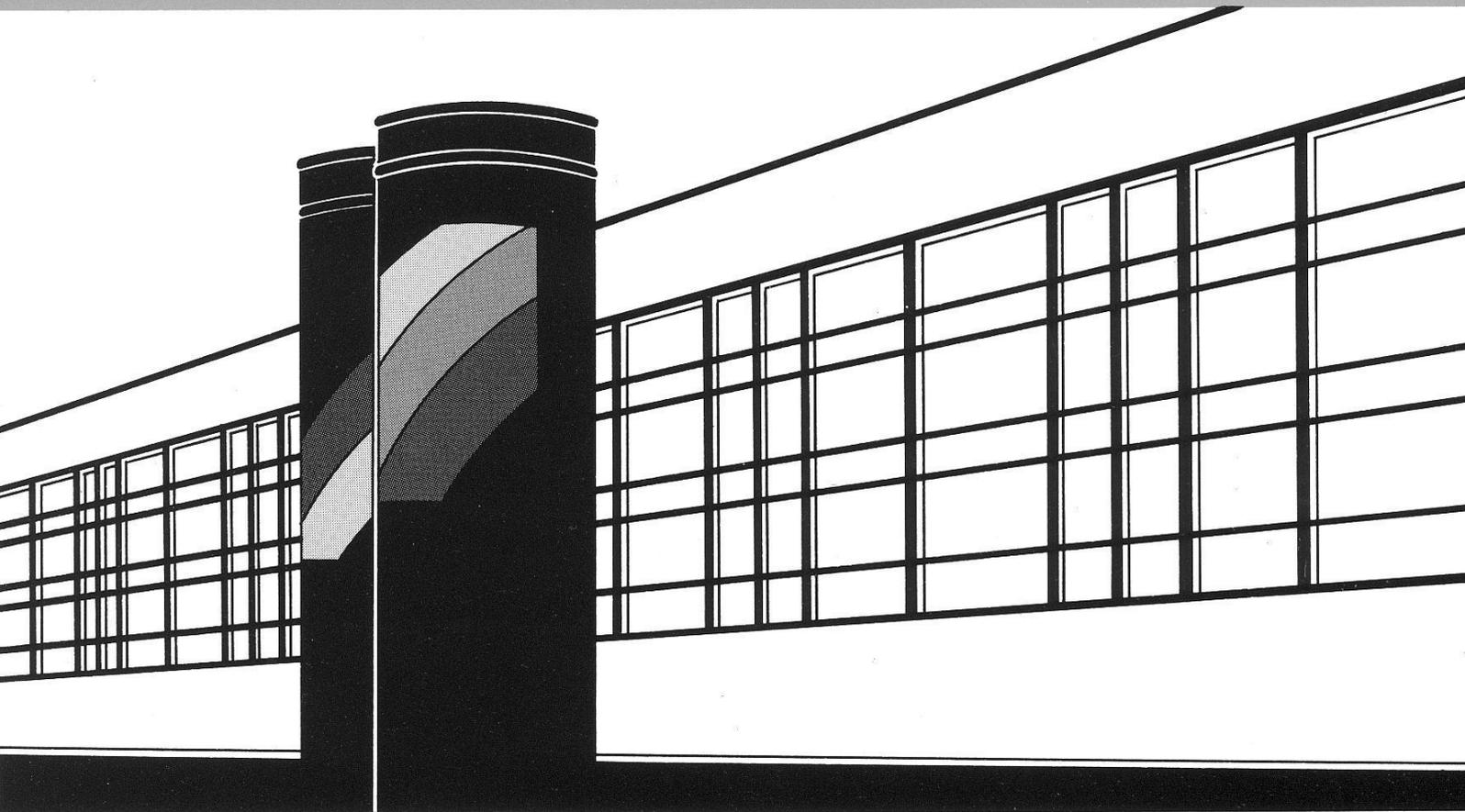


Institut für Wasserbau · Universität Stuttgart

Mitteilungen



Heft 191 Uwe Merkel

Unsicherheitsanalyse hydraulischer Einwirkungen
auf Hochwasserschutzdeiche
und Steigerung der Leistungsfähigkeit durch
adaptive Strömungsmodellierung

Unsicherheitsanalyse hydraulischer Einwirkungen auf Hochwasserschutzdeiche und Steigerung der Leistungsfähigkeit durch adaptive Strömungsmodellierung

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart zur
Erlangung der Würde eines Doktors der
Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

Vorgelegt von

Uwe Merkel

aus Hof / Saale

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. habil Bernhard Westrich

Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. Pieter Vermeer

Tag der mündlichen Prüfung: 20. April 2010

Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart

2010

Heft 191 Unsicherheitsanalyse hydraulischer
Einwirkungen auf Hochwasserschutz-
deiche und Steigerung der
Leistungsfähigkeit durch adaptive
Strömungsmodellierung

von
Dr.-Ing.
Uwe Merkel

D93 Unsicherheitsanalyse hydraulischer Einwirkungen auf Hochwasserschutzdeiche und Steigerung der Leistungsfähigkeit durch adaptive Strömungsmodellierung

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

Merkel, Uwe:

Unsicherheitsanalyse hydraulischer Einwirkungen auf Hochwasserschutzdeiche und Steigerung der Leistungsfähigkeit durch adaptive Strömungsmodellierung / von Uwe Merkel. Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart. - Stuttgart: Inst. für Wasserbau, 2010

(Mitteilungen / Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart: H. 191)

Zugl.: Stuttgart, Univ., Diss., 2010

ISBN 978-3-933761-95-8

NE: Institut für Wasserbau <Stuttgart>: Mitteilungen

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

Herausgegeben 2010 vom Eigenverlag des Instituts für Wasserbau
Druck: Document Center S. Kästl, Ostfildern

Vorwort

Im technischen Hochwasserschutz sind Flusssdeiche, Stauhaltungs- und Absperrdämme an Retentionsanlagen zentrale Elemente, bei denen Sicherheit und Zuverlässigkeit eine entscheidende Rolle spielen. Bei der Planung, Bemessung, Sanierung und Verstärkung von Deichen und Erddämmen sind hydrologische, hydraulische und geotechnische Einflussfaktoren gleichermaßen zu beachten. Bisherige Berechnungsansätze basieren auf statistisch festgelegten Extremabflüssen, empirischen Abflusswiderständen und Sicherheitszuschlägen wie beispielsweise im Freibord. Die im Jahre 2004 novellierte DIN 19 700 „Stauanlagen“ trägt ansatzweise dem probabilistischen Grundgedanken Rechnung, da bestimmte Lastfälle zu betrachten sind als Kombination von Einwirkungen auf das Bauwerk und dessen Tragwerkszustand. Hochentwickelte probabilistische Standsicherheitsanalysen gehen jedoch aus von vollständigen statistischen Datensatz für die Belastungen eines Bauwerks und die Widerstandsparameter des Bauwerks.

In der vorliegenden Arbeit werden Methoden aus der Geoinformatik und Strömungsmodellierung erarbeitet und zusammengeführt mit dem Ziel, die Unsicherheiten bei der Bestimmung der Wasserspiegellage als maßgebende Belastung von Flusssdeichen zu quantifizieren, wobei auf die Qualität und Genauigkeit der Geländedaten, die Variabilität des hydraulischen Abflusswiderstandes und die Effizienz der numerischen Strömungsberechnungen im Vordergrund stehen. Die wichtigsten Versagensmechanismen von Deichen werden skizziert: Überströmen, Auftrieb und Piping, Böschungbruch und Versagen der wasserseitigen Deckschicht. Da Höhe und Dauer der Wasserspiegellage dominierende Größen für die Belastung von Deichen darstellen, wird auf die Unsicherheit der numerischen Modellierung der Abflusstiefen und Fließgeschwindigkeiten eingegangen. Zur Verbesserung der Qualität der Rohdaten aus dem digitalen Höhenmodell und zur Steigerung der Leistungsfähigkeit des 2-dimensionalen Strömungsmodells FLUMEN 2.0 werden spezifische Algorithmen entwickelt, um das irreguläre Rechennetz sowohl dem Gelände als auch den Strömungsbedingungen optimal anzupassen. Es wird ein volumetrischer Abbildungsfehler definiert, nach dem die Größe der Finiten Elemente begrenzt wird. Durch die Beschränkung von Anzahl und Größe der Zellen im Untersuchungsgebiet wird eine effektive Triangulation mit höherer Abbildungsqualität erreicht. Die Anpassung der Strömungsmodellierung ermöglicht Synergieeffekte und eine deutliche Steigerung der Aussagefähigkeit von Hochwasserberechnungen, was für probabilistische Zuverlässigkeitsanalysen von Deichen ein unverzichtbarer Bestandteil ist.

Die Forschungsergebnisse sind wesentlicher Bestandteil der gemeinsam mit dem Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart durchgeführten Untersuchungen zur Sicherheit von Deichen. Die erforderlichen statistischen Daten für die hydraulische Belastung einer 34 km langen Deichstrecke an der Elbe dienten zusammen mit den geotechnischen Daten der Deiche zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von vier Deichabschnitten mit dem Modellpaket PC- River.

Bernhard Westrich

Danksagung

Dem BMBF gebührt mein Dank für die Finanzierung eines Großteils meiner wissenschaftlichen Arbeit und im Besonderen für die wissenschaftsfreundlichen Zuwendungsbedingungen, welche es mir ermöglichten, die Schwerpunkte der vorliegenden Arbeit entsprechend meiner eigenen Überzeugungen zu setzen.

Für die Möglichkeit der Nutzung dieser kreativen Freiheit bedanke ich mich ganz besonders bei meinem Doktorvater Herrn Prof. Bernhard Westrich. Die regelmäßigen kreativen Dialoge, die Geradlinigkeit seiner Entscheidungsfindung und der große Erfahrungsschatz, an dem er mich teilhaben lies, sind alles andere als selbstverständlich.

Prof. Pieter Vermeer danke ich sehr herzlich für die Übernahmen des Korreferates und die Koordination im PC-River Projekt, das meinen Wissenshorizont um ein großes Stück erweitert hat.

Meine beiden Projektpartner vom Institut für Geotechnik in Stuttgart danke ich für ihren Beitrag zum Gelingen des gemeinsam bearbeiteten PC-River Projektes, in dessen Rahmen diese Arbeit entstand. Als ich das Projekt mit mehr als 9 Monaten Verspätung übernommen habe, wartete Axel Möllmann bereits verzweifelt auf die nötigen Bemessungswasserstände. Weil auch er Zielstrebigkeit am Fortschritt arbeitete konnten wir den straffen Zeitplan noch umsetzen und sogar noch einige Zusatzarbeit leisten. Maximilian Huber fand neben vielfältigen anderen Aufgaben noch Zeit um auch meine Arbeit zu inspirieren und Korrektur zu lesen.

Meinen Kollegen Gerhard Schmid und Steffen Hägele danke ich für die täglichen inspirierenden Diskussionen weit über die Krone des letzten Hochwasserschutzdeiches hinaus.

Besonderes Glück hatte ich mit meinem Zimmerkollegen Sven Wurms, der sich bis zum letzten Tag noch in jeden einzelnen meiner Algorithmen hineingedacht hat und jeden noch so versteckten Fehler entdeckte. Herzlicher Dank gebührt ihm auch für 3000 km Chauffeursdienste während der Wal- und Bärenjagd durch Kanada, für Gogol und seinesgleichen, für seine vorbildliche Arbeitsweise und vieles andere.

Thomas Jancke, Thomas Mohringer und Frank Altmann waren als nicht ins Projekt involvierte Wissenschaftler die perfekten Testpersonen für die Verständlichkeit meiner Argumentationsgänge. Diese zahllosen Diskussionsstunden und Korrekturhinweise muss ich noch lange abstottern.

Von ganzem Herzen möchte ich meiner Freundin Aloña Gutierrez Urretabizkaia danken. Ihre Toleranz, wenn aus "schnell noch 5 Minuten programmieren" mal wieder eine Stunde wurde und ihre allzeitige moralische Unterstützung waren von unschätzbbarer Bedeutung für den erfolgreichen Abschluss dieser Arbeit.

Inhalt

Inhalt	ii
Abbildungsverzeichnis	vi
Tabellenverzeichnis	xi
Abkürzungen und Formelzeichen	xii
Zusammenfassung	xiv
Summary	xvi
1. Einführung	1
2. Aktuelle Bemessungspraxis und neue Anforderungen an Hochwasserschutzbauwerke	3
2.1. Deterministische Bemessung.....	3
2.2. Versagensmechanismen.....	3
2.3. Probabilistische Analysen.....	5
2.4. Vergleich probabilistischer und deterministischer Methoden.....	7
3. Grundlagen und Stand des Wissens	9
3.1. Probabilistische Analyse von Schutzbauwerken.....	9
3.1.1. Statistische Grundlagen.....	9
3.1.2. Kombination bedingter Eintrittswahrscheinlichkeiten.....	10
3.1.3. Aktuelle Forschungsergebnisse für probabilistischen Methoden im Hochwasserschutz.....	12
3.2. Hydraulische Modelle.....	13
3.2.1. Anforderungen.....	13
3.2.2. 2-dimensionale hydrodynamisch numerische Modelle.....	14

3.2.2.1. Gültigkeitsbereich	16
3.2.2.2. Turbulenzmodellierung.....	16
3.2.2.3. Sohl Schubspannung	17
3.2.2.4. Zeitdiskretisierung und Courant-Kriterium	17
3.2.2.5. Anfangs- und Randwertproblem.....	19
3.2.3. Finite Methoden zur Lösung der Flachwassergleichungen	20
3.2.4. Geeignete unstrukturierte Netze und ihre Erstellung.....	20
3.2.4.1. Anforderungen der Expliziten 2D-Modelle	20
3.2.4.2. Übersicht über bekannte Zerlegungsalgorithmen.....	21
3.2.5. Kombination von 1D- und 2D-Modellen	23
3.2.5.1. Anbindung der 1D-HN-Modelle.....	24
3.2.5.2. Impulsaustausch zwischen den Teilmodellen und Fehlerkontrolle	24
4. Zielsetzung.....	26
5. Einflussparameter auf die Bemessungswasserstände	28
5.1. Hydrologie.....	28
5.1.1. Grundlagen der hydrologischen Unsicherheiten	28
5.1.2. Spitzenabfluss.....	30
5.1.3. Ereignisdauer	30
5.1.4. Saisonale Einflüsse.....	31
5.2. Topographie	32
5.2.1. Grundlagen der Erzeugung Digitaler Höhenmodelle	33
5.2.2. Simulation Topographie	36
5.3. Abflusswiderstand.....	37
5.3.1. Vegetationszyklus	37
5.3.2. Ackerflächen und Wiesen	38
5.3.3. Baumbewuchs	39
5.3.4. Messfehler in Wasserspiegellagen und Abfluss	40
5.3.5. Simulation der Rauheitsverteilung.....	41
5.4. Geschiebetransport & Morphologie	43
5.4.1. Grundlagen und Algorithmen.....	43
5.4.2. Quantifizierung des Abflusswiderstands.....	44

5.4.3. Simulation der morphologischen Unsicherheiten	46
5.5. Nicht quantifizierbare Einflüsse	47
5.5.1. Eisgang	47
5.5.2. Überlastung durch Treibgut und Ausfall von Stauanlagen	48
5.5.3. Entlastung durch Überströmen und Deichbrüche	49
6. Optimierung des Rechnetzes.....	50
6.1. Allgemeiner Lösungsansatz.....	50
6.2. Bruchkantengeneralisation	53
6.2.1. Interpolieren und Verschieben von Bruchkanten	54
6.2.1.1. Mängel üblicher Verarbeitungsprozesse	54
6.2.1.2. Geländeadaption.....	55
6.2.1.3. Linienfilterung	56
6.2.2. Optimierung von Linienschnitten.....	57
6.2.3. Verschmelzen benachbarter Elemente	58
6.2.4. Ausdünnung von Bruchkanten	60
6.2.4.1. Douglas & Peuker (DP) Algorithmus	61
6.2.4.2. Jenks Algorithmus	62
6.2.4.3. Ausdünnen diskontinuierlicher Daten	63
6.3. Adaptive Geländeanpassung.....	63
6.3.1. Exakter Lösungsansatz	64
6.3.2. Beschleunigung durch vereinfachten Ansatz.....	64
6.3.2.1. Knotenpunkt Verschiebung	65
6.3.2.2. Kantentausch.....	65
6.3.2.3. Verfeinerung mit absoluten Höheninformationen	67
6.3.2.4. Verfeinerung mit relativen Höheninformationen.....	68
6.4. Adaptive Strömungsanpassung.....	72
6.4.1. Konvergierende Stromröhren	72
6.4.2. Verfeinerung auf Basis des spezifischen Abflusses	75
6.5. Überprüfung der Netzqualität: "a priori" – Qualitätskennzahl	77
7. Fallstudien	80
7.1. Projektgebiet Elbe.....	80

7.2. Projektgebiet Iller	81
7.3. Monte-Carlo (MC) Simulation	83
7.3.1. Hardware und Software	83
7.3.2. MC-Generator	84
7.4. Auswertung der MC-Simulation	85
7.4.1. Wasserspiegellagen mit Standardabweichungen	85
7.4.2. Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen PDF_{WSP} für Wasserspiegel an ausgewählten Punkten	87
7.4.3. Einflüsse einzelner Parameter auf die Unsicherheit	87
7.4.3.1. Rangkorrelation nach Spearman	88
7.4.3.2. Räumliche Verteilung der Rangkorrelation an der Iller	89
7.4.3.3. Mittlere Rangkorrelation für Landnutzungsgruppen	92
7.5. Ermittlung von Versagenswahrscheinlichkeiten mit PC-Ring	93
7.5.1. Auswahl maßgebender Daten für einzelne Deichabschnitte	93
7.5.2. Versagenswahrscheinlichkeiten p_F	93
7.5.3. Sensitivität der Gesamtergebnisse gegenüber hydraulischer Einwirkungen	95
7.6. Leistungsanalyse der adaptiven Netzgenerierung	95
8. Fazit und Ausblick	99
8.1. Ergebnisse der Fallstudie	99
8.2. Zukünftig Entwicklungen	99
9. Literatur	101
10. Anhang: Übersichtspläne der Fallstudien	109

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2-1	Die häufigsten Versagensmechanismen an der Elbe (MÖLLMANN, 2008).....	4
Abb. 2-2	Versagenswahrscheinlichkeit p_F eines exemplarischen Deiches im Bereich des Bemessungsereignisses, in Abhängigkeit von σ_{WSP} und ΔH_0	6
Abb. 2-3	Querschnitte im Vergleich deterministischer und probabilistischer Rechnung (MÖLLMANN, 2008).....	8
Abb. 3-1	Links: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion PDF_Z ($Z = R - S$) für den Versagensmechanismus „Überströmen“; Rot: Anteil aller Versagensfälle für unendlich viele Lastfälle ($Z < 0$); Rechts: Unsicherheit in Deichhöhe und Wasserspiegellage, dargestellt als Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen PDF_S und PDF_R	10
Abb. 3-2	Versagensbaum: Jedes Bauelement trägt zur Gesamtversagenswahrscheinlichkeit bei und ist selbst von unterschiedlichen bauwerksspezifischen Versagensmechanismen bedroht. Diese können mechanischen, anthropogenen und anderen Ursachen zugeordnet werden.	11
Abb. 3-3	Autokorrelation der Wasserspiegellagen an der Iller; r^2 zeigt, welcher Anteil von H_0 durch lineare Regression in Abhängigkeit des Abstandes ermittelt werden kann. (Gemittelt über alle Querprofile; Korrelationskoeffizient nach Pearson; trendbereinigt; nach LOHNINGER, 2008)	12
Abb. 3-4	Explizites Eulerverfahren im 1D-Schema	18
Abb. 3-5	Links: Die beiden linken Dreiecke enthalten je einen Punkt zuviel in dem von ihren Eckpunkten definierten Kreis; Mitte: Einfügen eines neuen Zwangspunktes, beispielsweise durch Kantenhalbierung; Rechts: Alle Dreiecke sind Delauny konform.....	22
Abb. 3-6	Links: Randbedingungen (Kantengraph); Mitte: Tringulation ohne zusätzliche Zwangspunkte; Rechts: Triangulation mit zusätzlichen Zwangspunkten (annähernd Delauny konform) (SHEWCHUK, 2002).....	23
Abb. 3-7	Triangulation eines Gewässers mit einem Quad-Tree Algorithmus (a) und dem effizienteren Devide-&-Conquer Algorithmus mit Mindestwinkeln von 15° (b), 25° (c) und 35° (d) (SHEWCHUK, 2002)	23
Abb. 3-8	Kombiniertes 1D-2D-HN-Modell Schema für FLUMEN 2D (nach BEFFA, 2006, modifiziert)	24
Abb. 3-9	Differenzen für hydraulische Modelle an der Muldemündung in die Elbe: $WSP_{2D} - WSP_{1D}$ verzweigt und $WSP_{2D} - WSP_{1D/2D}$ kombiniert ; Rechts: Ausschnitt aus dem zugehörigen kombinierten 2D-Modell (Vorland) mit den 1D-Modellen für die Hauptgerinne der Elbe (groß) und der Mulde (klein) (MERKEL, 2007; OBERLE, 2007)...	25
Abb. 5-1	Veränderung der Wasserstand / Abfluss - Beziehung am Pegel Torgau 1951-2005 (basierend auf Pegeldata des WSA Dresden)	29

