBN 3-933761-40-9

138 Qin, Minghao: *Wirklichkeitsnahe und recheneffiziente Ermittlung von Temperatur und Spannungen bei großen RCC-Staumauern*, 2005, ISBN 3-933761-41-7

139 Kobayashi, Kenichiro: *Optimization Methods for Multiphase Systems in the Subsurface - Application to Methane Migration in Coal Mining Areas*, 2005, ISBN 3-933761-42-5

140 Rahman, Md. Arifur: *Experimental Investigations on Transverse Dispersive Mixing in Heterogeneous Porous Media,* 2005, ISBN 3-933761-43-3

141 Schrenk, Volker: *Ökobilanzen zur Bewertung von Altlastensanierungsmaßnahmen,* 2005, ISBN 3-933761-44-1

142 Hundecha, Hirpa Yeshewatesfa: *Regionalization of Parameters of a Conceptual Rainfall-Runoff Model*, 2005, ISBN: 3-933761-45-X

143 Wege, Ralf: *Untersuchungs- und Überwachungsmethoden für die Beurteilung natürlicher Selbstreinigungsprozesse im Grundwasser,* 2005, ISBN 3-933761-46-8

144 Breiting, Thomas: *Techniken und Methoden der Hydroinformatik - Modellierung von komplexen Hydrosystemen im Untergrund*, 2006, ISBN 3-933761-47-6

145 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Müller, Martin: *Ressource Untergrund: 10 Jahre VEGAS: Forschung und Technologieentwicklung zum Schutz von Grundwasser und Boden,* Tagungsband zur Veranstaltung am 28. und 29. September 2005 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2005, ISBN 3-933761-48-4

146 Rojanschi, Vlad: *Abflusskonzentration in mesoskaligen Einzugsgebieten unter Berücksichtigung des Sickerraumes,* 2006, ISBN 3-933761-49-2

147 Winkler, Nina Simone: *Optimierung der Steuerung von Hochwasserrückhaltebeckensystemen,* 2006, ISBN 3-933761-50-6

148 Wolf, Jens: *Räumlich differenzierte Modellierung der Grundwasserströmung alluvialer Aquifere für mesoskalige Einzugsgebiete*, 2006, ISBN: 3-933761-51-4

149 Kohler, Beate: *Externe Effekte der Laufwasserkraftnutzung*, 2006, ISBN 3-933761-52-2

150 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Stuhrmann, Matthias: *VEGAS-Statuskolloquium 2006,* Tagungsband zur Veranstaltung am 28. September 2006 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2006, ISBN 3-933761-53-0

151 Niessner, Jennifer: *Multi-Scale Modeling of Multi-Phase - Multi-Component Processes in Heterogeneous Porous Media*, 2006, ISBN 3-933761-54-9

152 Fischer, Markus: *Beanspruchung eingeerdeter Rohrleitungen infolge Austrocknung bindiger Böden,* 2006, ISBN 3-933761-55-7

153 Schneck, Alexander: *Optimierung der Grundwasserbewirtschaftung unter Berücksichtigung der Belange der Wasserversorgung, der Landwirtschaft und des Naturschutzes*, 2006, ISBN 3-933761-56-5

154 Das, Tapash: *The Impact of Spatial Variability of Precipitation on the Predictive Uncertainty of Hydrological Models,* 2006, ISBN 3-33761-57-3

155 Bielinski, Andreas: *Numerical Simulation of CO_2 sequestration in geological formations*, 2007, ISBN 3-933761-58-1

156 Mödinger, Jens: *Entwicklung eines Bewertungs- und Entscheidungsunterstützungssystems für eine nachhaltige regionale Grundwasserbewirtschaftung*, 2006, ISBN 3-933761-60-3

157 Manthey, Sabine: *Two-phase flow processes with dynamic effects in porous media - parameter estimation and simulation,* 2007, ISBN 3-933761-61-1

158 Pozos Estrada, Oscar: *Investigation on the Effects of Entrained Air in Pipelines,* 2007, ISBN 3-933761-62-X

159 Ochs, Steffen Oliver: *Steam injection into saturated porous media – process analysis including experimental and numerical investigations*, 2007, ISBN 3-933761-63-8

160 Marx, Andreas: *Einsatz gekoppelter Modelle und Wetterradar zur Abschätzung von Niederschlagsintensitäten und zur Abflussvorhersage, 2007,* ISBN 3-933761-64-6

161 Hartmann, Gabriele Maria: *Investigation of Evapotranspiration Concepts in Hydrological Modelling for Climate Change Impact Assessment*, 2007, ISBN 3-933761-65-4

162 Kebede Gurmessa, Tesfaye: *Numerical Investigation on Flow and Transport Characteristics to Improve Long-Term Simulation of Reservoir Sedimentation*, 2007, ISBN 3-933761-66-2

163 Trifković, Aleksandar: *Multi-objective and Risk-based Modelling Methodology for Planning, Design and Operation of Water Supply Systems*, 2007, ISBN 3-933761-67-0

164 Götzinger, Jens: *Distributed Conceptual Hydrological Modelling - Simulation of Climate, Land Use Change Impact and Uncertainty Analysis*, 2007, ISBN 3-933761-68-9

165 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Stuhrmann, Matthias: *VEGAS – Kolloquium 2007,* Tagungsband zur Veranstaltung am 26. September 2007 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2007, ISBN 3-933761-69-7

166 Freeman, Beau: *Modernization Criteria Assessment for Water Resources Planning; Klamath Irrigation Project, U.S.*, 2008, ISBN 3-933761-70-0

167 Dreher, Thomas: *Selektive Sedimentation von Feinstschwebstoffen in Wechselwirkung mit wandnahen turbulenten Strömungsbedingungen*, 2008, ISBN 3-933761-71-9

168 Yang, Wei: *Discrete-Continuous Downscaling Model for Generating Daily Precipitation Time Series*, 2008, ISBN 3-933761-72-7

169 Kopecki, Ianina: *Calculational Approach to FST-Hemispheres for Multiparametrical Benthos Habitat Modelling,* 2008*,* ISBN 3-933761-73-5

170 Brommundt, Jürgen: *Stochastische Generierung räumlich zusammenhängender Niederschlagszeitreihen*, 2008, ISBN 3-933761-74-3

171 Papafotiou, *Alexandros: Numerical Investigations of the Role of Hysteresis in Heterogeneous Two-Phase Flow Systems*, 2008, ISBN 3-933761-75-1

172 He, Yi: *Application of a Non-Parametric Classification Scheme to Catchment Hydrology*, 2008, ISBN 978-3-933761-76-7

173 Wagner, Sven: *Water Balance in a Poorly Gauged Basin in West Africa Using Atmospheric Modelling and Remote Sensing Information*, 2008, ISBN 978-3-933761-77-4

174 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Stuhrmann, Matthias; Schrenk, Volker: *VEGAS-Kolloquium 2008 Ressource Fläche III*, Tagungsband zur Veranstaltung am 01. Oktober 2008 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2008, ISBN 978-3-933761-78-1

175 Patil, Sachin: *Regionalization of an Event Based Nash Cascade Model for Flood Predictions in Ungauged Basins*, 2008, ISBN 978-3-933761-79-8

176 Assteerawatt, Anongnart: *Flow and Transport Modelling of Fractured Aquifers based on a Geostatistical Approach,* 2008, ISBN 978-3-933761-80-4

177 Karnahl, Joachim Alexander: *2D numerische Modellierung von multifraktionalem Schwebstoff- und Schadstofftransport in Flüssen*, 2008, ISBN 978-3-933761-81-1

178 Hiester, Uwe: *Technologieentwicklung zur In-situ-Sanierung der ungesättigten Bodenzone mit festen Wärmequellen,* 2009, ISBN 978-3-933761-82-8

179 Laux, Patrick: *Statistical Modeling of Precipitation for Agricultural Planning in the Volta Basin of West Africa,* 2009, ISBN 978-3-933761-83-5

180 Ehsan, Saqib: *Evaluation of Life Safety Risks Related to Severe Flooding,* 2009, ISBN 978-3-933761-84-2

181 Prohaska, Sandra: *Development and Application of a 1D Multi-Strip Fine Sediment Transport Model for Regulated Rivers,* 2009, ISBN 978-3-933761-85-9