Abb. 5-2	Abfluss / Wiederkehrperiode: Extrapolation mit verschiedenen Verteilungsfunktionen (aus JENSEN, 2007)	29
Abb. 5-3	Ganglinien in Dresden für die 10 höchsten gemessenen Hochwasserereignisse (IKSE, 2007).	31
Abb. 5-4	Wahrscheinlichkeit, dass ein Hochwasser in der n-ten Woche auftritt; Oben: Elbe 1951 bis 2005, Unten: Iller 1970 bis 2008	32
Abb. 5-5	Die Oberkante der Behelfsbrücke wurde bei der automatischen Aufbereitung nicht aus dem DHM entfernt. Im Längsschnitt der Flutrinne wird diese zum 2,5 m hohen Strömungshindernis.....	34
Abb. 5-6	Links: 30 cm Versatz in der Sohlhöhe bei der Einmündung eines Seitengewässers (Wirkung einer Schwelle). Rechts: Kombination mit Höhenversatz zwischen Laserscan und Echolotpeilung (1,2 m).....	35
Abb. 5-7	95%-Konfidenzintervall des DGM-W, erfasst in verschiedenen Messkampagnen verschiedener Anbieter im Bereich der PC-River Fallstudie Elbe (BFG, 2005).....	35
Abb. 5-8	Ganglinien der Stricklerbeiwerte k_{str} für die häufigsten Nutzungsformen. Diese Linien beruhen auf statistischen Mittelwerten und müssen mit mindestens 2 Kalibrierungsereignissen (z.B. Sommer und Winter) auf die Randbedingungen des Projektgebiets skaliert werden.....	38
Abb. 5-9	Links: Langzeitverhalten des Abflusswiderstands für typischen bewirtschafteten Auwald in normierter Darstellung. Rechts: Häufigkeitsverteilung der Stricklerbeiwerte	40
Abb. 5-10	Fixierung Illerhochwasser 2005, (Ausschnitt).....	41
Abb. 5-11	Acker-Nutzung in den Kreisen Torgau (Elbe) und Neu-Ulm (Iller)	42
Abb. 5-12	Verhältnis zwischen Abflusswiderstand, Energiehöhe und Sohlform (aus ARCEMENT, 1994)	44
Abb. 5-13	Entwicklung der Transportkörperhöhe für die Ganglinie 08/2002 entlang der Elbe km 125 bis km 180, nach Van Rijn (VENKATA, 2008).....	45
Abb. 5-14	Vergleich verschiedener Ansätze zur Ermittlung der Sohlrauheit. $\Delta WSP = WSP_{Messung} - WSP_{Berechnung}$ (VENKATA, 2008).....	45
Abb. 5-15	Zusammenhang zwischen Abflussbeiwert k_{st} und Abfluss (VENKATA, 2008)	46
Abb. 5-16	Eisstand (geschlossene, unbewegliche Eisdecke) an ausgewählten Stationen entlang der Elbe (SIMON, 2005)	47
Abb. 5-17	Links: Abrasion der wasserseitigen Deckschicht durch Eisgang (2003) an der Elbe bei Müggendorf (aus SIMON, 2005); Rechts: Ganglinie der Elbe in Magdeburg, hell schraffierte Bereiche: Eisgang; Aufzeichnungen seit 1731 (BERGHAUS, 2004).....	48
Abb. 5-18	Sturzflut mit Treibholz an der kleinen Emme (CH) im August 2008, Pegelanstieg 2m in einer Minute (AKT, 2008).....	49
Abb. 6-1	Links: Digitales Höhenmodell in Reliefdarstellung, mit Projektion eines triangulierten irregulären Netzes (TIN); Rechts: mögliche Verdichtung durch Kantenhalbierung; Mitte: Zwischenschritt.....	51

Abb. 6-2	Auswirkungen der Liniengeneralisierung. Links: Ausschnitt aus einem urbanen Gebiet - Katasterdaten 3900 Zellen - $A_{\min} = 0.004\text{m}^2$; Rechts: nach Generalisierung mit einem Punkt Mindestabstand von 1.5m: 912 Zellen - $A_{\min} = 1.2\text{m}^2$. Die Berechnungszeit reduziert sich um 96%.	51
Abb. 6-3	Interpretation von Höhenmesspunkten durch Triangulation. Mögliche Varianten: große und kleine Pyramide, oder beliebige Kombinationen. Die optimale Triangulation ist nur unter Zuhilfenahme weiterer Messpunkte oder Bruchkanten möglich.	53
Abb. 6-4	Deich mit Böschungsneigung 1:2; Grau: Deichverlauf aus Katasterdaten; Links: Draufsicht, Mitte: lineare Interpolation eines Deichpunktes mit deutlichem Höhenfehler Δz im neuen Punkt, Rechts: korrekte Abbildung der Deichkrone.	55
Abb. 6-5	Links: Deichoberkante aus Katasterdaten (grau) und mit neuer, adaptierter Linienführung (magenta); Rechts: Graben mit Kataster Linie für den Talweg (grau) und adaptiv interpoliertem Talweg (rot).	55
Abb. 6-6	Links: Deich, Eckpunkt bestmöglich bestimmt durch Extrapolation benachbarter Linienelemente; Rechts: Wassergraben, Biegung erkannt durch Spline-Approximation. Der Mittelwert führt in beiden Fällen weit am Ziel vorbei.	57
Abb. 6-7	Links: Kantenschnitt ohne Optimierung; Mitte: Unterbrechung der weniger wichtigen Linie; Rechts: Aufbiegen des Schnittwinkels bis zum vorgegebenen Mindestwinkel.	57
Abb. 6-8	Links: Originaldaten; Rechts: Der nur 4m breite, weiß eingefärbte Streifen wird mit den benachbarten Flächen vereint.	58
Abb. 6-9	Links: Triangulierter Liniestoß bei der Vereinigung zweier Deiche; Rechts: Triangulation nach Verschmelzen aller Punkte die innerhalb eines Toleranzkriteriums liegen. Die Anzahl der Zellen reduziert sich deutlich.	59
Abb. 6-10	Links: Linien aus unterschiedlichen Datenerhebungen bilden Sliver-Polygone; Rechts: deutliche Ausdünnung nach gewichteter Vereinigung aller Linienpunkte innerhalb eines Toleranzbereiches.	59
Abb. 6-11	Links: Linien mit hoher Gewichtung (schwarz), und mittlere Gewichtung (magenta); Mitte: mit Gravitationsringen wird ein Schwerpunkt ermittelt; Rechts: Ergebnis, Abstand zwischen je 2 Punkten > Mindestpunktabstand.	60
Abb. 6-12	Modifizierter Algorithmus nach Douglas & Peuker: Abhängig vom Mindestabstand der Punkte d_{\min} und einem Schwellenwert t_s lässt sich der Grundriss der Getreidesilos von Anfangs 320 Punkten auf beliebig wenige Stützpunkte reduzieren und damit auch die Zahl der angrenzenden Zellen verringern.	61
Abb. 6-13	Oben: Douglas Peuker (DP) Algorithmus mit Schwellenwert t_s ; Unten: Modifizierter DP-Algorithmus mit Einschränkung des Punktabstandes d auf $[d_{\min}; d_{\max}]$. Der Punkt 2 wird durch einen neuen Punkt 2b ersetzt weil $d_{1,2} < d_{\min}$. Der Punkt 7 wird übernommen weil $d_{5,9} > d_{\max}$	62
Abb. 6-14	Modifizierter Jenks - Algorithmus: Einzelpunkte mit übermäßig starken und sehr geringen Abweichungen aus der Linienführung werden entfernt. Oben: Original; Unten: Neue, vereinfachte Linie	63

Abb. 6-15	Die regelmäßige Vermaschung in den Flächen zwischen den manuell eingefügten Bruchkanten erfolgt ohne Rücksicht auf topographische Strukturen. Die Vermaschung entlang der Kanten ist nicht Delauny konform. (Quelle unbekannt)	65
Abb. 6-16	Links: 4 Höhenmesspunkte als Grundlage für das Rechnetz ohne weitere Bezugsinformation; Mitte: Interpretation nach Triangulation als „Berg“. Reliefdarstellung im Hintergrund dient nur der Visualisierung; Rechts: Durch Tausch der Mittellinie zur Variante „Tal“ nach Abgleich der Zellen mit dem DHM kann die Abbildungsqualität deutlich gesteigert werden.	66
Abb. 6-17:	Links: Auswirkung falscher Triangulation auf die Abbildung einer Buhne; Rechts: Nach Kantentausch (aus DITSCHKE, 2005)	67
Abb. 6-18	Links: Gelände (Reliefschattierung), Mitte: Neigung m , Rechts: Linien entlang starker Krümmungen	68
Abb. 6-19	Autokorrelation r ; r^2 zeigt, welcher Anteil an der Höhenbestimmung durch lineare Regression aus Nachbarpunkten ermittelt werden kann. (Gemittelt über 1500 Punkte; Korrelationskoeffizient nach Pearson; trendbereinigt)	69
Abb. 6-20	Auschnitte aus einem DHM (Elbe). Links: Deich. Rechts: Breites Gewässer. Oben: Relief der Absoluthöhen; Unten: Relief des relativen Höhenmodells mit vertikalen Abständen einzelner Punkte zu ihrer mittleren Umgebung im Radius $r = 25\text{m}$	70
Abb. 6-21	Längsschnitt Iller: WSP bei gewöhnlichen Delauny trianguliertem Netzen unterschiedlicher Zelldichte; WSP mit adaptiven Netz mit ca. 1400 Zellen / km^2 (blau). Darstellung als Differenz zum höchst aufgelösten Standardnetz mit ca. 4500 Zellen / km^2	71
Abb. 6-22	a) Geschwindigkeitsvektoren und q nach einer ersten Berechnung sowie Stromröhren mit je $200 \text{ m}^3/\text{s}$; b) Erstes Netz nach Triangulation mit Deichen und Stromröhren; c) Topographische Informationen; d) Endgültiges Netz mit topographischer Adaption (entsprechend Kapitel 6.3)	73
Abb. 6-23:	Abweichungen im WSP zwischen einem Referenzmodell (ca. 5000 Zellen / km^2) und einem Modell auf Basis der Stromröhrenmethode mit ca. 1000 Zellen / km^2 : $\Delta\text{WSP} = \text{WSP}_{\text{Ref}} - \text{WSP}_{\text{Adapt}}$. Dargestellt für den Bemessungsabfluss HQ_{100} und mittleren Niedrigwasserabfluss MNQ (aus MERKEL, 2006).....	74
Abb. 6-24	Indikatoren für die Abbildungsqualität (für das Modell 1 in Abb. 6-25). Links: Fließgeschwindigkeit v in $[\text{m}/\text{s}]$; Mitte: Volumetrischer Abstraktionsfehler $\overline{\Delta V}$ aus Gleichung (18). Rechts: Impuls $\overline{\Delta I}$ von $\overline{\Delta V}$ gemäß Gleichung (21).	78
Abb. 6-25	Veränderung von WSP , $\overline{\Delta V}$ und $\overline{\Delta I}$ mit zunehmender Verdichtung des Rechnetzes für die Iller. ΔWSP zeigt die mittlere Differenz der Einzelmodelle zum Referenzmodell. Absolutwerte für $\overline{\Delta V}$ und $\overline{\Delta I}$	78
Abb. 7-1	W/Q-Beziehung bei km 132: Wasserspiegellagen bei extrapolierten Abflüssen im 1D und 2D-Modell unterscheiden sich um bis zu 2 m.	81
Abb. 7-2	Links: Relief der Illerdeiche im digitalen Höhenmodell; Rechts: Längsschnitt und angenommener Verlauf (magenta).....	82

Abb. 7-3	Links: Luftbild mit Querbauwerk; Rechts: Geländemodell ohne Querbauwerk.....	83
Abb. 7-4	Links: σ_{WSP} bei HQ_{100} nach 1498 Simulationen; Rechts: Der WSP für HQ_{100} , berechnet als maßgebendes Einzelereignis mit den Kalibrierungswerten aller Parameter, weicht deutlich vom Mittelwert aller 1498 MCS Rechnungen ab: $\Delta H =$ $H_{HQ100} - H_{MCS}$	86
Abb. 7-5	Wahrscheinlichkeitsdichteverteilung für die Abflusstiefe: gemittelt aus je 50 typischen Punkten des Illermodells (Tiefenskala normiert auf die maximale Tiefe); Links: Wasserseite, ca. 10m entfernt von den Deichen; Rechts: Landseite, ca. 200m entfernt von den Deichen	87
Abb. 7-6	Veränderung der Rangkorrelationen $r_{H,\Delta kst}$ und $r_{H,\Delta Z}$ bei Berücksichtigung der Umgebung im Radius R. Lokale Abweichungen in Höhe und Rauheit haben im Mittel nach 50m kaum mehr Einfluss auf den Wasserspiegel.....	89
Abb. 7-7	Rangkorrelationen: $r_{H,\Delta Q}$ und $r_{H, Monat}$	90
Abb. 7-8	Rangkorrelationen: $r_{H,\Delta kst}$ und $r_{H,\Delta Z}$	91
Abb. 7-9	Gebietsmittel der Rangkorrelationen: $r_{H,\Delta kst}$ $r_{H,\Delta Z}$ $r_{H,\Delta Q}$ $r_{H,Waldalter}$ aufgeschlüsselt nach Landnutzungsform und Monat des Ereignisses (Nachbarschaft gemittelt im Radius 50 m ~13 Zellen).....	93
Abb. 7-10	Wiederkehrperioden des Versagens für häufige Versagensformen und kombinierte Versagenswahrscheinlichkeit an vier exemplarischen Deichabschnitten (MERKEL, 2009).....	94
Abb. 7-11	Vergleich der PC-Ring Berechnungen mit der Deichbruchstatistik des Elbhochwassers von 2002 (aus MERKEL, 2009)	94
Abb. 7-12	Erhöhung der Bemessungsabflüsse, entnommen aus dem Gewässerkundlichen Jahrbuch der Iller mit einem Klimaänderungsfaktor gemäß LUBW (2006).....	95
Abb. 7-13	Vergleich der Wiederkehrperioden des Versagens T [a] für die aktuelle Situation (unten) und nach Anwendung des Klimafaktors auf den Abfluss Q (oben), ermittelt mit PC-Ring.	96
Abb. 7-13	Vorteile adaptiver Modellierung in der Fallstudie Elbe. Oben: Rechenzeit; Unten: mittlere Abweichung der Wasserspiegellagen gegenüber dem Modell mit der größten Zelldichte	98
Abb. 10-1	Elbe km 120 bis km 154 (Torgau), TK1000 & TK200 (SACHSEN, 1999).....	109
Abb. 10-2	DHM Fallstudie Elbe: Relief mit Bruchkanten (Straßendämme, Gewässer, Böschungen); Rote Linien: Integrierte Deichstrecken	110
Abb. 10-3	Orthofotos Fallstudie Elbe mit Bruchkanten (Straßendämme, Gewässer, Böschungen); Rote Linien: Integrierte Deichstrecken	111
Abb. 10-4	Iller km 27 bis km 9 (Senden); TK1000 & TK200 (aus BAYERN, 2001).....	112
Abb. 10-5	DHM Fallstudie Iller: Relief mit Bruchkanten (Straßen, Gewässer, Böschungen); Magenta: Überarbeitete Deichstrecken	113
Abb. 10-6	Orthofotos Iller . Grüne Linien: Überarbeitete Deichstrecken.....	114

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Bodenparameter und Ergebnisse für die Deichvarianten A und B.....	7
Tabelle 5-1: Errechnete HQ_{100} Abflüsse für den Pegel Dresden.....	30
Tabelle 5-2: Standardabweichungen der topographischen Unsicherheit in Abhängigkeit der Landnutzungsformen an Elbe und Iller.....	37
Tabelle 7-1: Technische Daten der MC-Simulationen Elbe und Iller.....	84
Tabelle 7-2: Wiederkehrperioden des Versagens $T [a]$ unter Berücksichtigung des Klimafaktors für eine Deichstrecke A, getrennt nach Versagensmechanismen und in Kombination (MÖLLMANN, 2009B).....	97

Abkürzungen und Formelzeichen

Abkürzungen:

DGM	Digitales Geländemodell
DHM	Digitales Höhenmodell
HQ _x	Hochwasserabfluss mit Wiederkehrperiode X Jahre
MC	Monte-Carlo (Simulation)
PDF	Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion (probability density function)
TIN	Trianguliertes, irreguläres Dreiecksnetz
WSP	Wasserspiegel

Formelzeichen:

A	[m ²]	Fläche
d ₃₅ , d ₅₀ , d ₉₀	[mm]	Korndurchmesser bei 35 %, 50 %, 90 % Siebdurchgang
g	[m / s ²]	Erdbeschleunigung
h	[m]	Wassertiefe über Sohle
H	[m]	Bemessungswasserspiegellage über NHN
I	[kg*m / s]	Impuls
k _{str}	[m ^{1/3} / s]	Rauheitsbeiwert nach Strickler
m	[kg]	Masse
n	[-]	Anzahl der Proben
n	[s / m ^{1/3}]	Mannings n = 1 / k _{str}
p	[-]	Wahrscheinlichkeit
q	[m ² / s]	spezifischer Abfluss
Q	[m ³ / s]	Abfluss
r _{ij}	[-]	Korrelationskoeffizient zwischen i & j
s	[m]	Streckenlänge
T	[a]	Wiederkehrperiode

t	[h]	Zeit
v	[m / s]	Geschwindigkeit
V	[m ³]	Volumen
WSP	[m]	Wasserspiegel über NHN
X, x	[m]	Rechtswert
Y, y	[m]	Hochwert
Z, z	[m]	Geländehöhe über Referenzhorizont
Z	[-]	Grenzzustandsgleichung
Δ	[-]	Veränderung / Unterschied / Differenz
ε	[-]	Fehler, Abweichung
λ	[-]	Reibungsfaktor
μ _i	[-]	Mittelwert von i
ρ	[kg / m ³]	Dichte
σ _i	[-]	Courant-Zahl in i-Richtung
σ _i	[-]	Standardabweichung von i

Indizes:

0	Ruhezustand / Ausgangszustand
D	Design; Bemessung
F	Failure; Versagen
Pearson	Korrelation nach Pearson
R	Resistance; Widerstand
S	Stress; Belastung
Spearman	Rangkorrelation nach Spearman
ΔH	Änderung des Wasserspiegels
Δk _{st}	Änderung des Rauheitsbeiwertes
ΔQ	Änderung des Abfluss
Δz	Änderung der Geländehöhe
ΔMonat	Änderung des Monats

Zusammenfassung

Deterministische Konzepte zur Bemessung von Dämmen und Deichen stellen seit Jahrzehnten den allgemein anerkannten Stand der Technik dar. Trotzdem kommt es immer wieder zu Versagensfällen bei Bauwerken die diesen Standard genügen. Die Gründe dafür werden in den einführenden Kapiteln erläutert.

Eine präzisere und wirtschaftlichere Methode zur Beschreibung des Sicherheitsniveaus stellen probabilistischen Analysen dar. Sie liefern als Ergebnis eine Versagenswahrscheinlichkeit für jeden einzelnen Deichabschnitt, die alle häufig auftretenden Versagensformen berücksichtigt. Reduziert auf diese eine Kennzahl kann so die Leistungsfähigkeit eines Bauwerks auch in direkten Vergleich zu anderen Bauwerkstypen gestellt werden. Dies ist bisher nur eingeschränkt möglich.