182 Kopp, Andreas: *Evaluation of CO_2 Injection Processes in Geological Formations for Site Screening,* 2009, ISBN 978-3-933761-86-6

183 Ebigbo, Anozie: *Modelling of biofilm growth and its influence on CO_2 and water (two-phase) flow in porous media,* 2009, ISBN 978-3-933761-87-3

184 Freiboth, Sandra: *A phenomenological model for the numerical simulation of multiphase multicomponent processes considering structural alterations of porous media*, 2009, ISBN 978-3-933761-88-0

185 Zöllner, Frank: *Implementierung und Anwendung netzfreier Methoden im Konstruktiven Wasserbau und in der Hydromechanik*, 2009, ISBN 978-3-933761-89-7

186 Vasin, Milos: *Influence of the soil structure and property contrast on flow and transport in the unsaturated zone*, 2010, ISBN 978-3-933761-90-3

187 Li, Jing: *Application of Copulas as a New Geostatistical Tool*, 2010, ISBN 978-3-933761-91-0

188 AghaKouchak, Amir: *Simulation of Remotely Sensed Rainfall Fields Using Copulas*, 2010, ISBN 978-3-933761-92-7

189 Thapa, Pawan Kumar: *Physically-based spatially distributed rainfall runoff modelling for soil erosion estimation*, 2010, ISBN 978-3-933761-93-4

190 Wurms, Sven: *Numerische Modellierung der Sedimentationsprozesse in Retentionsanlagen zur Steuerung von Stoffströmen bei extremen Hochwasserabflussereignissen*, 2011, ISBN 978-3-933761-94-1

191 Merkel, Uwe: *Unsicherheitsanalyse hydraulischer Einwirkungen auf Hochwasserschutzdeiche und Steigerung der Leistungsfähigkeit durch adaptive Strömungsmodellierung*, 2011, ISBN 978-3-933761-95-8

192 Fritz, Jochen: *A Decoupled Model for Compositional Non-Isothermal Multiphase Flow in Porous Media and Multiphysics Approaches for Two-Phase Flow*, 2010, ISBN 978-3-933761-96-5

193 Weber, Karolin (Hrsg.): *12. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten*, 2010, ISBN 978-3-933761-97-2

194 Bliefernicht, Jan-Geert: *Probability Forecasts of Daily Areal Precipitation for Small River Basins,* 2011, ISBN 978-3-933761-98-9

195 Hrsg.: Koschitzky, Hans-Peter; Braun, Jürgen: *VEGAS-Kolloquium 2010 In-situ-Sanierung - Stand und Entwicklung Nano und ISCO -,* Tagungsband zur Veranstaltung am 07. Oktober 2010 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen*,* 2010*,* ISBN 978-3-933761-99-6

196 Gafurov, Abror: *Water Balance Modeling Using Remote Sensing Information - Focus on Central Asia,* 2010, ISBN 978-3-942036-00-9

197 Mackenberg, Sylvia: *Die Quellstärke in der Sickerwasserprognose: Möglichkeiten und Grenzen von Labor- und Freilanduntersuchungen,* 2010, ISBN 978-3-942036-01-6

198 Singh, Shailesh Kumar: *Robust Parameter Estimation in Gauged and Ungauged Basins,* 2010, ISBN 978-3-942036-02-3

199 Doğan, Mehmet Onur: *Coupling of porous media flow with pipe flow,* 2011, ISBN 978-3-942036-03-0

200 Liu, Min: *Study of Topographic Effects on Hydrological Patterns and the Implication on Hydrological Modeling and Data Interpolation,* 2011, ISBN 978-3-942036-04-7

201 Geleta, Habtamu Itefa: *Watershed Sediment Yield Modeling for Data Scarce Areas,* 2011, ISBN 978-3-942036-05-4

202 Franke, Jörg: *Einfluss der Überwachung auf die Versagenswahrscheinlichkeit von Staustufen,* 2011, ISBN 978-3-942036-06-1

203 Bakimchandra, Oinam: *Integrated Fuzzy-GIS approach for assessing regional soil erosion risks,* 2011, ISBN 978-3-942036-07-8