Zur Ermittlungen der Versagenswahrscheinlichkeiten müssen, anders als bei der deterministischen Bemessung, auch die Unsicherheiten der Belastungs- und der Widerstandsgrößen statistisch beschrieben werden. Die Bedeutung dieser Größen wird anschaulich im Grundlagenkapitel erklärt.

Probabilistische Analysen werden bereits seit einigen Jahrzehnten in anderen Ingenieursdisziplinen erfolgreich eingesetzt. Die erste erfolgreiche Anwendung im Hochwasserschutz ist seit einigen Jahren in den Niederlanden im Einsatz.

Im Rahmen des PC-River Projektes, das maßgeblich zur Entstehung dieser Arbeit beitrug, konnte die niederländische Software PC-Ring zur Anwendung auf die deutschen Mittelgebirgsflüsse Iller und Elbe angepasst werden. Diese unterscheiden sich in ihre Abflussdynamik, Topographie und zahlreichen weiteren Faktoren deutlich von den Deltabereichen des Rheins, für die PC-Ring als proprietäre Software ursprünglich entwickelt wurde.

Das Projekt wurde in Kooperation von den beiden Instituten für Wasserbau und Geotechnik bearbeitet. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit den wasserbaulichen Fragestellungen, der Belastung der Deiche. Auf die geotechnischen Aspekte der Belastbarkeit durch Hochwasser wird an geeigneter Stelle verwiesen.

Kern dieser Arbeit ist die ortsabhängige Quantifizierung der Unsicherheiten des Wasserstandes, getrennt für jeden einzelnen Deichabschnitt. Zahlreiche Parameter können den Wasserstand beeinflussen. Eine ausgiebige Literaturrecherche fasst die zahlreichen aktuellen Forschungsergebnisse zusammen, die vor allem an der Elbe im Nachlauf der letzten Katastrophenereignisse von mehr als 40 Forschergruppen erarbeitet wurden. Die wichtigsten Parameter werden ausgiebig erörtert und mit Verteilungsfunktionen statistisch beschrieben.

Die zuverlässigste Aussage zur kombinierten Auswirkung dieser Parameter auf den Wasserstand erhält man bei Anwendung der Monte-Carlo Methode auf die hydraulischen Berechnungen. Für die Wasserstände können so naturnahe Verteilungsfunktionen generiert werden, anstelle der bisher üblicherweise aus Erfahrungswerten angenommenen Unsicherheiten. Die Ergebnisse der Fallstudien zeigen für Elbe und Iller teils stark davon abweichende Werte.

Problematisch wird dieses Vorgehen sobald komplexe Fließwege 2-dimensionale hydraulische Modelle mit hohen Rechenzeiten erzwingen. Bei großen Projektgebieten können einzelne Berechnungen so umfangreich werden, dass eine Monte-Carlo Simulation nicht mehr wirtschaftlich durchführbar ist. Elbe und Iller gehören wegen ihrer Komplexität beide in diese Kategorie.

Die Reduzierung der hydraulischen Modelle auf eine minimale Anzahl von Einzelementen bei Einhaltung einer Mindestabbildungsqualität spielt damit in dieser Arbeit eine Schlüsselrolle. Die hydraulische Berechnung mit der Finite Volumen Methode auf unstrukturierten Dreiecksnetzen wird durch Verbesserung bekannter und Entwicklung neuer Netzbildungsalgorithmen um mehr als Faktor 10 beschleunigt. Die Summe der Rechenzeiten auf gewöhnlichen Desktoprechnern konnte dadurch für die Fallstudien von mehr als 2 Jahren auf ca. 2 Monate reduziert werden.

Das Ergebnis, die Verteilungsfunktion der Wasserspiegellagen am Deich, ermittelt für jede Zelle im 2D-Modell, wird zusammen mit den geotechnischen Widerstandsgrößen der Deiche in der probabilistischen Software PC-Ring ausgewertet. Diese liefert zusätzlich zur gesuchten Versagenswahrscheinlichkeit für Einzelbauwerke eine kombinierte Versagenswahrscheinlichkeit für Deichsysteme und den Anteil einzelner Parameter an der Unsicherheit.

Mit diesen Informationen kann die Sicherheit eines Hochwasserschutzsystems durch gezielte lokale Maßnahmen sehr wirtschaftlich verbessert werden.

Die vorgestellten adaptiven Rechnetze können auch in zahlreichen weiteren Einsatzgebieten der hydraulischen Modellierung, beispielsweise im operationellen Einsatz, zu deutlichen Leistungssteigerungen führen.

Summary

Deterministic design rules for levees have been the design method of choice for several decades. But still every year failures occur on structures rated as safe. Reasons are given in the introductory chapters.

More accurate and economical methods to calculate safety levels use probabilistic analysis which consider all major failure modes and provide a single classification value for each levee section, the failure probability. In contrast to deterministic design methods, each input variable for impact and resistance is described with a probability density function, instead of a single mean value. The importance of these functions is discussed in the background chapter.

Probabilistic analysis is already widely used in other engineering disciplines. In the Netherlands for example it has been used for flood protection since the early 1990s in the PC-Ring project which was designed to fit the needs at the Dutch Rhine delta. A cooperation between the Institutes for Hydraulic Engineering and Geotechnical Engineering at the University of Stuttgart has recently adapted this proprietary probabilistic software PC-Ring to the Elbe and Iller rivers in Germany, the PC-River project.

This thesis covers the main hydraulic engineering side of the PC-River project and sets out how to spatially determine the impact on dikes for probabilistic methods, using the rivers Elbe and Iller as case studies. It achieves this by spatially resolving the quantification of water level uncertainties for every single dike section with two-dimensional hydraulic finite volume models.

A large variety of parameters such as discharge, landuse or seasonal aspects can influence water level uncertainties. An unprecedented collection of data, gathered by more than 40 research groups after the early millennium flood events along the River Elbe, is used to discuss each parameter in detail in the literature chapter and to derive their probability density functions.

The combination of all input functions to a single probability density function for water levels can only be solved satisfactorily with Monte Carlo methods, which works fine as long as models are small and of low complexity. Elbe and Iller are both beyond that stage. A single hydraulic water level calculation might need several days to be completed in 2-dimensional finite volume models, which means that Monte Carlo simulations are not feasible for non academic projects as they require expensive hardware.

Reducing the complexity of hydraulic models to a minimum by keeping a predefined quality level is one of the principle topics of this research. The development of new and optimizing existing adaptive meshing algorithms has allowed a significant improvement of the performance of triangulated irregular networks. The calculation effort for both case

studies could be reduced by more than factor 10 and is now around 2 months on common desktop computers for a full Monte Carlo simulation.

The presented case studies on the Elbe and Iller show significant safety reserves in most areas and few highlight local weak spots for single levee sections when using probabilistic analysis. With the traditional design recurrence period approach only a constant safety level for all levees can be determined. For both rivers, Elbe and Iller, standard deviations for water levels are found to be much higher along some dikes than the commonly used average values.

Additionally, by using the failure probability it is for the first time possible to directly compare different flood defense measures, like walls, sheet piles or levees.

The resulting probability density functions from the hydraulic assessment, available for every cell of the 2D model, are imported in PC-Ring. In combination with the geotechnical resistance parameters a failure probability for every levee section is calculated. Byproduct is an indicator that shows the influence of every single failure mode. These values can be used to detect weak spots and their reason. As a result, it is possible to significantly improve the safety level of the entire flood protection systems by only few economic local measures.

The quantification of geotechnical resistance parameters and the statistical combination are discussed in depth in two separate publications, which are referenced where relevant.

The hereby recommended meshing technologies enable the described Monte Carlo simulations on standard desktop computers for use in the commercial sector.

1. Einführung

Der hydro-dynamischen Modellierung von Hochwasserereignissen kommt bei jeglicher Hochwasserschutzplanung eine Schlüsselrolle zu. Die räumlich aufgeschlüsselte Ermittlung von Wasserspiegellagen und Strömungsgeschwindigkeiten ermöglicht den sicheren und wirtschaftlichen Entwurf verschiedenster Schutzmaßnahmen mit deterministischen Methoden.

Die extremen Hochwasserereignissen zu Beginn dieses Jahrhunderts zeigten jedoch einige Schwächen des aktuellen Schutzkonzeptes auf. Die Lösung der wichtigsten, im Folgenden geschilderten Schwächen, geht auch einher mit neuen Anforderungen an die hydraulische Modellierung.

Die gravierendste Schwäche des deterministischen Konzepts ist das Fehlen von vergleichbaren Versagenswahrscheinlichkeiten für einzelne Schutzbauwerke und gesamte Projektgebiete. Diese werden benötigt zum direkten, eindeutigen Vergleich unterschiedlicher Maßnahmentypen und Varianten anhand einer einzelnen Kenngröße, sowie zur ökonomischen Betrachtung des Hochwasserrisikos in € / Jahr. Die Versagenswahrscheinlichkeit darf nicht mit dem deterministischen Schutzgrad (z.B. Schutz gegen mindestens HQ_{100}) verwechselt werden.

Der zurzeit allgemein favorisierte Weg zu einer wahrscheinlichkeitsbasierten Analyse von Schutzmaßnahmen führt über probabilistische Analysen, die unter Zuhilfenahme der Unsicherheiten für alle maßgebenden Parameter eine kombinierte Versagenswahrscheinlichkeit für alle Einzelmaßnahmen ermitteln. Nur durch die statistische Beschreibung von allen maßgebenden Parametern auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite mit Verteilungsfunktionen nähert sich die ermittelte Versagenswahrscheinlichkeit den realen Bedingungen an. Der zentrale Parameter der Einwirkungsseite an jedem einzelnen Bauwerk ist die schwer quantifizierbare Unsicherheit der Wasserspiegellagen.

Der Bedarf räumlich und zeitlich aufgeschlüsselter Unsicherheitsanalysen für Wasserspiegellagen, die ihrerseits von einer Vielzahl von Parametern abhängig sind, erzwingt in vielen Fällen ausgedehnte Parameterstudien in räumlich hoch aufgelösten 2-dimensionalen numerischen Modellen. Mit Monte-Carlo Simulationen lassen sich die Verteilungsfunktionen für die Zielgrößen Wasserspiegel und Fließgeschwindigkeit ermitteln. Diese aufwendige Methodik stellt neue Anforderungen an die Rechenzeiten.

Die Generierung effizienter numerischer Flächenmodellen spielt eine Schlüsselrolle, um Aussagen in akzeptabler Qualität in angemessener Zeit zu erhalten. Diese Problematik reicht in ihrer Komplexität weit in benachbarte Disziplinen wie Geotechnik, Geoinformatik und Statistik hinein.

1. Einführung

Die Definition und Erfüllung dieser neuen Anforderungen, die Entwicklung geeigneter Lösungsmethoden und ihre Anwendung bei Fallstudien an Elbe und Iller sind das Thema der vorliegenden Arbeit.

Die Weiterverarbeitung der hydraulischen Daten mit der probabilistischen Software PC-Ring wird ausführlich bei MÖLLMANN (2009A) beschrieben. Diese parallel entstandene Doktorarbeit beschäftigt sich weiterhin intensiv mit den geotechnischen Widerstandsparametern in der probabilistischen Analyse. Beide Arbeiten basieren zu großen Teilen auf Erfahrungen und Forschungsleistungen die im Rahmen des RIMAX Projektes 30 „PC-River“ erarbeitet wurden. Ziel dieses Projektes war die Anpassung der probabilistischen Software PC-Ring, eine Maßanfertigung für die niederländischen Rheindeiche, an Flussdeiche im Bereich der Mittelgebirge und des Alpenvorlandes.

Die Notwendigkeit dieser Arbeit und die teils gravierenden Auswirkungen der Wasserspiegelschwankungen auf die Sicherheit der Hochwasserschutzbauwerke werden anhand der Projektdaten anschaulich illustriert. Ebenso werden die meisten notwendigen Entwicklungen zur Modellerstellungen mit Daten aus diesem Projekt illustriert.

Eine detaillierte Darstellung des Projektes selbst mit allen Randbedingungen und Ergebnissen findet sich im Abschlussbericht (MÖLLMANN, 2009B).

Die entwickelten Methoden können weit über die Projektgrenzen hinaus auf eine Vielzahl hydraulischer Fragestellungen angewendet werden. Zum Beispiel lässt sich eine weitere Schwäche der herkömmlichen hydraulischen Modelle verbessern, die mangelnde Flexibilität bei plötzlich veränderten Randbedingungen. Nicht alle Eventualitäten, wie Deichbrüche oder Verklausungen an beliebiger Stelle können bereits während der Planungsphase berechnet werden.

Die Berechnung der Auswirkungen ist operationell, also während eines Ereignisses, mit hochwertigen 2D-Modellen nur bedingt möglich, weil auch hier die Anforderungen an die Rechenzeit mit bestehenden Methoden nur eingeschränkt erfüllt werden können. Mit den hier vorgestellten effizienten Rechennetzen können operationell für Rettungskräfte neue Wasserspiegelprognosen berechnet werden.

2. Aktuelle Bemessungspraxis und neue Anforderungen an Hochwasserschutzbauwerke

2.1. Deterministische Bemessung

Bewährte deterministische Bemessungsmethoden für Flussdeiche stoßen bei den aktuellen Anforderungen im Hochwasserschutz an ihre Grenzen. Vor allem im Bereich der wirtschaftlichen, risikobasierten Planung fehlen bei diesen Methoden nach Festlegung der Bemessungsgrößen Aussagen über die Versagenswahrscheinlichkeit p_F . Denn zwischen dem mittleren Wiederkehrintervall des Versagens T und der Jährlichkeit X der ursprünglichen Bemessungsvorgabe HQ_X besteht eine große Diskrepanz.

Der Grund ist vor allem die Berücksichtigung von Unsicherheiten durch die Multiplikation und Addition von diskreten Teilsicherheitsbeiwerten, Mindestwerten und Freibordhöhen entsprechend gängiger Empfehlungen (EC 7, DIN 1054, DIN 19712, DIN 4084, DWA-Merkblatt 507). Diese Beiwerte werden von Expertengruppen festgelegt, zumeist unter Berücksichtigung aufwendiger statistischer Analysen oder zur Erhaltung der Kompatibilität gegenüber älteren Normen. Um dem Anwender eigene statistische Untersuchungen zu ersparen, sind diese empirischen Werte zur sicheren Seite hin verallgemeinert und tabellarisch aufbereitet.

Ein einfaches Beispiel zeigt das Problem der deterministischen Methoden sehr anschaulich: 3 Schutzbauwerkvarianten, ein Deich, eine Mauer und eine Spundwand werden nach geeigneter Norm auf ein HQ_{100} bemessen.

Welche der drei Maßnahmen bietet die höchste Sicherheit, pro investierten Euro, über das Bemessungsereignis hinaus? In den meisten Fällen hat die Mauer bei diesen drei Varianten die höchste Auftretenswahrscheinlichkeit für hydraulischen Grundbruch. Im Gesamtkonzept kann dies aber bedeutungslos werden, wenn der Untergrund hohe Stabilität aufweist und gravierendere Einschränkungen bei anderen Bauwerkseigenschaften vorliegen. Eine echte Vergleichbarkeit ist also mit den deterministischen Methoden nicht gegeben. Eine anschauliche Vergleichsrechnung zwischen 2 Deichvarianten folgt in Abschnitt 2.4.

2.2. Versagensmechanismen

Der Ausfall von Hochwasserschutzbauwerken kann durch verschiedene Versagensmechanismen verursacht werden. Nach dem Hochwasser 2002 an Elbe und Mulde in Sachsen wurden von HORLACHER (2005) an 84 Deichbrüchen die maßgebenden Mechanismen ermittelt. Die Analyse der Flussdeiche abseits von baulichen Anlagen zeigt hauptsächlich drei Mechanismen, die in dieser Arbeit als Beispiel herangezogen werden:

- Äußere Erosion der Deckschicht aufgrund Überströmens (Abb. 2-1,a).
- Stabilitätsversagen der landseitigen Deichböschung, meist hervorgerufen durch Sickerwassereinfluss und innere Erosion des Deichkörpers (Abb. 2-1,b).
- Innere Erosion, durch Auftrieb einer Grundwasser stauenden Deckschicht, mit anschließendem fortschreitendem Materialaustrag in Röhrenform („Pipes“). Dieser Mechanismus wird alternativ als Piping (SELLMEIJER, 1988) oder Erosionsgrundbruch (DWA, 2007) bezeichnet (Abb. 2-1,c).

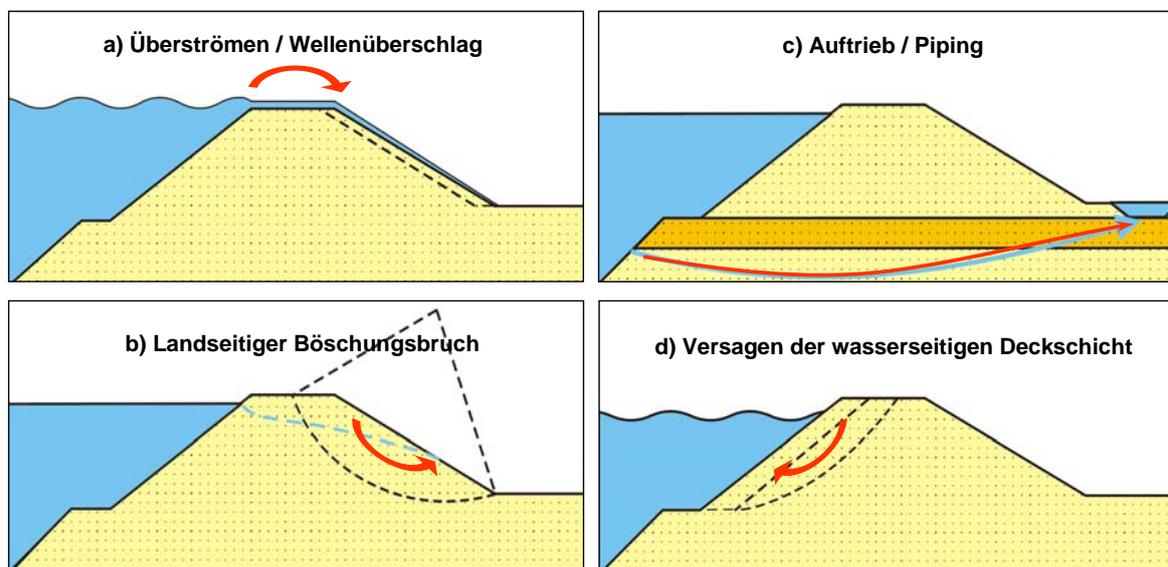


Abb. 2-1 Die häufigsten Versagensmechanismen an der Elbe (MÖLLMANN, 2008)

Als weiteres Beispiel dient ein vierter Mechanismus, der Einfluss des Wellenaufbaus. Bei großen Vorlandbreiten kann dieser ebenfalls von Bedeutung sein, wenn eine Beschädigung der wasserseitigen Deckschicht mit einer anschließenden Erosion des Deichkörpers auftritt (Abb. 2-1,d).

Diese 4 wichtigsten und eine Vielzahl seltenerer Versagensmechanismen haben den Wasserstand als Belastungsgröße gemeinsam. Weitere nicht strukturelle Versagensursachen wie Sabotage oder menschliches Versagen (beispielsweise Abwesenheit des Servicepersonals für mobile Maßnahmen) sind davon fast vollständig entkoppelt.

VRIJLING (2001) zeigt die 16 häufigsten Mechanismen und KORTENHAUS (2002) gibt einen umfassenden Überblick über Versagensformen von Seedeichen, die auch selten auftretende Mechanismen, wie zum Beispiel das Abschieben des Deichkörpers in Betracht zieht. Das Floodrisk Projekt stellt Versagensmechanismen von Schutzbauwerken

an Flüssen und am Meer mit Versagenszustandsgleichungen anhand von Datenblättern zusammen (ALLSOP, 2007)

2.3. Probabilistische Analysen

Die deterministische Bemessungsmethode erlaubt keinen direkten Vergleich des Sicherheitsniveaus verschiedener Bauwerksvarianten gleicher Bauhöhe oder verschiedener Bauwerkstypen. Unterschiedliche Versagensformen können zur sicheren Seite hin bemessen werden, aber eine kombinierte statistisch oder physikalisch fundierte Aussage über den tatsächlichen Sicherheitsgrad steht oft nicht zur Verfügung.