204 Alam, Muhammad Mahboob: *Statistical Downscaling of Extremes of Precipitation in Mesoscale Catchments from Different RCMs and Their Effects on Local Hydrology,* 2011, ISBN 978-3-942036-08-5

205 Hrsg.: Koschitzky, Hans-Peter; Braun, Jürgen: *VEGAS-Kolloquium 2011 Flache Geothermie - Perspektiven und Risiken,* Tagungsband zur Veranstaltung am 06. Oktober 2011 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen*,* 2011*,* ISBN 978-3-933761-09-2

206 Haslauer, Claus: *Analysis of Real-World Spatial Dependence of Subsurface Hydraulic Properties Using Copulas with a Focus on Solute Transport Behaviour,* 2011, ISBN 978-3-942036-10-8

207 Dung, Nguyen Viet: *Multi-objective automatic calibration of hydrodynamic models – development of the concept and an application in the Mekong Delta,* 2011, ISBN 978-3-942036-11-5

208 Hung, Nguyen Nghia: *Sediment dynamics in the floodplain of the Mekong Delta, Vietnam,* 2011, ISBN 978-3-942036-12-2

209 Kuhlmann, Anna: *Influence of soil structure and root water uptake on flow in the unsaturated zone,* 2012, ISBN 978-3-942036-13-9

210 Tuhtan, Jeffrey Andrew: *Including the Second Law Inequality in Aquatic Ecodynamics: A Modeling Approach for Alpine Rivers Impacted by Hydropeaking,* 2012, ISBN 978-3-942036-14-6

211 Tolossa, Habtamu: *Sediment Transport Computation Using a Data-Driven Adaptive Neuro-Fuzzy Modelling Approach,* 2012, ISBN 978-3-942036-15-3

212 Tatomir, Alexandru-Bodgan: *From Discrete to Continuum Concepts of Flow in Fractured Porous Media,* 2012, ISBN 978-3-942036-16-0

213 Erbertseder, Karin: *A Multi-Scale Model for Describing Cancer-Therapeutic Transport in the Human Lung,* 2012, ISBN 978-3-942036-17-7

214 Noack, Markus: *Modelling Approach for Interstitial Sediment Dynamics and Reproduction of Gravel Spawning Fish,* 2012, ISBN 978-3-942036-18-4

215 De Boer, Cjestmir Volkert: *Transport of Nano Sized Zero Valent Iron Colloids during Injection into the Subsurface*, 2012, ISBN 978-3-942036-19-1

216 Pfaff, Thomas: *Processing and Analysis of Weather Radar Data for Use in Hydrology*, 2013, ISBN 978-3-942036-20-7

217 Lebrenz, Hans-Henning: *Addressing the Input Uncertainty for Hydrological Modeling by a New Geostatistical Method*, 2013, ISBN 978-3-942036-21-4

218 Darcis, Melanie Yvonne: *Coupling Models of Different Complexity for the Simulation of CO_2 Storage in Deep Saline Aquifers*, 2013, ISBN 978-3-942036-22-1

219 Beck, Ferdinand: *Generation of Spatially Correlated Synthetic Rainfall Time Series in High Temporal Resolution - A Data Driven Approach*, 2013, ISBN 978-3-942036-23-8

220 Guthke, Philipp: *Non-multi-Gaussian spatial structures: Process-driven natural genesis, manifestation, modeling approaches, and influences on dependent processes*, 2013, ISBN 978-3-942036-24-5

221 Walter, Lena: *Uncertainty studies and risk assessment for CO_2 storage in geological formations*, 2013, ISBN 978-3-942036-25-2

222 Wolff, Markus: *Multi-scale modeling of two-phase flow in porous media including capillary pressure effects,* 2013, ISBN 978-3-942036-26-9

223 Mosthaf, Klaus Roland: *Modeling and analysis of coupled porous-medium and free flow with application to evaporation processes,* 2014, ISBN 978-3-942036-27-6

224 Leube, Philipp Christoph: *Methods for Physically-Based Model Reduction in Time: Analysis, Comparison of Methods and Application*, 2013, ISBN 978-3-942036-28-3

225 Rodríguez Fernández, Jhan Ignacio: *High Order Interactions among environmental variables: Diagnostics and initial steps towards modeling*, 2013, ISBN 978-3-942036-29-0

226 Eder, Maria Magdalena: *Climate Sensitivity of a Large Lake*, 2013, ISBN 978-3-942036-30-6

227 Greiner, Philipp: *Alkoholinjektion zur In-situ-Sanierung von CKW Schadensherden in Grundwasserleitern: Charakterisierung der relevanten Prozesse auf unterschiedlichen Skalen*, 2014, ISBN 978-3-942036-31-3

228 Lauser, Andreas: *Theory and Numerical Applications of Compositional Multi-Phase Flow in Porous Media*, 2014, ISBN 978-3-942036-32-0

229 Enzenhöfer, Rainer: *Risk Quantification and Management in Water Production and Supply Systems*, 2014, ISBN 978-3-942036-33-7

230 Faigle, Benjamin: *Adaptive modelling of compositional multi-phase flow with capillary pressure*, 2014, ISBN 978-3-942036-34-4

231 Oladyshkin, Sergey: *Efficient modeling of environmental systems in the face of complexity and uncertainty*, 2014, ISBN 978-3-942036-35-1

232 Sugimoto, Takayuki: *Copula based Stochastic Analysis of Discharge Time Series*, 2014, ISBN 978-3-942036-36-8

233 Koch, Jonas: *Simulation, Identification and Characterization of Contaminant Source Architectures in the Subsurface*, 2014, ISBN 978-3-942036-37-5

234 Zhang, Jin: *Investigations on Urban River Regulation and Ecological Rehabilitation Measures, Case of Shenzhen in China*, 2014, ISBN 978-3-942036-38-2

235 Siebel, Rüdiger: *Experimentelle Untersuchungen zur hydrodynamischen Belastung und Standsicherheit von Deckwerken an überströmbaren Erddämmen,* 2014, ISBN 978-3-942036-39-9

236 Baber, Katherina: *Coupling free flow and flow in porous media in biological and technical applications: From a simple to a complex interface description,* 2014, ISBN 978-3-942036-40-5

237 Nuske, Klaus Philipp: *Beyond Local Equilibrium — Relaxing local equilibrium assumptions in multiphase flow in porous media,* 2014, ISBN 978-3-942036-41-2

238 Geiges, Andreas: *Efficient concepts for optimal experimental design in nonlinear environmental systems*, 2014, ISBN 978-3-942036-42-9

239 Schwenck, Nicolas: *An XFEM-Based Model for Fluid Flow in Fractured Porous Media*, 2014, ISBN 978-3-942036-43-6

240 Chamorro Chávez, Alejandro: *Stochastic and hydrological modelling for climate change prediction in the Lima region, Peru*, 2015, ISBN 978-3-942036-44-3

241 Yulizar: *Investigation of Changes in Hydro-Meteorological Time Series Using a Depth-Based Approach*, 2015, ISBN 978-3-942036-45-0

242 Kretschmer, Nicole: *Impacts of the existing water allocation scheme on the Limarí watershed – Chile, an integrative approach*, 2015, ISBN 978-3-942036-46-7

243 Kramer, Matthias: *Luftbedarf von Freistrahlturbinen im Gegendruckbetrieb*, 2015, ISBN 978-3-942036-47-4

244 Hommel, Johannes: *Modeling biogeochemical and mass transport processes in the subsurface: Investigation of microbially induced calcite precipitation*, 2016, ISBN 978-3-942036-48-1

245 Germer, Kai: *Wasserinfiltration in die ungesättigte Zone eines makroporösen Hanges und deren Einfluss auf die Hangstabilität*, 2016, ISBN 978-3-942036-49-8

246 Hörning, Sebastian: *Process-oriented modeling of spatial random fields using copulas*, 2016, ISBN 978-3-942036-50-4

247 Jambhekar, Vishal: *Numerical modeling and analysis of evaporative salinization in a coupled free-flow porous-media system,* 2016, ISBN 978-3-942036-51-1

248 Huang, Yingchun: *Study on the spatial and temporal transferability of conceptual hydrological models*, 2016, ISBN 978-3-942036-52-8