Eine einzelne, über Typen hinweg vergleichbare Kennzahl ist nur mit der Versagenswahrscheinlichkeit p_F gegeben. Diese lässt sich ermitteln, indem die Auftretenswahrscheinlichkeiten für die wichtigsten Versagensmechanismen (Kapitel 2.2) zu einer Gesamtversagenswahrscheinlichkeit p_F kombiniert werden. Dabei werden nicht wie bei den deterministischen Methoden tabellarische Beiwerte oder Mindestgrößen mit den Eingangsparametern verrechnet, sondern ausschließlich die statistischen Beschreibungen dieser Parameter verarbeitet. Im einfachsten Fall sind dies Mittelwert und Standardabweichung. Durch räumliche und zeitliche Korrelation der Eingangsparameter korrelieren teilweise auch die errechneten p_F -Werte der einzelnen Bauwerke und der einzelnen Mechanismen. Über verschiedene probabilistische Methoden können diese dennoch zu einer Versagenswahrscheinlichkeit zusammengefasst werden.

Interpretiert werden darf p_F wie folgt: Die rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit eines Bauwerks ist die Wahrscheinlichkeit, dass ein beliebiger in den Untersuchungen berücksichtigter Versagensmechanismus auftritt. Je mehr Mechanismen untersucht werden, umso genauer lässt sich die tatsächliche Versagenswahrscheinlichkeit präzisieren.

$$\text{Risiko} \sim p_F * S \quad (1)$$

mit:

Risiko ... mittlere jährliche Schadensumme [€ / a]

p_F ... Versagenswahrscheinlichkeit Gesamtanlage [1 / a]

S ... Potentieller Schaden bei Flutung des Projektgebiets [€]

Weiterhin kann bei einem ausreichend geringem Restrisiko ein monetäres Risiko berechnet werden. Unter Berücksichtigung von zukünftigen Entwicklungen des Projektgebietes wird diese Kenngröße als Grundlage für Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen eingesetzt.

Ein weiterer Vorteil der probabilistischen Methoden ist die Anschaulichkeit. Mit einem einführenden Beispiel aus der Fallstudie Iller lässt sich sehr gut verdeutlichen, wie sich die Versagenswahrscheinlichkeit p_F eines Deichabschnittes ändert, wenn der Erwartungswert der Wasserspiegellage H_0 für den Bemessungsabfluss um ΔH_0 verändert wird oder die Unsicherheit σ_{WSP} steigt (Abb. 2-2). Dies kann beispielsweise durch Querschnittsveränderungen (Abgrabung, neues Bauwerk) oder Retentionseffekte verursacht werden.

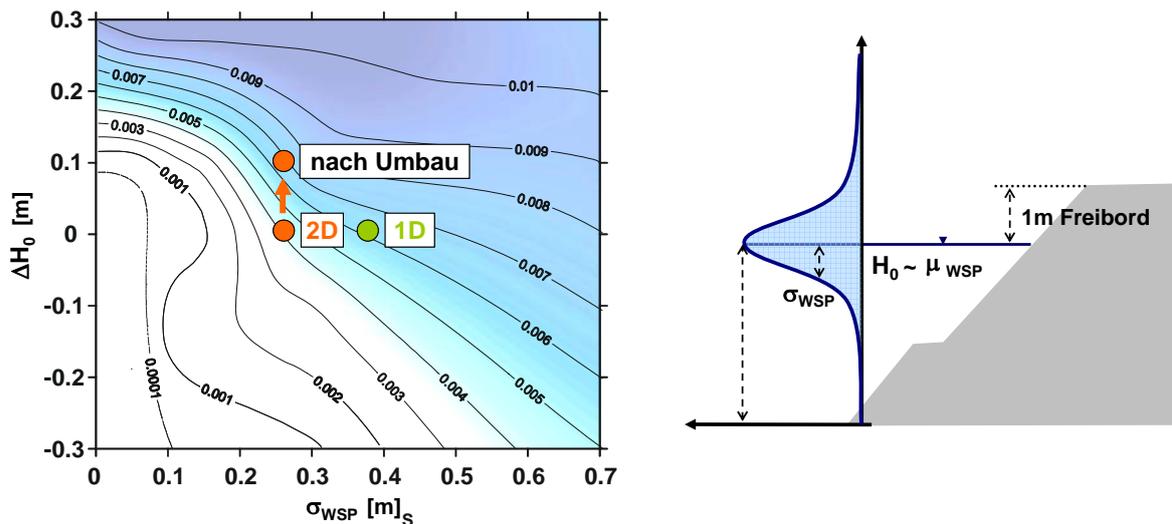


Abb. 2-2 Versagenswahrscheinlichkeit p_F eines exemplarischen Deiches im Bereich des Bemessungsereignisses, in Abhängigkeit von σ_{WSP} und ΔH_0 .

Für den Zustand $\sigma_{WSP} = 0$ lässt sich diese Darstellung wie folgt erklären:

Erreicht die Wasserspiegellage die Deichhöhe, so ist bereits nach geraumer Zeit mit Versagen durch Erosion zu rechnen, $p_F \sim 1$. Bleibt der Deich trocken so ist auch $p_F \sim 0$. In den Bereichen dazwischen müssen die Auswirkungen einer Veränderung des Bemessungswasserspiegels nicht linear sein und können bei Unstetigkeiten in der Geometrie des Bauwerks oder Änderung der Materialien sprunghaft ansteigen.

Im Beispiel kann bereits eine Erhöhung des mittleren Wasserspiegels um 0,1 m bis 0,2 m über den Bemessungspunkt den Wert von p_F um ein Vielfaches erhöhen. In diesem Zusammenhang sei auf das aktuelle Thema „Klimafaktor“ hingewiesen. Hier ist bereits durch eine Erhöhung des Bemessungsabflusses um den empfohlenen Faktor 1,15 an einzelnen Bauwerken mit einem sehr deutlichen Verlust bei den Sicherheitsreserven zu rechnen (MÖLLMANN, 2009B).

Für den Zustand $\sigma_{WSP} > 0$ zeigt die Standardabweichung, als zweite charakteristische Größe des Wasserspiegels in Abb. 2-2, noch elementaren Einfluss auf den Betrag von p_F . σ_{WSP} wird einerseits durch Retentionseffekte und saisonale Effekte, andererseits durch

Unsicherheiten in der Messtechnik, der Prognose- und Berechnungsmethodik beeinflusst (1D oder 2D, Abbildungsqualität des Modells, Hydrologische Eingangsdaten). Durch gezielt eingesetzte Retentionsmaßnahmen oder verbesserte Datenerfassung und Modellierung lässt sich die Wasserspiegellage steuern oder präziser vorhersagen und damit auch die Versagenswahrscheinlichkeit p_F reduzieren.

Abb. 2-2 zeigt zusätzlich beispielhaft Bemessungspunkte für 1D und 2D-Modelle mit verfahrensbedingt unterschiedlichen Unsicherheiten σ_{WSP} , sowie eine denkbare Veränderungen des Bemessungspunktes ΔH_0 durch lokale Eingriffe ins Gewässerbett. Die resultierenden Veränderungen in den Versagenswahrscheinlichkeiten sind sehr groß.

2.4. Vergleich probabilistischer und deterministischer Methoden

Ein einfaches Beispiel von MÖLLMANN (2008) zeigt den Unterschied zwischen deterministischer und probabilistischer Methodik an zwei gleich hohen Deichen (Abb. 2-3). Beide haben denselben Freibord und sind gegen Überströmen auf HQ_{100} bemessen. Die beiden Deiche unterscheiden sich vor allem in der Böschungsneigung und den Materialien (Kohäsion und Reibungswinkel). Zur Überprüfung der Böschungstabilität ist für den Lastfall Hochwasser das Gleitkreisverfahren nach Bishop gemäß DIN 4084 berechnet worden. Der erforderliche Quotient aus haltenden zu treibenden Kräften muss dabei größer oder gleich 1,3 sein.

$$\eta = \frac{M_{\text{haltend}}}{M_{\text{treibend}}} \geq 1,3 = \eta_{\text{erf}} \quad (2)$$

Die beiden in Abb. 2-3 gezeigten Deiche erfüllen diese Anforderungen im gleichen Maße. Allerdings muss für die deterministische Analyse der charakteristische Wert der Scherparameter φ_k' und c_k' konservativ bestimmt werden, in diesem Fall wurde von MÖLLMANN (2008) die 20% Fraktile gewählt.

Tabelle 2-1: Bodenparameter und Ergebnisse für die Deichvarianten A und B

		Deich A	Deich B
Effektiver Reibungswinkel	deterministische Untersuchung		
	Mittelwert	15,8	23
	Standardabweichung	17,1	25,6
		1,76	2,57
Effektive Kohäsion	deterministische Untersuchung		
	Mittelwert	2	3
	Standardabweichung	4,65	6,98
		3,72	5,58
Deterministische Untersuchung	Standsicherheitsfaktor η	1,35	1,34
Probabilistische Untersuchung	Wiederkehrperiode Versagen	1221 Jahre	552 Jahre

Die probabilistische Analyse mit der Software PC-Ring zeigt gegenüber der deterministischen Bemessung Tragfähigkeitsreserven des flacheren, aber aus schlechterem Material gefertigten Deiches. Unter anderem wegen des tabellarisch ermittelten Freibordes und wegen der allgemeingültig gehaltenen Sicherheitsfaktoren η wird die Wiederkehrperiode mit 552 bis 1221 Jahren in beiden Fällen deutlich seltener eingestuft als die auf 100 Jahre ausgelegte deterministische Bemessung fordert.

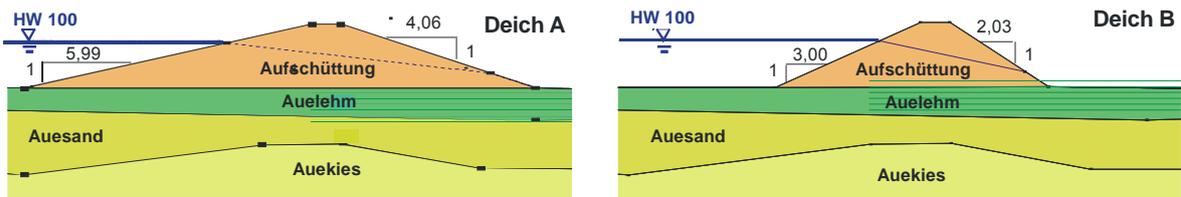


Abb. 2-3 Querschnitte im Vergleich deterministischer und probabilistischer Rechnung (MÖLLMANN, 2008).

Bei einer risikobasierten ökonomischen Analyse wird der voluminösere Deich A, mit größerer Aufstandsfläche, abhängig vom Berechnungszeitraum durch sein geringeres monetäres Risiko möglicherweise wieder finanziell attraktiver.

Im Normalfall wird dieser Abschnitt nur ein Teil eines gesamten Deichsystems zum Schutz eines Gebietes sein. Besteht dieses System aus vielen Einzelabschnitten, so wird die Gesamtversagenswahrscheinlichkeit deutlich höher sein als dies die Wiederkehrperiode von 552 Jahren für das Einzelbauwerk vermuten lässt.

Vergleicht man alle deterministisch bemessene Abschnitte mit ihren Versagenswahrscheinlichkeiten untereinander, so zeigen sich die schwächsten Abschnitte und die maßgebenden Versagensmechanismen. Durch lokale Maßnahmen kann so nochmals der Schutzgrad der Gesamtanlage wirtschaftlich verbessert werden.

3. Grundlagen und Stand des Wissens

3.1. Probabilistische Analyse von Schutzbauwerken

3.1.1. Statistische Grundlagen

Die Belastung eines beliebigen Bauwerks, beispielsweise eines Flussdeiches, erfolgt durch eine Einwirkungsgröße S (Stress oder Solicitation). Ihr gegenüber steht eine Widerstandsfähigkeit R (Resistance). Übersteigt die Einwirkung die Widerstandsfähigkeit, so tritt Versagen auf. In der Grenzzustandsgleichung (3) wird dann die Zielgröße Z negativ:

$$Z = R - S \quad (3)$$

Für normal verteilte und stochastisch unabhängige Prozesse lässt sich darum die Versagenswahrscheinlichkeit p_F analog zum einfachsten Versagensmechanismus „Überströmen“ ermitteln (Abb. 3-1):

- Ein Deich wird gemäß Bauplanung auf eine Bemessungshöhe H_D hergestellt. Die Bauausführung mit schwerem Gerät bedingt aber zwangsläufig eine Variabilität in der Höhe des weichen Baumaterials. Dazu kommt durch Alterungsprozesse (z.B. Setzungen) und zufällige Einwirkungen eine weitere ortsabhängige Veränderung der Höhe über die Zeit. Die Abweichung von der bekannten Planungshöhe H_D , lässt sich also bei der Betrachtung sehr vieler realer Deichabschnitte ähnlich zur braun dargestellten Häufigkeitsverteilung PDF_R annehmen. H_D entspricht dem wichtigsten Widerstandsparameter R bei Versagen durch Überströmen.
- Die Einwirkung S auf den Deich, in diesem Fall die Höhe des Wasserspiegels H_0 , wird ebenfalls nicht exakt die Bemessungsgröße einhalten, sondern um diese schwanken, analog zur blau dargestellten Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion PDF_S in Abb. 3-1.
- Versagen durch Überströmen tritt in diesem akademischen Beispiel in all den Fällen ein, bei denen der Wasserspiegel über die Deichkrone steigt und diesen erodiert. Der Beginn des Überströmens wird in der Grenzzustandsgleichung mit $Z = 0$ ausgedrückt.
- Die Ermittlung von p_F lässt sich vereinfacht mit der First Order Second Moment (FOSM) Methode nach Cornell für normal verteilte Zufallsvariablen durchführen. Dabei wird der Überlappungsbereich der

beiden Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen integriert und somit die Häufigkeit bestimmt, mit der ein Schadensfall auftritt (SCHNEIDER, 1994).

$$p_F = \int_{-\infty}^0 Z dZ \quad (4)$$

Die Bestimmung der Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion PDF_S für den Wasserstand wird ausführlich in den Kapiteln 5 & 6 erarbeitet. Die Bestimmung von Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen PDF_R für Bodenparameter wird ausgiebig in der parallel entstehenden Dissertationsschrift von MÖLLMANN (2009A) diskutiert, der den geotechnischen Teil der probabilistischen Bemessung im PC-River Projekt bearbeitet hat.

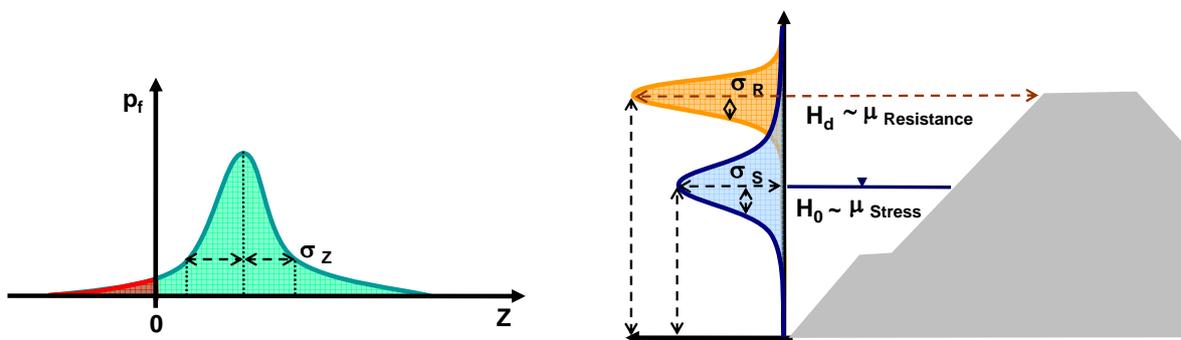


Abb. 3-1 Links: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion PDF_Z ($Z = R - S$) für den Versagensmechanismus „Überströmen“; Rot: Anteil aller Versagensfälle für unendlich viele Lastfälle ($Z < 0$); Rechts: Unsicherheit in Deichhöhe und Wasserspiegellage, dargestellt als Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen PDF_S und PDF_R

Bei Versagenszustandsgleichungen mit mehreren unscharfen Eingangsparametern lässt sich die Versagenswahrscheinlichkeit nicht so einfach bestimmen. Es sind hierzu probabilistische Rechenverfahren wie Monte-Carlo Simulation, die First Order Reliability Methode (SCHNEIDER, 1994) oder eine Kopplung mit anderen probabilistischen Rechenverfahren zu verwenden.

3.1.2. Kombination bedingter Eintrittswahrscheinlichkeiten

Hochwasserschutzkonzepte für Gebietseinheiten bestehen zumeist aus verschiedenen Einzelmaßnahmen (Deiche, Massivbauwerke, mobile Maßnahmen, u.a.), die wiederum durch verschiedene Mechanismen versagen können. Systemversagen, also Überflutung, findet statt, wenn nur einer dieser Versagensfälle auftritt.

Abb. 3-2 zeigt das ineinandergreifen einzelner Prozesse und bedingte Abhängigkeiten als Versagensbaum. Die Kombination der in 2.2 dargestellten Mechanismen an

verschiedenen Bauwerken, zu einer Gesamtversagenswahrscheinlichkeit, kann nur durch Berücksichtigung der räumlichen und zeitlichen Korrelationen erfolgen.

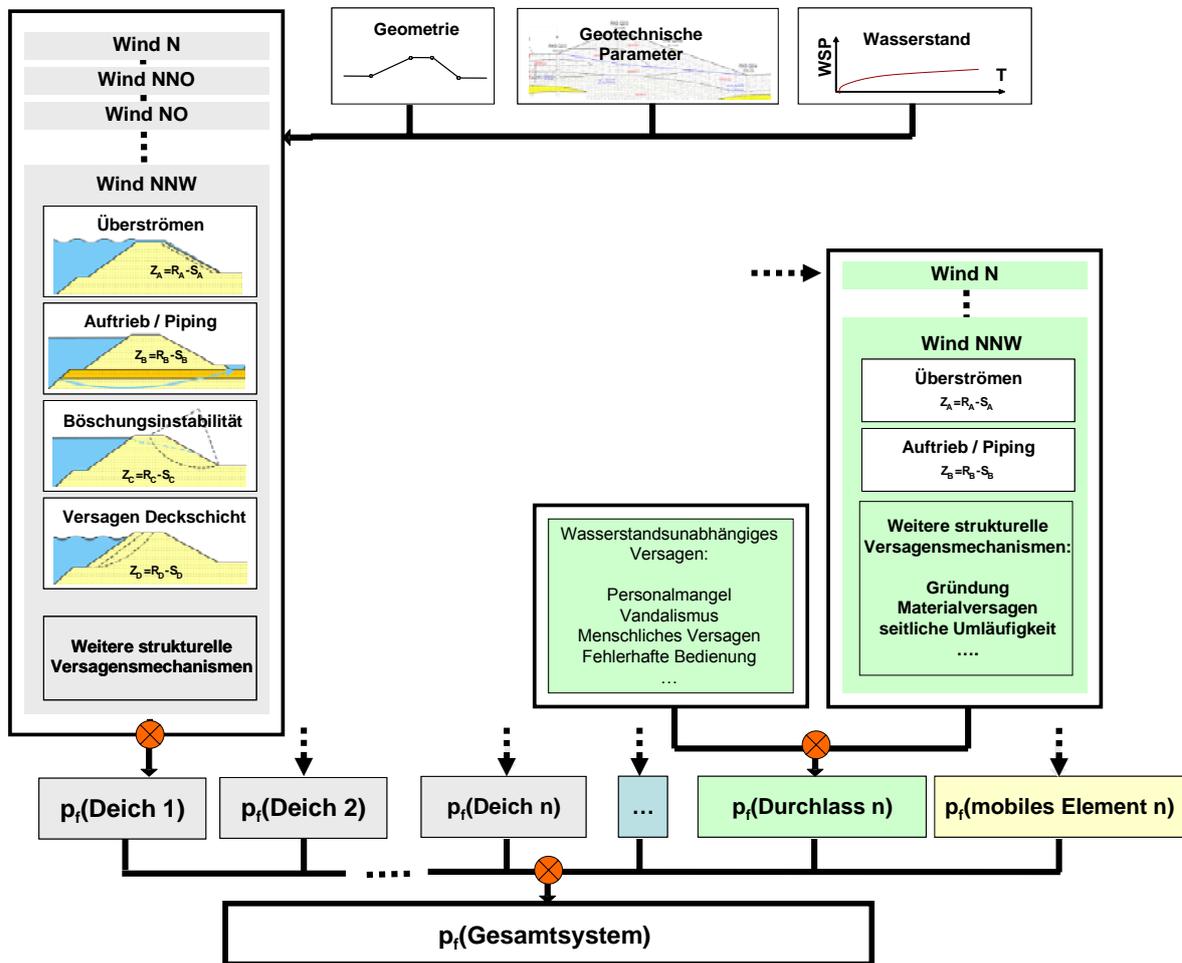


Abb. 3-2 Versagensbaum: Jedes Bauelement trägt zur Gesamtversagenswahrscheinlichkeit bei und ist selbst von unterschiedlichen bauwerksspezifischen Versagensmechanismen bedroht. Diese können mechanischen, anthropogenen und anderen Ursachen zugeordnet werden.

Die meisten Versagensformen sind durch mehrere Parameter korreliert. Bei fast allen Versagensmechanismen spielt der Wasserstand eine dominante Rolle. In Abb. 3-3 lässt sich die räumliche Autokorrelationslänge für die Wasserstände in Fließrichtung an der Iller auf ca. 6 bis 7 km bestimmen. In diesem Abstand können die Wasserstände nicht als voneinander unabhängig betrachtet werden. Die Ermittlung der Autokorrelation erfolgt analog zur Vorgehensweise in Kapitel 7.4.3. HOHENBICHLER & RACKWITZ (1983) beschreiben eine Lösung zur Ermittlung bedingter Wahrscheinlichkeiten für die einzelnen Abschnitte und Mechanismen.

Hohe Wasserstände und schlechtes Wetter sind häufig miteinander verbunden und einzelne Ereignisse haben einen Zusammenhang zwischen ihrer Dauer und Intensität.

Die Kombination dieser über die Zeit korrelierten Größen erfolgt in PC-Ring 5 über den Algorithmus von FERRY-BORGES (1971), der durch Diskretisierung der Zeit und konstante Korrelationen zwischen den Zeitschritten dieses Problem zerlegt.

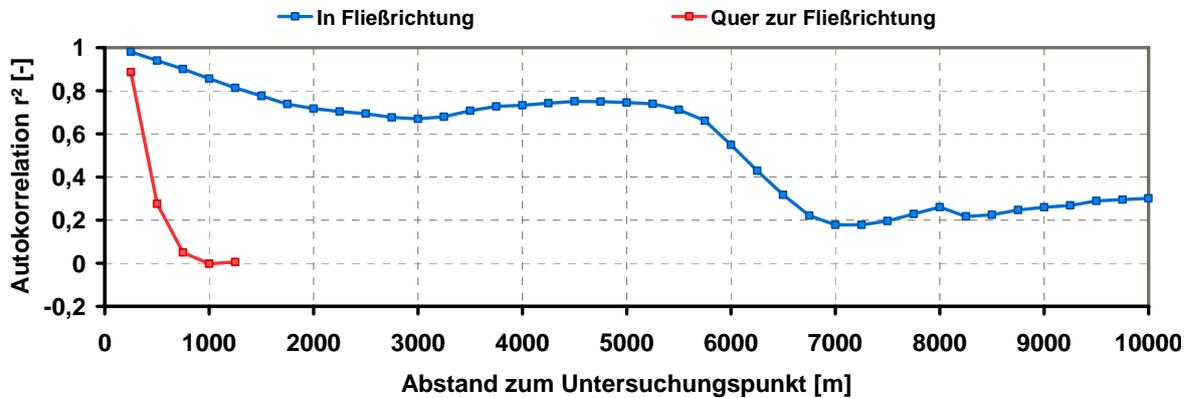


Abb. 3-3 Autokorrelation der Wasserspiegellagen an der Iller; r^2 zeigt, welcher Anteil von H_0 durch lineare Regression in Abhängigkeit des Abstandes ermittelt werden kann. (Gemittelt über alle Querprofile; Korrelationskoeffizient nach Pearson; trendbereinigt; nach LOHNINGER (2008))

3.1.3. Aktuelle Forschungsergebnisse für probabilistischen Methoden im Hochwasserschutz

Nachdem die probabilistische Methodik bereits seit einigen Jahrzehnten in anderen Ingenieursdisziplinen (z.B. Maschinenbau, Stahlbau) eingesetzt wurde, begannen in den neunziger Jahren in den Niederlanden erste Umsetzungen im Hochwasserschutz (STEENBERGEN, 2004). In den letzten Jahren widmete sich dann das EU-Projekt Floodsite (ALLSOP, 2007) einer probabilistischen Untersuchung von See-, Ästuar- und Flussdeichen, ebenso wie das BMBF-Projekt „ProDeich“ (KORTENHAUS, 2002). Die nationale Förderaktivität RIMAX – „Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse“ verfolgte den probabilistischen Ansatz im Rahmen mehrerer Projekte wie u.a. „REISE“ (BACHMANN, 2007), „Risikobasierte Verfahren zur Gewährleistung angemessener Hochwassersicherheiten bei Stauanlagen“ (ANHALT, 2008) und dem hier vorgestellten „PC-River“ (MÖLLMANN, 2009B).

PC-River verwendet die in den Niederlanden entwickelte Software PC-Ring 5. Alle hier vorgestellten Versagenswahrscheinlichkeiten beruhen auf PC-Ring.

3.2. Hydraulische Modelle

3.2.1. Anforderungen

Wie bereits im einführenden Beispiel gezeigt (Kapitel 2.2), kommt der Wasserspiegellage elementare Bedeutung zu. Als Berechnungsmethode wird darum eine Technik gewählt, die eine hohe Genauigkeit bietet und trotzdem in der täglichen Ingenieurpraxis angewendet werden kann.

Hochwasser ist meist ein räumliches Problem, das sich nur gesamtheitlich betrachten lässt. Fließwege sind insbesondere bei Gewässern mit ausgeprägten Überflutungsflächen häufig im Vorfeld unbekannt. In der Größenordnung der Elbeauen kann es vorkommen, dass der überwiegende Teil des Abflusses nicht dem Niedrigwasserbett folgt, sondern alte Flutmulden und neue Wege findet. Für den Hochwasserschutz wurden häufig die bekannten älteren Fließwege vom Abflussgeschehen abgetrennt. Allerdings kann bei Bruch oder Überströmung dieser Teil ebenfalls reaktiviert werden.

Aus diesem Grund und weil häufig selbst innerhalb eines bekannten Fließquerschnittes Unterschiede in den Wassertiefen von mehreren Dezimetern zwischen Innen- und Außenkurve gemessen werden, sind 2 dimensionale Strömungsmodelle die 1. Wahl für die meisten Projekte. 1D-Modelle, auch verzweigte und vermaschte, erfordern einen zuvor bekannten Strömungsweg.

Die notwendigen Modellflächen sind bei Flüssen wie der Elbe zwangsläufig 10^1 - 10^2 km² groß, weil die Mindestabmessungen aus der Wahl geeigneter Randbedingungen resultieren. Für die Länge sollten die Modelle so beschnitten werden, dass sowohl im Anström- als auch im Abströmquerschnitt annähernd gleichmäßig verteilte Strömungskenngrößen (H , v) angenommen werden können. Es empfiehlt sich zusätzlich, einen ausreichend langen Vorlaufabschnitt zum Untersuchungsquerschnitt im hydraulischen Modell zu integrieren, damit die Strömung von der erzwungenen Anströmbedingung ein natürliches Strömungsbild annehmen kann, genauso wie dies in physikalischen Modellen häufig praktiziert wird. Als Faustformel wird oftmals als Vorlauflänge 10x die Mittelwasserbreite angegeben. Dies ist im Einzelfall zu prüfen.

Die notwendige Breite ist so zu wählen, dass auch im schlimmsten Fall die Ausdehnung der Überflutungsfläche nicht durch die Wahl des Modellrandes beschränkt wird. Im Allgemeinen reicht es aus, im Vorfeld ein grob kalibriertes Model auf $\sim 1,3 \cdot HQ_{\text{Extrem}}$ zu testen. Wählt man die Modellgrenzen zu knapp, sind starke Abweichungen in den Wasserspiegellagen möglich (Beispiel: Abb. 7-1).

Als Berechnungsmethoden bieten sich 2D-Modelle mit Lösung der Flachwassergleichungen auf Basis der Navier-Stokes Gleichungen an, die auch einen Fließwechsel (strömend / schießend) berücksichtigen können. Der Vorteil gegenüber 1D-

Modellen liegt bei der exakteren, physikalisch begründeten Abbildung der Realität, der Nachteil bei teilweise tagelangen Rechenzeiten einzelner Szenarien.

In den letzten Jahren sind eine Reihe vereinfachter 2D Methoden für den Hochwasserschutz auf den Markt gekommen, die sich vorwiegend an der Idee der Zellautomaten orientieren (Lisflood FP, Tripad). Dabei werden nur vereinfachte lokale Gleichungen angesetzt, um eine Ausspiegelung der Wasserspiegellagen in der Fläche zu ermitteln. Die Berechnungszeit reduziert sich enorm, allerdings muss gerade in Übergangsbereichen zu stark ungleichförmigen Abflüssen und bei Instationarität oder Fließwechseln mit Qualitätseinbußen gerechnet werden.

Die Rechenzeit spielt heute und sicherlich auch noch im nächsten Jahrzehnt bei jeglicher Planung eine entscheidende Rolle, weil sie sich limitierend auf die Anzahl der Szenarien und die Prognosevorlaufzeit auswirkt.

Die Prognosequalität ist je nach Einsatzzweck und Ort von essentieller Bedeutung. Im operationellen Hochwasserschutz bedeutet eine fehlerhafte Wasserspiegelhöhe von 1 dm ~ 1 Lage Sandsäcke. In der probabilistischen Analyse kann dies Faktor 10 oder mehr in der Versagenswahrscheinlichkeit ausmachen, wie das einführende Beispiel zeigt (Kapitel 2.3).

Der Anspruch der zugrunde liegenden Projekte an diese Arbeit ist eine Verbesserung der möglichst exakten Abbildung der Realität, bei akzeptabler Bearbeitungszeit. Im Folgenden wird darum nur der Ansatz mit vollständigen hydrodynamisch numerischen 2D-Modellen besprochen.

3.2.2. 2-dimensionale hydrodynamisch numerische Modelle

Grundlage der Freispiegelabflussmodelle sind Varianten der Flachwassergleichungen, eine tiefengemittelte Version der allgemeinen Fließgleichungen nach Navier-Stokes. Die kurze Diskussion dieser komplexen Gleichungen ist zum besseren Verständnis dieser Arbeit hilfreich, weil sie zwei bedeutende Probleme bereithalten. Die Herleitung der Grundgleichungen findet sich sehr ausführlich in MALCHEREK (2001; 2004) oder zahlreichen Grundlagenbüchern der Hydraulik.

Die Impulserhaltungsgleichungen beschreiben die Änderung einer Fluidelement Eigenschaft entlang eines Bewegungspfades als Folge von Druck, Turbulenz und weiteren Kräften. Dabei wird vorausgesetzt, dass das Volumen und damit auch die Masse, erhalten bleiben (Kontinuitätsgleichung). Die folgende Version zur Ermittlung der 3 unbekanntenen Größen u, v und h , mit Einbindung eines Sohlreibungsterms für die externen Rauheitseinflüsse ist in ihrer Symbolik in Anlehnung an das Benutzerhandbuch der eingesetzten Software FLUMEN 2.0 gewählt (BEFFA, 2004).

Kontinuität / Massenerhaltung

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = 0 \quad (5)$$

Impulserhaltung / Lagrangesche Bahngleichungen für u,v

$$\begin{aligned} \frac{\partial uh}{\partial t} + \frac{\partial u^2 h}{\partial x} + \frac{\partial uvh}{\partial y} &= -\frac{g}{2} \cdot \frac{\partial h^2}{\partial x} + \frac{h}{\rho} \cdot \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{h}{\rho} \cdot \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} - g \cdot h \frac{\partial z_s}{\partial x} - \frac{\tau_{sx}}{\rho} \\ \frac{\partial vh}{\partial t} + \frac{\partial v^2 h}{\partial y} + \frac{\partial uvh}{\partial x} &= -\frac{g}{2} \cdot \frac{\partial h^2}{\partial y} + \frac{h}{\rho} \cdot \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{h}{\rho} \cdot \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} - g \cdot h \frac{\partial z_s}{\partial y} - \frac{\tau_{sy}}{\rho} \end{aligned} \quad (6)$$

mit:

 x, y ... Hauptkoordinaten [m] u, v, w ... mittlere Geschwindigkeiten in Hauptachsrichtung [m / s] h ... Abflusstiefe [m] ρ ... Dichte [kg / m³] τ_{ij} ... turbulente Spannung [N / m²] τ_s ... Sohlschubspannung [N / m²] z_s ... Sohlhöhe [m] g ... Erdbeschleunigung [N / kg]

Die aus der Turbulenz bedingten Spannungen werden dabei mit der turbulenten Viskosität beschrieben, die selbst örtlich und zeitlich variabel ist. Es handelt sich dabei nicht um eine Stoffeigenschaft, sondern um eine statistische Beschreibung einer zeitlich gemittelten turbulenten Bewegung.

Reynoldsspannungen aus Wirbelviskosität

$$\tau_{ji} = \rho v_t \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (7)$$

mit:

 v_t ... turbulente Viskosität [m² / s]

Die turbulente Viskosität ist

- im Fluss höher als die molekulare Viskosität
- keine Materialkonstante wie die molekulare Viskosität, sondern örtlich und zeitlich variabel, abhängig vom Strömungszustand

Für die Anwendung dieser Differentialgleichungen sind in diesem Zusammenhang folgende Aspekte genauer zu betrachten:

3.2.2.1. Gültigkeitsbereich

Die Gleichungen sind gültig solange hydrostatische Druckverhältnisse herrschen. Für sehr langgestreckte Wellen ist dies der Fall, bei kurzen bzw. hohen Wellen kann die Vertikalbeschleunigung die hydrostatische Grundbedingung stören.

- Flachwasserbedingungen sind erfüllt für $L/h \geq 20$ (L ... Wellenlänge), also für eine Wellenausbreitungsgeschwindigkeit $c = \sqrt{gh}$.
- Lokale Störungen, z.B. an Sohlspürungen können ebenfalls zur Störungen der hydrostatischen Druckverhältnisse führen, werden aber in diesem Zusammenhang nur eingeschränkt als maßgebend betrachtet.

3.2.2.2. Turbulenzmodellierung

Die Turbulenzmodellierung spielt eine wichtige Rolle beim Einsatz der Modelle in der Umströmung von Störkörpern, z.B. Brückenpfeilern, Durchlässen oder Buhnen, sowie an der Ablösung an scharfen Konturen. Diese lokalen Störungen des Strömungsbildes nivellieren sich in der großräumigen Betrachtung der Hochwassersimulation und können weitestgehend vernachlässigt werden.

Zum Einsatz kommt bei FLUMEN darum ein sogenanntes Nullgleichungsmodell, das die Lösung zusätzlicher Differentialgleichungen erspart.

$$v_t = c_v \cdot h \cdot \sqrt{\frac{\tau_s}{\rho}} \quad (8)$$

mit:

v_t	...	<i>tiefengemittelte, turbulente Viskosität [m²/s]</i>
c_v	...	<i>Proportionalitätsfaktor (ca. 0,07) [-]</i>

Dabei wird vereinfachend angenommen, dass im Strömungsfeld ein lokales Gleichgewicht herrscht (Produktion = Dissipation) und der Transport von Turbulenz vernachlässigt werden kann.

- Die in den Fallstudien zu erwartenden Wirbelstrukturgrößen liegen nach Abschätzung mit der Kolmogorov-Länge zwischen 100 µm und der maximalen Wassertiefe (Größenordnung 10 m).
- Problematische topographische Elemente sind vor allem kleinere Durchlässe, beispielsweise Unterführungen in Straßendämmen. Der in diesen Bereichen teilweise stark ungleichförmige Abfluss und die zusätzliche Einschnürung des Querschnittes durch Ablösung lassen sich durch lokalen Einsatz von empirischen, eindimensionalen Energieverlustgleichungen abbilden.

3.2.2.3. Sohlschubspannung

Die später nochmals ausgiebig diskutierte Rauheit (Kapitel 5.3) fließt über die Sohlschubspannungen in die Berechnungen ein.

$$\tau_{sU} = u \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{c^2} \rho g \quad ; \quad \tau_{sV} = v \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{c^2} \rho g \quad (9)$$

Dabei kann der Rauheitsparameter C , analog zu den Abflussformeln von Chezy, Gaukler-Manning-Strickler oder Darcy-Weißbach ermittelt werden.

$$c = k_{st} R^{1/6} = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \quad (10)$$

3.2.2.4. Zeitdiskretisierung und Courant-Kriterium

Die Lösung dieser Gleichungen lässt sich nur in diskreten, also endlich vielen Zeit- und Raumschritten durchführen. Die Diskretisierung in konstante Schritte besticht zwar durch ihre Einfachheit, aber mittlerweile ist man bei den allermeisten Programmen zu Ressourcen sparenden, dynamisch ermittelten, maximalen Zeitschritten und zu unstrukturierten Unterteilungen des Untersuchungsgebietes übergegangen (Siehe Abschnitt 3.2.4.). Die Zerlegung in Finite-Volumen, also eine begrenzte Anzahl von Teilelementen erfordert darum eine allgemeingültige Beschreibung der Differentiale $\delta/\delta x$ und $\delta/\delta t$. Die Anforderungen sind dabei:

- Stabilität - Vorhandene numerische Fehler schaukeln sich nicht auf
- Konvergenz - Vorhandene numerische Fehler nehmen mit fortlaufender Iteration oder fortlaufender Verfeinerung des Netzes ab und streben gegen einen Grenzwert.

- Konsistenz - Vorhandene numerische Fehler streben mit fortlaufender Iteration oder fortlaufender Verfeinerung des Netzes gegen null.

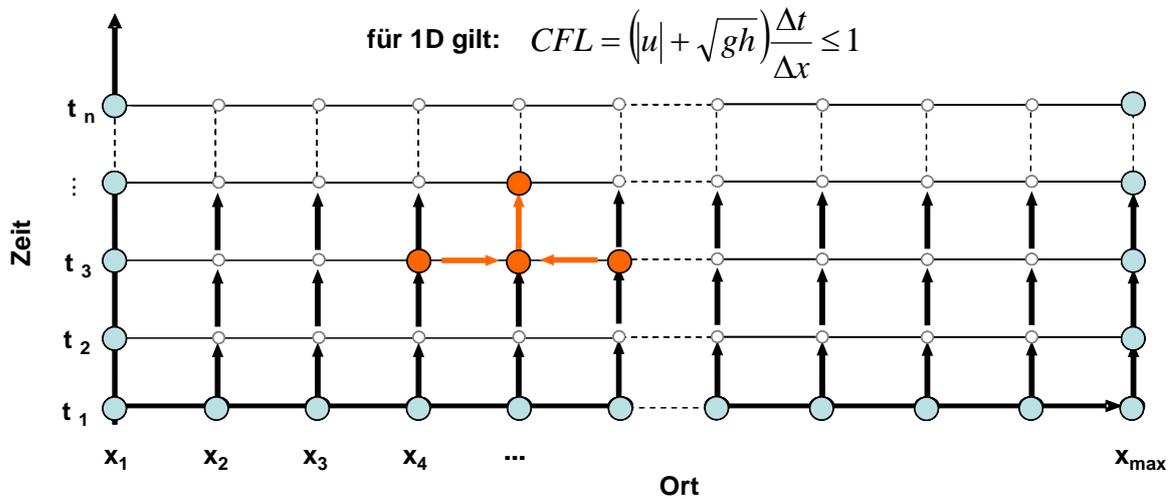


Abb. 3-4 Explizites Eulerverfahren im 1D-Schema

Eine zentrale Problemstellung im Hinblick auf die Ressourcennutzung ist die diskrete Berechnung der zeitlichen Ableitung. Es stehen dabei zwei grundsätzliche Methoden und deren Kombination zur Verfügung.