249 Kleinknecht, Simon Matthias: *Migration and retention of a heavy NAPL vapor and remediation of the unsaturated zone*, 2016, ISBN 978-3-942036-53-5

250 Kwakye, Stephen Oppong: *Study on the effects of climate change on the hydrology of the West African sub-region*, 2016, ISBN 978-3-942036-54-2

251 Kissinger, Alexander: *Basin-Scale Site Screening and Investigation of Possible Impacts of CO_2 Storage on Subsurface Hydrosystems*, 2016, ISBN 978-3-942036-55-9

252 Müller, Thomas: *Generation of a Realistic Temporal Structure of Synthetic Precipitation Time Series for Sewer Applications*, 2017, ISBN 978-3-942036-56-6

253 Grüninger, Christoph: *Numerical Coupling of Navier-Stokes and Darcy Flow for Soil-Water Evaporation*, 2017, ISBN 978-3-942036-57-3

254 Suroso: *Asymmetric Dependence Based Spatial Copula Models: Empirical Investigations and Consequences on Precipitation Fields*, 2017, ISBN 978-3-942036-58-0

255 Müller, Thomas; Mosthaf, Tobias; Gunzenhauser, Sarah; Seidel, Jochen; Bárdossy, András: *Grundlagenbericht Niederschlags-Simulator (NiedSim3)*, 2017, ISBN 978-3-942036-59-7

256 Mosthaf, Tobias: *New Concepts for Regionalizing Temporal Distributions of Precipitation and for its Application in Spatial Rainfall Simulation,* 2017, ISBN 978-3-942036-60-3

257 Fenrich, Eva Katrin: *Entwicklung eines ökologisch-ökonomischen Vernetzungsmodells für Wasserkraftanlagen und Mehrzweckspeicher,* 2018, ISBN 978-3-942036-61-0

258 Schmidt, Holger: *Microbial stabilization of lotic fine sediments*, 2018, ISBN 978-3-942036-62-7

259 Fetzer, Thomas: *Coupled Free and Porous-Medium Flow Processes Affected by Turbulence and Roughness – Models, Concepts and Analysis*, 2018, ISBN 978-3-942036-63-4

260 Schröder, Hans Christoph: *Large-scale High Head Pico Hydropower Potential Assessment*, 2018, ISBN 978-3-942036-64-1

261 Bode, Felix: *Early-Warning Monitoring Systems for Improved Drinking Water Resource Protection*, 2018, ISBN 978-3-942036-65-8

262 Gebler, Tobias: *Statistische Auswertung von simulierten Talsperrenüberwachungsdaten zur Identifikation von Schadensprozessen an Gewichtsstaumauern*, 2018, ISBN 978-3-942036-66-5

263 Harten, Matthias von: *Analyse des Zuppinger-Wasserrades – Hydraulische Optimierungen unter Berücksichtigung ökologischer Aspekte*, 2018, ISBN 978-3-942036-67-2

264 Yan, Jieru: *Nonlinear estimation of short time precipitation using weather radar and surface observations*, 2018, ISBN 978-3-942036-68-9

265 Beck, Martin: *Conceptual approaches for the analysis of coupled hydraulic and geomechanical processes*, 2019, ISBN 978-3-942036-69-6

266 Haas, Jannik: *Optimal planning of hydropower and energy storage technologies for fully renewable power systems*, 2019, ISBN 978-3-942036-70-2

267 Schneider, Martin: *Nonlinear Finite Volume Schemes for Complex Flow Processes and Challenging Grids*, 2019, ISBN 978-3-942036-71-9

268 Most, Sebastian Christopher: *Analysis and Simulation of Anomalous Transport in Porous Media*, 2019, ISBN 978-3-942036-72-6

269 Buchta, Rocco: *Entwicklung eines Ziel- und Bewertungssystems zur Schaffung nachhaltiger naturnaher Strukturen in großen sandgeprägten Flüssen des norddeutschen Tieflandes*, 2019, ISBN 978-3-942036-73-3

Die Mitteilungshefte ab der Nr. 134 (Jg. 2005) stehen als pdf-Datei über die Homepage des Instituts: www.iws.uni-stuttgart.de zur Verfügung.