- Implizites Euler Verfahren:

$$\frac{\partial u}{\partial t} \rightarrow \frac{u^{n+1} - u^n}{\Delta t} = f \cdot u^{n+1} \quad (11)$$

Zur Ermittlung des Gradienten werden noch unbekannte Werte für die Geschwindigkeit u zum Zeitschritt $n+1$ herangezogen.

Vorteile sind konstante Zeitschritte die nicht in ihrer Länge beschränkt sind. Allerdings wird die Approximation der Ergebnisse besser, je kleiner der Zeitschritt gewählt wird. Dies ist besonders für Probleme interessant, bei denen die Iteration in einen stabilen Endzustand hineinläuft und die Genauigkeit der Zwischenergebnisse nicht interessant ist.

- Explizites Euler Verfahren:

$$\frac{\partial u}{\partial t} \rightarrow \frac{u^{n+1} - u^n}{\Delta t} = f \cdot u^n \quad (12)$$

Zur Ermittlung der zeitlichen Veränderung der Geschwindigkeit u (oder einer beliebigen andern Größe) werden ausschließlich bekannte Werte des zuletzt ermittelten Zeitschrittes n weiterverarbeitet.

Vorteil dieses Verfahrens ist seine numerische Stabilität bei Einhaltung des Courant-Friedrich-Levy (CFL) Kriterium (COURANT, 1959). Für den 1-dimensionalen Fall dargestellt in Abb. 3-4 und für den 2-dimensionalen Fall dargestellt in Gleichung (13) beschränkt dieses Kriterium den Bewegungsradius eines Fluidelements, unter Berücksichtigung der Fließgeschwindigkeit und der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit, damit der nächste Zellmittelpunkt nicht übersprungen wird. Die CFL-Zahl stellt dabei eine normierte Reichweite von einem Zellkern zum anderen dar und sollte stets kleiner $\sqrt{2}$ sein, oft sogar noch geringer.

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2} = CFL \quad (13)$$

mit:

$$\sigma_x = (|u| + \sqrt{gh}) \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad \text{und} \quad \sigma_y = (|v| + \sqrt{gh}) \frac{\Delta t}{\Delta y}$$

Dieser zentrale Vorteil der Stabilität stellt gleichzeitig einen der größten Schwachpunkte des gesamten Systems dar. Weil der Zeitschritt für alle Volumenelemente gleich gewählt werden muss, limitiert ein Element für alle anderen die Rechenzeit. Insbesondere hydraulisch relevante Elemente, die sehr starker Strömung ausgesetzt sind (Buhnen, Pfeiler etc.), müssen räumlich feiner diskretisiert werden und beschränken somit den Zeitschritt.

In der Praxis bevorzugen mittlerweile viele kommerzielle Systeme das explizite Verfahren, insbesondere wegen der besseren Stabilität und der leichteren Umsetzbarkeit.

Der Vollständigkeit halber sei angemerkt, dass es auch kombinierte implizite / explizite Verfahren gibt (Kombination durch den Crank-Nicolson-Faktor).

3.2.2.5. Anfangs- und Randwertproblem

Die Abb. 3-4 zeigt für den 1-dimensionalen Fall, dass zumindest 3 Werte am Anfang, zum Zeitschritt 0, bekannt sein müssen, um mit der Berechnung beginnen zu können. Weiterhin müssen auch räumlich stets die Nachbarpunkte bekannt sein, dies erzwingt Benutzervorgaben für den oberen und den unteren Rand.

Das Anfangswertproblem lässt sich am einfachsten durch einen Kaltstart lösen, bei dem alle Größen den Betrag 0 haben. Dann kann die eigentliche Berechnung anderer Zustände beginnen. Als Randbedingungen oberstrom und unterstrom, stehen der Abfluss Q , die Wasserstands-Abflusskurve $h(Q)$ und das Gefälle I_e zur Verfügung.

Alternativ kann man aus bekannten Vorberechnungen bereits Startwerte festlegen. Dies ist insbesondere Interessant bei Aufgabenstellungen mit Hystereseeffekten.

3.2.3. Finite Methoden zur Lösung der Flachwassergleichungen

Als Lösungsverfahren für die partiellen Differentialgleichungen (11) & (12) stehen 3 Verfahren zur Verfügung: die Finite-Differenzen- (FDM), Finite-Elemente- (FEM) und Finite-Volumen-Methode (FVM).

Die FVM wird vor allem bei hyperbolischen Differentialgleichungen, wie den Saint-Venant-Gleichungen und generell bei den Erhaltungsgleichungen eingesetzt, während die FEM hauptsächlich für elliptische Differentialgleichungen eingesetzt wird und die Erhaltungssätze nur durch zusätzlichen Rechenaufwand approximieren kann.

Gegenüber der FDM zeichnet sich die FVM vor allem aus durch die leichtere Anwendbarkeit auf die effizienteren unstrukturierten Netze und die hohe Stabilität bei gemischt unter- und überkritischen Abflusszuständen.

In den letzten Jahren hat sich darum das Finite-Volumen-Verfahren für die Lösung der hier diskutierten Aufgaben in allen weiter verbreiteten Softwarepaketen durchgesetzt (Hydros-AS, FLUMEN, MIKE21, InfoWorks 2D). Im Weiteren wird darum, soweit nicht anderweitig angemerkt, immer von der FVM ausgegangen.

3.2.4. Geeignete unstrukturierte Netze und ihre Erstellung

Zur 2-dimensionalen Diskretisierung des Geländes (nach Höhe und Nutzung) in Elemente, die in sich möglichst homogen sind, hat sich in den vergangenen Jahren für fast alle finite Berechnungsmethoden die Anwendung unstrukturierter Dreiecksnetze etabliert.

Die Vorteile liegen klar auf der Hand: Konturlinien, die sich nicht an die Hauptachsen halten, können besser abgebildet werden als bei regelmäßigen Netzen bzw. Rastern. Jedes beliebige Polygon lässt sich in Dreiecke zerlegen. Weiterhin lassen sich durch die variable Größeneinteilung viele Zellen sparen.

3.2.4.1. Anforderungen der Expliziten 2D-Modelle

Um die Qualität der Netze sicherzustellen, wurde eine Reihe Kriterien definiert:

- Hinreichend glatt, d.h. genügend oft differenzierbar, für die Anwendung der räumlichen Differentialgleichungen ist ein Gitter, bei dem in einem Punkt nicht zwei oder mehr Höhen auftreten. Dies wäre bei einer senkrechten Wand der Fall (JAMESON, 1981). Generell wird für die

tiefengemittelten Flachwassergleichungen keine Böschungsneigung größer als 1:2 empfohlen.

- Das Flächenverhältnis zwischen Nachbarzellen soll nicht deutlich größer sein als 1:3.
- Weniger als 8-10 Zellen sollen sich einen Knoten teilen. Sogenannte Wagenräder führen bei einigen Programmen zu Problemen mit der Diffusion (DITSCHKE, 2005).
- Gedrungene Elemente (kein Winkel kleiner $\varphi_{\min} \sim 20^\circ - 35^\circ$) zeigen bessere Ergebnisse bei den Diffusionstermen. Je größer dieser kleinste Winkel, desto größer die Anzahl der Zellen und desto kleiner die kleinsten Zellen. (Siehe Abb. 3-7)
- Die weitere Verdichtung eines Elements führt zu keiner signifikanten Änderung der Berechnungsergebnisse. Dieser Fall tritt früher oder später immer ein, weil sich zeigen lässt, dass numerisch glatte Netze für FVM konsistent sind (BEFFA, 2008).

Diese Anforderungen werden mit Delauny konformen Netzen gut angenähert, wenn dabei φ_{\min} berücksichtigt wird.

3.2.4.2. Übersicht über bekannte Zerlegungsalgorithmen

Die Diskretisierung von Oberflächen wurde in der Bildverarbeitung, der Geodäsie und im Maschinenbau bereits häufig zum Thema ausgiebiger Untersuchungen. Eine Zusammenstellung zahlreicher Ansätze und die Evaluierung vieler dieser Ansätze finden sich bei CIGNONI (1998) und HECKBERT (1997). Auf internationaler Ebene widmet sich die „International Meshing Roundtable“ seit 1992 diesem Thema.

Leider bieten sich diese Ansätze, die entweder auf Neuaufbau oder Ausdünnung bekannter vorhandener Geodaten basieren, nur eingeschränkt zur Erstellung von expliziten 2D-HN-Modellen in großflächigen Modellen an. Zu sehr widersprechen sich dabei die Anforderungen an die

- geometrischen Eigenschaften (Beschränkung der Winkel und Kantenlängen, Delauny Konformität)
- topographische Abbildungsgenauigkeit (Minimierung lokaler und globaler Höhenfehler der Netze gegenüber des DHM)
- Effizienz (Anzahl der Zellen, Abmessung der kleinsten Zellen)

Dieses Optimierungsproblem, die Kombination dieser 3 Eigenschaften, hat keine einheitliche Lösung, die für alle Zwecke optimal anwendbar ist.

Für hydraulische Simulationen hat sich darum Software übergreifend in den letzten Jahren eine Vorgehensweise etabliert, die nicht auf einem Regelwerk basiert, die aber in den meisten Fällen ein ausreichend gutes Ergebnis produziert:

- Unter Festlegung der wichtigsten Fixpunkt- und Linienelemente wird das Projektgebiet geometrisch ausreichend gut (aus Effizienzgründen nicht perfekt!) zerlegt, ohne Berücksichtigung weiterer einschränkender Geländeinformationen.
- Anschließend werden den einzelnen Dreieckselementen die topographischen und nutzungsspezifischen Informationen durch Projektion und Mittelung zugewiesen. Die Effizienz des neuen Netzes ist dabei abhängig von den gewählten geometrischen Randbedingungen und der Lage (vor allem dem gegenseitigen Abstand) der zuvor definierten Fixpunkte.

Als Zerlegungskriterium wird dabei zumeist eine auf Delaunay basierende Vorschrift beachtet: Die Eckpunkte eines jeden Dreiecks spannen einen Kreis auf. In diesem Kreis dürfen sich keine weiteren Eckpunkte anderer Dreiecke befinden.

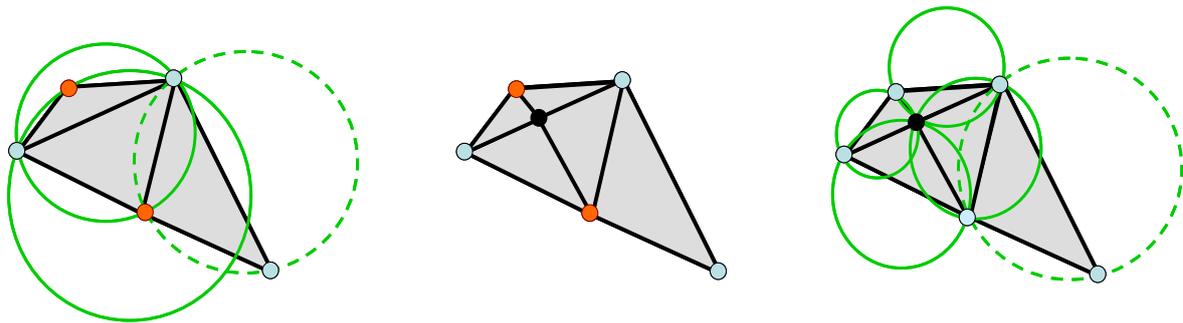


Abb. 3-5 Links: Die beiden linken Dreiecke enthalten je einen Punkt zuviel in dem von ihren Eckpunkten definierten Kreis; Mitte: Einfügen eines neuen Zwangspunktes, beispielsweise durch Kantenhalbierung; Rechts: Alle Dreiecke sind Delaunay konform

Diese Anforderung lässt sich oft nicht erfüllen. In diesem Fall werden zusätzlich Zwangspunkte eingeführt (*Steiner Punkte* oder *Sampling*), um eine verbesserte Anordnung der Dreiecke zu erzwingen (Abb. 3-5, Mitte). Das Ergebnis wird als „eingeschränkt Delaunay konforme Triangulation“ bezeichnet (Abb. 3-5, rechts). Die gleichzeitige Berücksichtigung von Mindestwinkeln erzwingt weitere Dreiecke (Abb. 3-6 & Abb. 3-7) (SHEWCHUK, 2002).

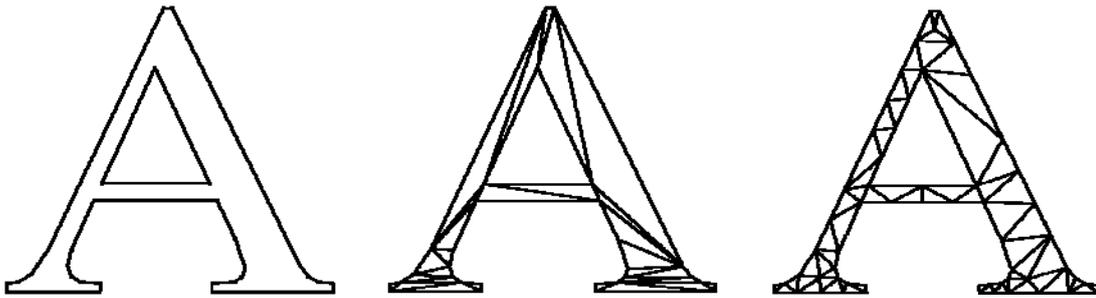


Abb. 3-6 Links: Randbedingungen (Kantengraph); Mitte: Tringulation ohne zusätzliche Zwangspunkte; Rechts: Triangulation mit zusätzlichen Zwangspunkten (annähernd Delauny konform) (SHEWCHUK, 2002)

Es existieren mehr als ein Dutzend Algorithmen die solche Triangulationsaufgaben bewältigen können. Durchgesetzt hat sich aufgrund seiner Robustheit und seiner Geschwindigkeit die Divide-and-Conquer Methode von Lee und Schachter, eine Verbesserung des Ruppert-Algorithmus (SHEWCHUK, 1996).

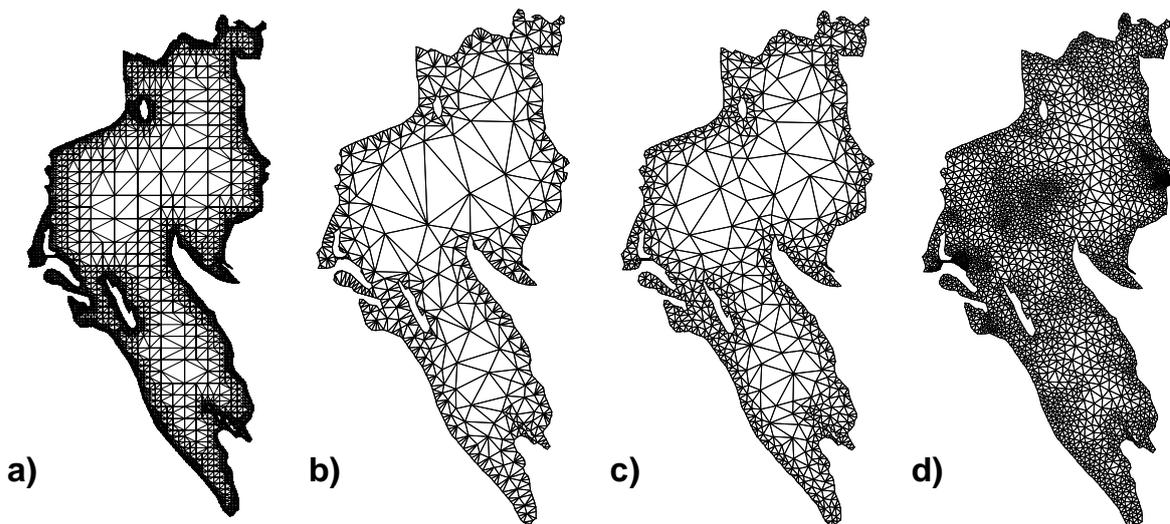


Abb. 3-7 Triangulation eines Gewässers mit einem Quad-Tree Algorithmus (a) und dem effizienteren Devide-&-Conquer Algorithmus mit Mindestwinkeln von 15° (b), 25° (c) und 35° (d) (SHEWCHUK, 2002)

3.2.5. Kombination von 1D- und 2D-Modellen

Eine weitere Möglichkeit zur Einsparung von Rechenzeit ist die Kombination verschiedener Modelltypen. Insbesondere die Modellierung von Abschnitten mit deutlich ausgerichteter Strömung durch Ressourcen sparende 1D-Modelle hat sich bewährt, wenn Abschnitte mit 2-dimensionaler Strömungsausprägung lokal angebunden werden können.

3.2.5.1. Anbindung der 1D-HN-Modelle

Als bewährte Methode zur Kombination bietet sich die Verbindung über ein virtuelles Wehr an. Die Koppelung wird in FLUMEN über eine übliche Gleichung (14) vom Typ Poleni mit dem Rückstaufaktor nach Hager berechnet.

$$Q = \frac{2}{3} \mu \varphi B \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (14)$$

mit:

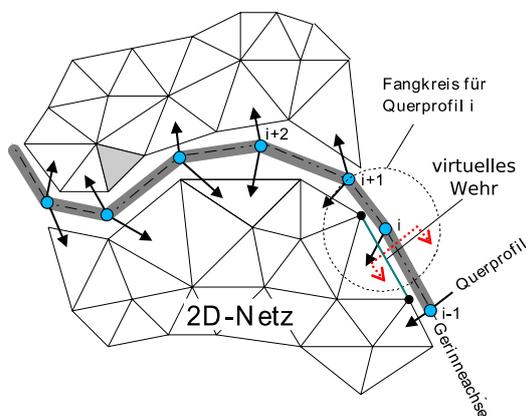
$$\varphi = \left[1 - \left(\frac{H_u}{H_0} \right)^a \right]^{1/a} ; \quad a \sim f(\text{Wehrform})$$

B ... Breite des virtuellen Wehrs

μ ... Überfallbeiwert für breitkroniges Wehr

Abb. 3-8 zeigt ein 2D-Modell, das von einem 1D-Modell durchbrochen wird. Jedem Achsenpunkt, der einem Querprofilankerpunkt entspricht, wird zu jeder Seite eine benachbarte Zelle zugeordnet. Die freie Kante des Wehrs entspricht dem virtuellen Wehr und kann auch mit der Umgebung ebenerdig sein.

Draufsicht:



Schnitt bei Station i:

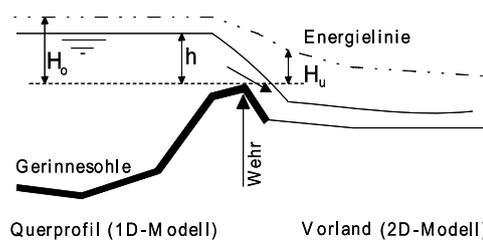


Abb. 3-8 Kombiniertes 1D-2D-HN-Modell Schema für FLUMEN 2D (nach BEFFA, 2006, modifiziert)

3.2.5.2. Impulsaustausch zwischen den Teilmodellen und Fehlerkontrolle

Die Vermutung, dass durch die Vernachlässigung des Impulses an der Nahtstelle zwischen den Modellen signifikante Veränderungen im Strömungsbild auftreten, konnte nicht bestätigt werden. Ein für diesen Fall gut übertragbarer Test für ein Modell an der mittleren Elbe (Abb. 3-9) zeigt nur geringe Abweichungen in den Wasserspiegellagen.

Dennoch ist dieser potentielle Fehler bei jedem Anwendungsfall aufs Neue auszuschließen.

Der Vergleich unterschiedlicher Wasserspiegellagen erfolgt durch Differenzenbildung und Häufigkeitsauszählung von Fehlerklassen. Die Differenzenbildung ist nach Rasterung der Ergebnisse über alle Zellen und Querprofile des gesamten Überflutungsbereiches möglich.

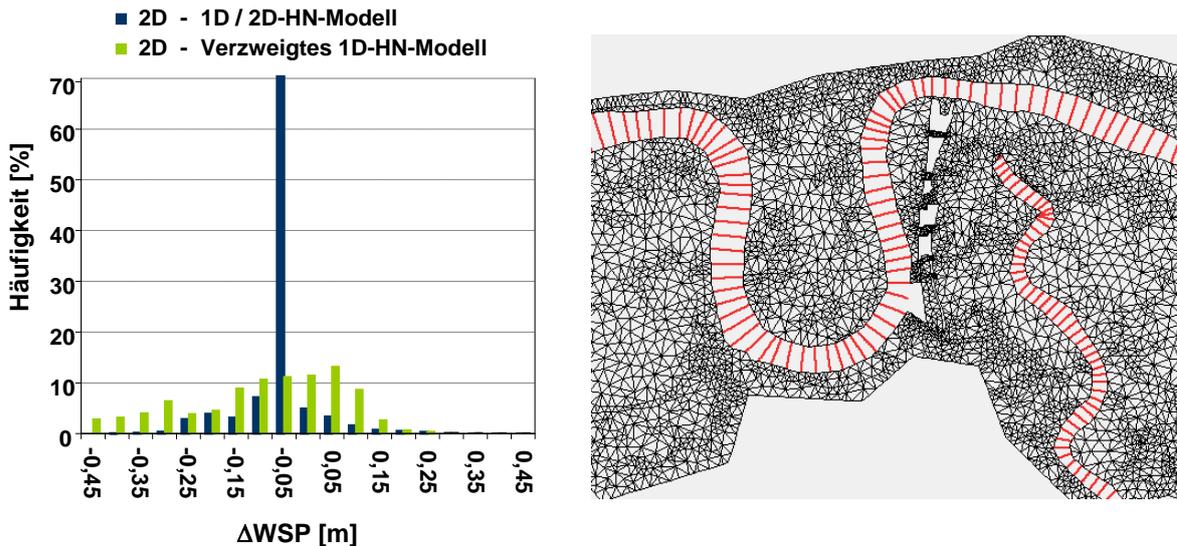


Abb. 3-9 Differenzen für hydraulische Modelle an der Muldemündung in die Elbe: $WSP_{2D} - WSP_{1D \text{ verzweigt}}$ und $WSP_{2D} - WSP_{1D/2D \text{ kombiniert}}$; Rechts: Ausschnitt aus dem zugehörigen kombinierten 1D/2D-Modell mit den 1D-Modellen für die Hauptgerinne der Elbe (groß) und der Mulde (klein) (MERKEL, 2007; OBERLE, 2007)

4. Zielsetzung

Für die probabilistische Bemessung von Hochwasserschutzbauwerken muss die Verteilungsfunktion der Wasserspiegellage so präzise wie möglich ermittelt werden. Mittelwerte und Standardabweichungen müssen räumlich differenziert für jeden einzelnen Deichabschnitt berechnet werden.

Die Vielzahl der Eingangsparameter erlaubt aber keine direkte analytische Bestimmung dieser Kenngrößen, insbesondere weil diese Parameter selbst teilweise nur mit Klassenverteilungen abgebildet werden können.

Als zuverlässigste Technik zur Kombination zahlreicher unterschiedlicher Verteilungsfunktionen bietet sich eine Monte-Carlo Simulation (MCS) an. Diese generiert bei einer ausreichend großen Anzahl von Einzelsimulationen mit zufällig gewählten Eingangsdaten ein realitätsnahes Abbild der natürlichen Verteilungsfunktionen für Wasserstand und Fließgeschwindigkeit. Die Zufallszahlen werden dabei so generiert, dass ihre Verteilungsfunktion bei einer großen Anzahl von Wiederholungen der Verteilungsfunktion des natürlichen Parameters entspricht.

Ein erster Schritt ist darum die Quantifizierung aller Einflussgrößen mit Hilfe der Daten von Projektpartnern und den Ergebnissen anderer Projekte. In einer für diesen Zweck geschaffenen Simulationsumgebung werden die Parameterkombinationen generiert und nach Berechnung der Wasserspiegellagen statistisch aufbereitet.

Die Ermittlung der Wasserspiegellagen selbst kann bei den beiden vorgestellten Fallstudien nur mit 2D-HN-Modellen nach der Finite Volumen Methode den gewünschten Qualitätsansprüchen gerecht werden.

In der Kombination mit der MCS bedeutet dies, dass die sehr rechenintensive Lösung der Flachwassergleichungen $10^3 - 10^4$ mal wiederholt werden muss. Hinzu kommt, dass das Projektgebiet der Fallstudie Elbe bereits sehr groß ist für ein vollständiges 2D-Modell. Der geschätzte gesamte Rechenzeitbedarf mit aktuellen Gleichungslösern die dem Stand der Technik entsprechen, liegt auf einem guten Desktop PC (2,8GHz - DualCore) bei fast 3 Jahren.

In einem zweiten Schritt wird darum der Prozess beschleunigt indem der Rechenaufwand pro Einzelsimulation deutlich vereinfacht wird, also die Anzahl der Teilflächen reduziert und die Schrittlänge der Zeitdiskretisierung erhöht wird.

Eine gezielte effiziente Erzeugung der 2D-Rechennetze unter Einhaltung von Qualitätsstandards ist bisher kaum erforscht, es gibt keine allgemein anerkannten Richtlinien oder Normen. Mit graphentheoretischen Ansätzen muss darum ein Weg gefunden werden, um die Netzgeometrie genauer und effizienter zu gestalten.

In Anlehnung an übliche Vorgehensweisen wird darum Zahl der Zwangspunkte in hydraulischen Modellen reduziert, ihre Position präzisiert und die Triangulation adaptiv in Zonen starker topographischer und hydraulischer Heterogenität verdichtet.

5. Einflussparameter auf die Bemessungswasserstände

Wie bereits in den vorangegangenen Kapiteln beschrieben, ist die Vielzahl der Parameter, die den Wasserspiegel beeinflussen, nicht in ihrem vollen Umfang zu erfassen oder gar zu quantifizieren. Dies trifft vor allem auf Parameter mit sehr langer Wiederkehrperiode zu (Kapitel 5.5). Die wichtigsten Parameter wurden mittlerweile soweit erforscht, dass sich Intensität und Häufigkeit ihres Auftretens mit Verteilungsfunktionen beschreiben lassen. Ihre Charakteristiken, die Wahl der Werte und die Arbeitsschritte zur Aufbereitung beruhen auf einer umfassenden Literaturanalyse und werden im Folgenden dargestellt.

5.1. Hydrologie

Der Zusammenhang zwischen Abfluss und Wiederkehrperiode ist die Grundlage für jede Untersuchung im Hochwasserschutz. Annähernd genauso wichtig ist unter Umständen das Volumen beziehungsweise die Dauer einer Hochwasserwelle, die entscheidet, ob der verfügbare Retentionsraum ausgeschöpft wird, oder nicht. Daran ist auch die Entscheidung gekoppelt, ob eine stationäre Wasserspiegellagenberechnung ausreicht oder nicht. Weiterhin ist auch die Durchweichung der Deiche an die Ereignisdauer geknüpft.

5.1.1. Grundlagen der hydrologischen Unsicherheiten

In der Hydrologie wird aus gemessenen historischen Zeitreihen an Pegeln mit Hilfe einer Wasserstand / Abflussbeziehung der Abfluss ermittelt (Abb. 5-1). Die meisten Analysen halten sich dabei an die Empfehlungen des DVWK Merkblatt 251 (DVWK, 1999). Im Projektgebiet Elbe liegen Zeitreihen vor, die bis in das 18. Jahrhundert zurückreichen. Allerdings haben sich in dieser Zeit sowohl die Fließquerschnitte, als auch die Charakteristik der Einzugsgebiete signifikant verändert.

Im Schlussbericht zum Projekt „Morphodynamik der Elbe“ erklären die Autoren die Unsicherheiten für Abflussvolumen, Dauer, Wiederkehrperiode und Pegelstände insbesondere mit Stromregulierungen, dem Verlust von Retentionsflächen, Änderung der Landnutzung, klimatischen Schwankungen sowie dem Staudambau für das hier beschriebene Projektgebiet an der Elbe, zwischen Torgau und Dresden (HELMs, 1999 und 2002). Der DWA Arbeitskreis HW-4.1 „Hochwassermanagement“ widmete sich ebenfalls sehr ausgiebig dieser Thematik und rekonstruierte die vermutlich momentan besten verfügbaren Kennwerte für diesen Flussabschnitt (POHL, 2008; DWA, 2008).

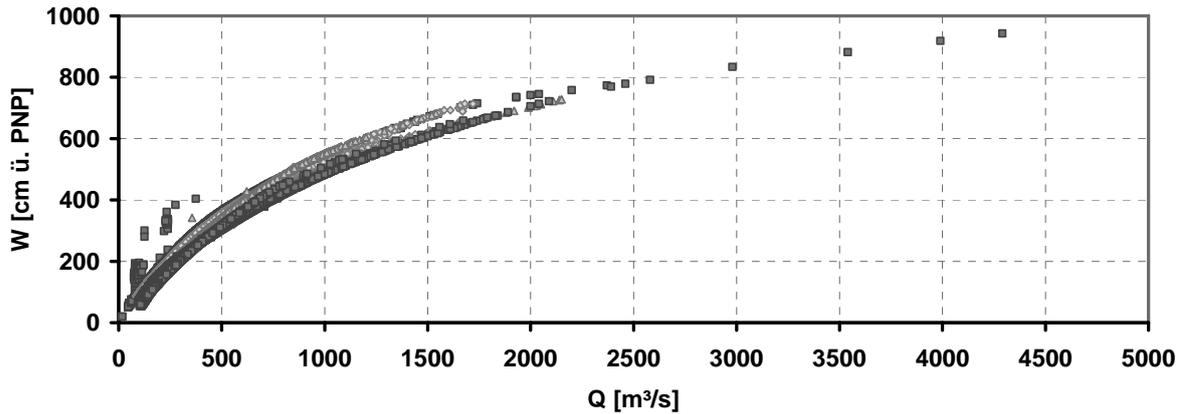


Abb. 5-1 Veränderung der Wasserstand W / Abfluss Q - Beziehung am Pegel Torgau 1951-2005 (basierend auf Pegeldata des WSA Dresden)

Die Zuordnung der Wiederkehrperioden zum entsprechenden Abfluss und deren Extrapolation werden üblicherweise mit Verteilungsfunktionen durchgeführt. Eine Extrapolation auf ein 1000-jährliches oder selteneres Ereignis geht selbst bei den längsten verfügbaren Zeitreihen mehr als 3-fach über den Beobachtungszeitraum hinaus und wird von vielen Ingenieuren und Hydrologen nur als eingeschränkt aussagekräftig erachtet. Trotzdem wird häufig mangels Alternativen eine Extrapolation über den 30-fachen Beobachtungszeitraum hinaus vorgenommen.

In der Abb. 5-2 lässt sich erkennen, welche Streubreite allein bei den üblichen Verteilungsfunktionen für die Prognose der selteneren Ereignisse zu erwarten ist.

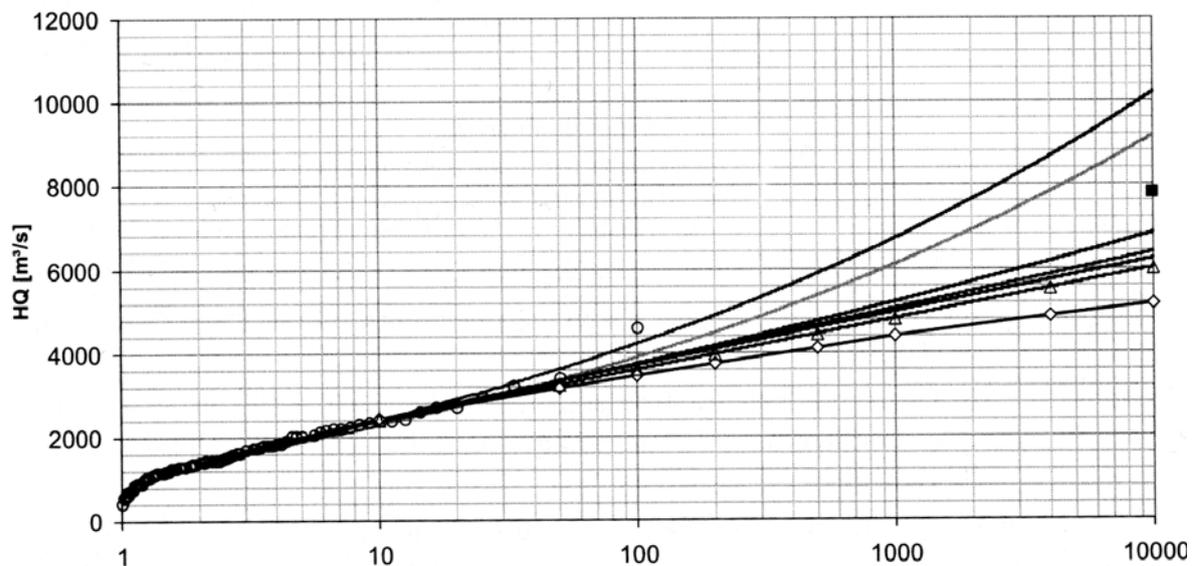


Abb. 5-2 Abfluss / Wiederkehrperiode: Extrapolation mit verschiedenen Verteilungsfunktionen (aus JENSEN, 2007)

5.1.2. Spitzenabfluss

Der Maximalabfluss für ein Bemessungsereignis ist somit eine schwer zu definierende Zahl. Diverse Forschergruppen haben sich mit diesem Thema beschäftigt und sind zu einer überraschend großen Bandbreite an Ergebnissen gekommen. Die wirtschaftliche Bedeutung ist in diesem Zusammenhang ebenfalls nicht außer acht zu lassen (Tabelle 5-1).

Letztendlich fiel in der Fallstudie Elbe die Entscheidung für den HQ_{100} -Wert der Projektpartner (LTV Sachsen), um die Vergleichbarkeit mit anderen Projekten und den auf diesen Wert bemessenen Deichen zu gewährleisten.

Das 95%-Konfidenzintervall wird in diesem Zusammenhang zumeist mit ca. +/-10% von HQ_{100} angegeben (HELMS, 2002). Dabei wird von einer gaußschen Normalverteilung ausgegangen.

Tabelle 5-1: Errechnete HQ_{100} Abflüsse für den Pegel Dresden

Jahr	Abfluss	Autor
1999	3423 m ³ /s	Morphodynamik der Elbe (HELMS, 2002) Zeitreihe: 1936 bis 1995
<i>Herausragende Hochwasserereignisse : 1999,2002,2003</i>		
2003	4370 m ³ /s	Gesetzliche Grundlage für den Hochwasserschutz in Dresden seit 20. Januar 2003 (UMWELTAMT, 2008)
<i>Herausragendes Hochwasserereignis: 2006</i>		
2006	~ 4500 m ³ /s	Bundesanstalt für Gewässerkunde Zeitreihe: 1852 bis 2006
2007	3100-4700 m ³ /s	Abb. 5-2 Jensen & Frank (JENSEN, 2007)
2008	~ 3800 m ³ /s	Uni Dresden unter Rekonstruktion historischer Querschnitte (POHL, 2008)

5.1.3. Ereignisdauer

Bei kurzen, intensiven Ereignissen kann bei großräumiger Ausuferung eventuell eine deutliche Abflachung der Flutwelle erfolgen. Dies führt zu einer Reduktion des Maximalabflusses für stromabwärts gelegene Bereiche. Der zeitliche Verlauf des Ereignisses, die Instationarität, muss folglich als eine weitere Variationsgröße für Wasserspiegellage und Fortschritt der Sickerlinie im Deich berücksichtigt werden.

Eine Analyse der 10 höchsten Ereignisse zeigt die in Abb. 5-3 dargestellte Ganglinie August 2002 als das kürzeste Ereignis (IKSE, 2007). Ein Test zeigte, dass selbst für die weitläufigen Auen der Elbe keine signifikante Berechnungsunterschiede für die maximalen Wasserspiegellagen auftreten, falls nur stationär gerechnet wird. Dies ermöglicht für die weiteren Analysen eine Reduktion dieses Problems von einer knapp einwöchigen Ganglinie auf eine stationäre Berechnung mit konstantem Abfluss. Die Rechenzeitersparnis liegt ca. bei 93%.

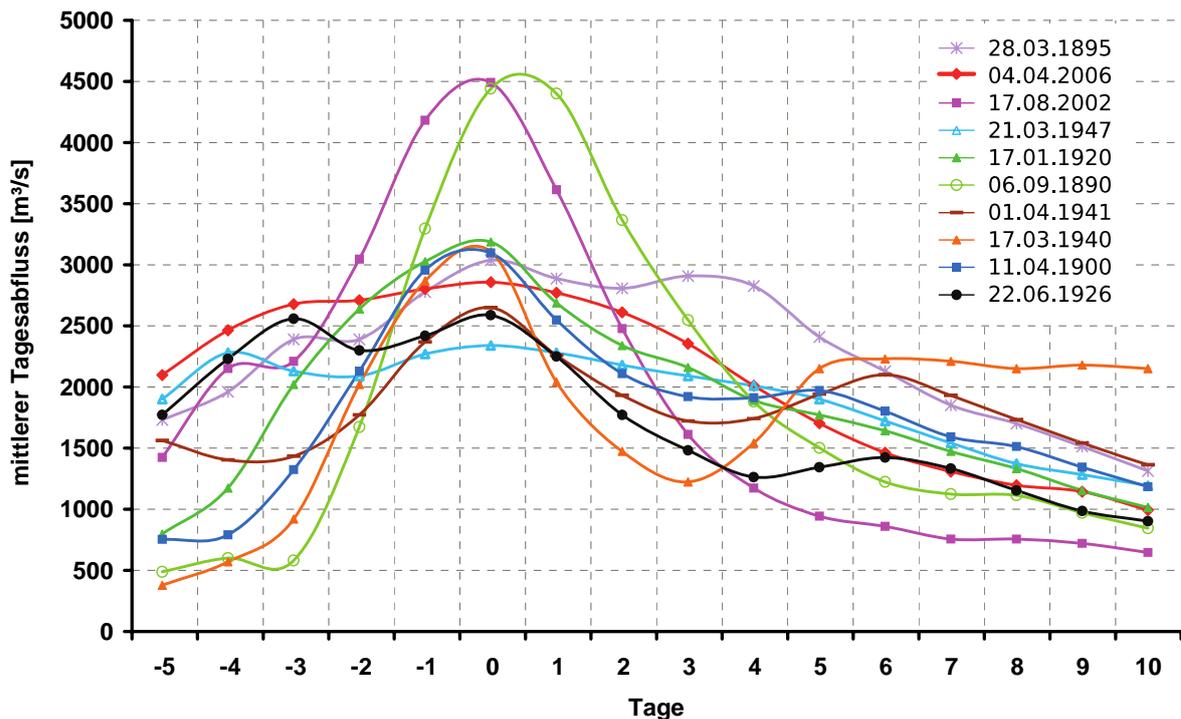


Abb. 5-3 Ganglinien in Dresden für die 10 höchsten gemessenen Hochwasserereignisse (IKSE, 2007).

5.1.4. Saisonale Einflüsse

Ein weiterer wichtiger hydrologischer Parameter ist der Zeitpunkt für das Auftreten eines Hochwasserereignisses. Dessen Bedeutung wird nochmals detailliert im Zusammenhang mit der jahreszeitlichen Veränderung der Rauheitsverteilung erläutert. (Kapitel 5.3)

Eine deutliche Häufung von Hochwasserereignissen tritt an der Elbe zur Zeit der Schneeschmelze auf. Einzelereignisse, die vor allem in Form sogenannter Vb-Wetterlagen größere Ausuferungen verursachen, können theoretisch ganzjährig auftreten (MUDELSEE, 2004). Einige Autoren unterscheiden darum zwischen HQ_{100} für Sommer- und Winterereignisse (z.B. HELMS, 1999; SIMON, 2005). Dabei variieren die Abflussspitzen allerdings je nach Betrachtungsweise nicht sonderlich stark.

In dieser Arbeit wird entgegen üblicher Vorgehensweisen ein Hochwasser ab dem Wasserstand definiert, bei dem das zu untersuchende Schutzbauwerk seine Funktion aufnimmt.

Durch die Sortierung der Wasserspiegel, die Deiche benetzen, konnten so die in Abb. 5-4 abgebildete Klassenverteilung erhalten werden (Tagesspitzenwerte am Pegel Torgau / Elbe und Wiblingen / Iller). Einzelne Lücken, z.B. Woche 22, und eine Glättung der Verteilungsklassen lassen vermuten, dass die dargestellte Zeitreihe noch immer nicht genügend Werte enthält, um eine ausglichene Verteilungsfunktion abzubilden.

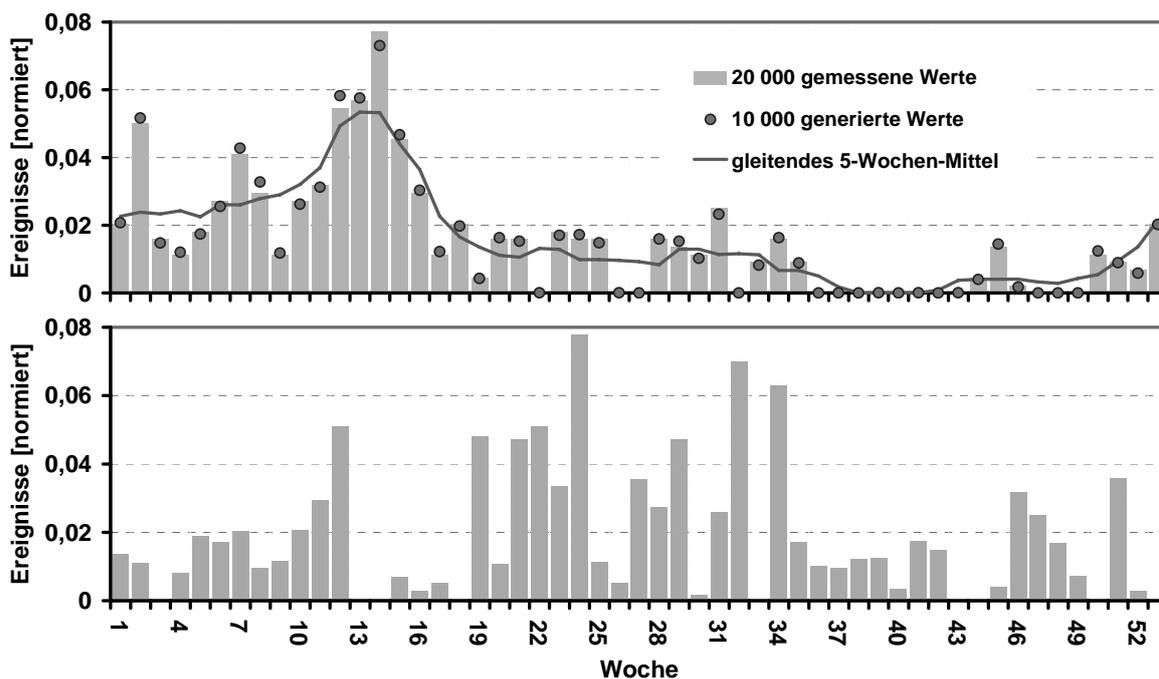


Abb. 5-4 Wahrscheinlichkeit, dass ein Hochwasser in der n-ten Woche auftritt; Oben: Elbe 1951 bis 2005, Unten: Iller 1970 bis 2008

Die Generierung von 10000 Ereignissen zeigt eine gute Übereinstimmung der Häufigkeit zwischen Originalwerten und dem Zufallsgenerator in der Software der Monte-Carlo Simulation.

Zu beachten bleibt dabei, dass die Eintrittswahrscheinlichkeit keinen direkten Bezug zur Form der Ganglinie oder dem Maximalabfluss berücksichtigt.

5.2. Topographie

Einer der meist unterschätzten Parameter ist die Abbildung der Topographie in hydraulischen Modellen. Gegenüber früher ist das Hauptproblem eine übermäßige Fülle an Rohdaten, die eine Genauigkeit vortäuscht, die häufig in hydraulischen Modellierungen nicht annähernd erreicht werden kann. Obwohl diese Digitalen Höhenmodelle (DHM)

theoretische Messgenauigkeiten von +/-5cm für 95% aller Punkte unter idealen Bedingungen erreichen können, sind die wenigen ungenauer abgebildeten Punkte von herausragender Bedeutung für die hydraulischen Berechnungen.

Um das Verständnis für diese sehr häufig unterschätzten Zusammenhänge zu wecken, wird im Folgenden ausführlich der Herstellungsprozess der Modelle beleuchtet.

5.2.1. Grundlagen der Erzeugung Digitaler Höhenmodelle

Aus Befliegungen mit Laserscannern erhält man Datendichten mit aktuell bis zu 25 Punkten pro m².

Die endgültige Lagegenauigkeit ist das Ergebnis der Kombination mehrerer Messkomponenten mit ihren jeweils eigenen Unschärfen:

- Ein rotierendes Laserdistanzmessgerät wird unter ein beliebiges Fluggerät montiert. Messwinkel und Sensoraufhängung haben systematische Fehler, die einfach korrigiert werden können. Während des Fluges misst der Laserscanner in Sekundenbruchteilen die Laufzeit zwischen emittiertem und reflektiertem, eingehenden Laserimpuls.
- Bei geeignetem Wetter wird in einer geeigneten Flughöhe in parallelen Korridoren das Projektgebiet abgeflogen. Der Flugpfad wird per GPS mit cm Genauigkeit aufgezeichnet und mit Bodenreferenzstationen über Uhrzeit und Position kalibriert.
- Die Oberfläche der Vegetation bzw. des Bodens streut den Laserstrahl durch unterschiedliche Reflektionseigenschaften. Im BMBF Projekt 03KIS050 wurden vegetationsbedingte Messfehler von bis zu 2 m analysiert (GÖPFERT, 2006; HEIPKE, 2006). Mit den moderneren First Pulse / Last Pulse Verfahren kann zusätzlich auch noch das erste und das letzte reflektierte Signal aufgefangen werden, und so z.B. zwischen oberen und tiefer liegenden Vegetationsschichten unterschieden werden. Allerdings besteht keine Garantie, dass der Strahl die Waldkrone, die Büsche und den Bodenbewuchs durchdringt. Das Signal mit der längsten Laufzeit wird als tiefster Punkt interpretiert.
- Atmosphärische Phänomene können das Reflektionsverhalten zusätzlich beeinflussen.

Zur Beseitigung systematischer Abweichungen wird das Rohdatenmaterial nach der Messung zuerst von eindeutigen Reflektionsfehlern bereinigt und danach anhand bekannter, terrestrisch vermessener Fixpunkte systematisch korrigiert.

Für eine zuverlässige Korrektur sind zumeist mehrere terrestrische Stützpunkte pro km² notwendig. Diese werden oft aus Kostengründen aus bekannten Daten übernommen, also z.B. Katasterdaten. Solche Daten sind in der Regel Liniendaten, d.h. entlang von Wegen, Infrastrukturmaßnahmen, und andern markanten Geländemerkmale aufgenommen. In der Fläche ist die Dichte geringer und eine Aufnahme zusätzlicher terrestrisch vermessener Punkte inmitten sumpfiger Auwälder oder dichter Felder ist sehr teuer.

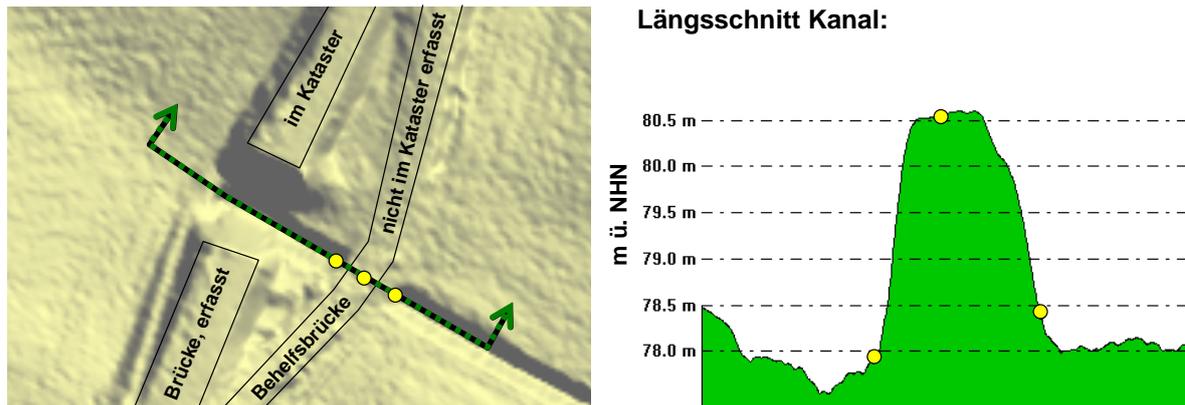


Abb. 5-5 Die Oberkante der Behelfsbrücke wurde bei der automatischen Aufbereitung nicht aus dem DHM entfernt. Im Längsschnitt der Flutrinne wird diese zum 2,5 m hohen Strömungshindernis.

Die Abbildung durchgehender Gräben und Gerinnesysteme ist darum ebenfalls relativ ungenau. Zusammen mit den nicht erfassten Durchlässen und Brückenabschattungen ist ein durchgehendes Modell der Fließwege nur nach ausgiebiger manueller Korrektur möglich (Abb. 5-5).

Schließlich werden mit Filteralgorithmen beispielsweise Gebäude aus dem Modell entfernt und die zugrundeliegende Geländehöhe aus der Nachbarschaft interpoliert. Auch dieser Prozess kann unter Umständen die Fließwege manipulieren wie bei der Vorstellung der Fallbeispiele nochmals deutlich gezeigt wird (Abb. 7-2).

Laserdistanzmessungen können nur eingeschränkt Wasseroberflächen durchdringen. Darum muss die Gewässersohle getrennt erfasst werden, in der Regel mit Echolot Messungen. Das Messprinzip und die dabei auftretenden Störquellen sind ähnlich zur luftgestützten Laserabtastung, auch wenn hier Ultraschallimpulse statt Licht verwendet werden.

- Der Messort, die Beschaffenheit des Untergrundes und das aktuelle Abflussgeschehen beeinflussen die Messgenauigkeit.
- Die morphologischen Aspekte, d.h. die natürliche Veränderlichkeit des Gewässerbetts ist im Hauptgerinne deutlich höher als auf den

Vorländern. Der Einfluss von Sohlformen wird getrennt in Abschnitt 5.4 erläutert.

- Auffällig oft sorgt die Kombination der einzelnen Geländemodelle aus verschiedenen Messkampagnen und Messmethoden für signifikante Fehler (Siehe Abb. 5-6).

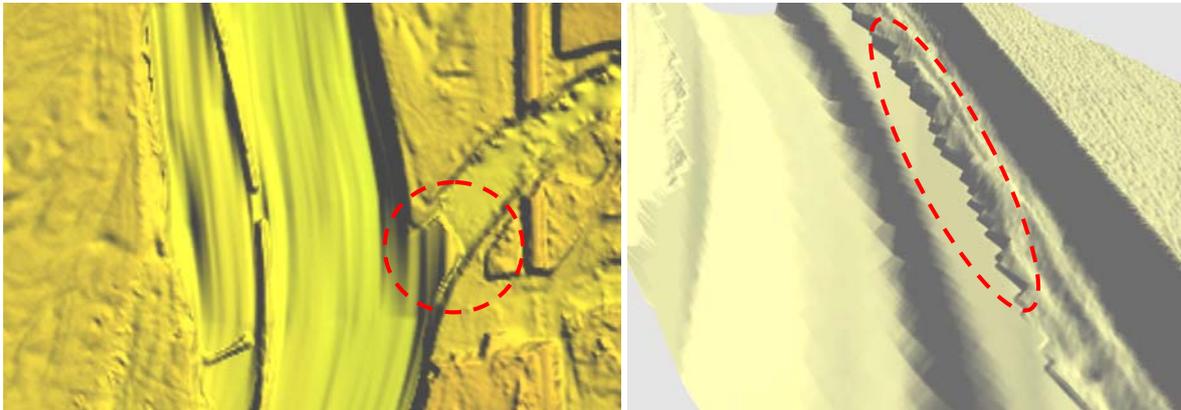


Abb. 5-6 Links: 30 cm Versatz in der Sohlhöhe bei der Einmündung eines Seitengewässers (Wirkung einer Schwelle). Rechts: Kombination mit Höhenversatz zwischen Laserscan und Echolotpeilung (1,2 m).

Die Problematik liegt dabei häufig in der Kombination der geographischen Projektionsmethoden, die auf regional unterschiedlichen Parametersätzen basieren. Gerade an der Elbe, in den östlichen Bundesländern, sind aus den wechselnden politischen Vorgaben zahlreiche Varianten entstanden.

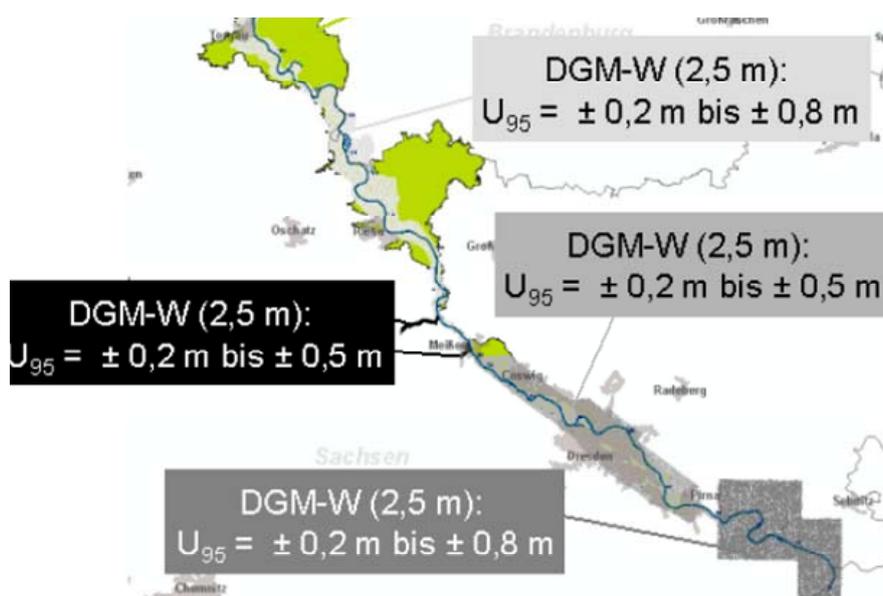


Abb. 5-7 95%-Konfidenzintervall des DGM-W, erfasst in verschiedenen Messkampagnen verschiedener Anbieter im Bereich der PC-River Fallstudie Elbe (BFG, 2005).

Für diese Fallstudie wurden die Daten in 9 verschiedenen Systemen geliefert. Man muss sich in diesem Zusammenhang bewusst machen, dass lokale Messfehler z.B. an der Gewässersohle oder auf Deichkronen mit Sohlgefällen im Bereich von 1 / 1000 bereits über hunderte von Metern signifikante Simulationsfehler verursachen können.

Eine tiefergehende Betrachtung dieses sehr empfindlichen Parameters findet man in BFG (2005). Die Qualität mehrerer Befliegungskampagnen im Bereich der Fallstudie Elbe wird dort ausgiebig diskutiert. Die Ergebnisse sind in Abb. 5-7 dargestellt.

5.2.2. Simulation Topographie

Für jede einzelne Rechnung der Monte-Carlo Simulation wird das Höhenmodell variiert, indem jedem einzelnen Höhenknoten im 2D-Modell ein Wert zugewiesen wird nach der Funktion:

$$z(i) = z_{\text{original}}(i) + \text{RND}_{\text{Gauss}} * \sigma_{\text{Landuse,Z}(j)} + \text{RND}_{\text{Gauss}} * \sigma_{\text{Local,Z}} \quad (15)$$

Mit:

$\text{RND}_{\text{Gauss}}$...	Zufallsvariable (Standardnormalverteilt)
$\sigma_{\text{Landuse,Z}(j)}$...	Standardabweichung der Geländehöhe abhängig von der Landnutzungsform, gültig für eine Nutzfläche j
$\sigma_{\text{Local,Z}(j)}$...	Standardabweichung der Geländehöhe, abhängig vom Messverfahren, im Mittel über alle aufgenommen Messpunkte

Dabei wird die Landnutzungsinformation an der Elbe aus der Biotopkartierung des Freistaates Sachsen übernommen (FRIETSCH, 2000). Diese flächengenauen Landinformationen liegen als Polygone vor und müssen auf Grund ihrer Detailfülle zuerst generalisiert werden (Kapitel 6). An der Iller stehen Katasterdaten zur Verfügung, die ohne größere Ausdünnung verwendet werden können.

Unter Berücksichtigung der im Kapitel 5.2.1 genannten Quellen wurden für die Geländemodelle darum nicht nur die Herstellerangaben, sondern auch typische Werte dieser Nutzungsformen herangezogen. Für die Standardabweichung in den Projektgebieten wurden darum die Werte der folgenden Tabelle 5-2 gesammelt.

Die höhere Standardabweichung im Fluss ergibt sich bei der Iller aus der mangelnden Abbildungsqualität der Flusssohle, die zusätzlich durch Umgestaltung seit der Sohlaufnahme verändert wurde.

Tabelle 5-2: Standardabweichungen der topographischen Unsicherheit in Abhängigkeit der Landnutzungsformen an Elbe und Iller

	Fluss	Wald	Buschland	Äcker	Weiden	Urbane Gebiete
Elbe:	0,35m	0,32m	0,25m	0,17m	0,17m	0,05m
Iller:	0,55m	0,32m	0,25m	0,17m	0,17m	0,05m

Bestätigen lassen sich diese Werte durch einen Abgleich mit weiteren terrestrisch vermessenen Daten aus dem Liegenschaftskataster, Deichvermessungen, CIR-Daten, und Anderen.

Die Landestalsperrenverwaltung Sachsen weist darauf hin, dass der Hersteller des Modells nach Validierung durch zahlreiche terrestrisch vermessene Punkte eine gemittelte Standardabweichung von 1 bis 2 dm angibt.

5.3. Abflusswiderstand

Obwohl der Abflusswiderstand seit Dekaden sehr ausgiebig untersucht wurde, müssen für die MC-Simulationen einige Erkenntnisse erst zusammengeführt werden.

5.3.1. Vegetationszyklus

Unabhängig von jeglichem Fließgesetz, ob Gaukler-Manning-Strickler oder Darcy-Weißbach, bleibt die Abhängigkeit dieses Parameters von der Zeit. Dabei sind sowohl langfristige, als auch saisonale Entwicklungen zu beobachten. In Abhängigkeit der Vegetationsdichte ändert sich der Widerstand, der dem Wasser entgegen gesetzt wird.

In der Literatur existieren zahlreiche Tabellen mit Minimal- und Maximalwerten. Besonders ergiebig sind ARCEMENT (1994), LfU (2003) und NAUDASCHER (1992). Verfahren zur Errechnung von vegetationsbezogenen Fließwiderständen finden sich ausführlicher in HEINEMANN (2003) und DVWK (1991). Allgemeine Werte finden sich bei CHOW (1959), JIRKA (2001) und SCHNEIDER (2008).

Diese teils experimentell ermittelten Werte berücksichtigen allerdings nicht, dass bei praktischer Modellierung der Abflussbeiwert zur Kalibrierung herangezogen wird und dabei außer diesen tatsächlichen Schwankungen auch noch numerische und messtechnische Unzulänglichkeiten ausgeglichen werden müssen. Eine Kalibrierung ist strenggenommen also nur für ein Ereignis und für ein hydraulisches Modell gültig.

Abhängig von der Jahreszeit kann also die Kalibrierung auch einen selteneren Extremwert am Rand der Häufigkeitsverteilung annehmen. Dieses Problem betrifft vor allem das Augustereignis im Elbegebiet. Die Annahme dieser Kalibrierungswerte als

Standard für das Projektgebiet würde die gesamte Verteilungsfunktion der Wasserspiegellagen in ihrer Höhe überschätzen.

Zur Korrektur wird eine Jahresganglinie der Widerstandsbeiwerte erstellt.

5.3.2. Ackerflächen und Wiesen

Für saisonal bewirtschaftete Flächen sind aus den bereits erwähnten Quellen übliche Schwankungsbreiten für die Koeffizienten bekannt. Folgt man der allgemein akzeptierten Annahme, dass das Widerstandsverhalten vom Zustand der Vegetation abhängig ist, so lässt sich diese Abhängigkeit auch zwischen Biomassebilanz / m² und Widerstandsbeiwert herstellen. Die Biomassebilanz, der Zuwachs an Biomasse pro Zeiteinheit, ist in zahlreichen landwirtschaftlichen Statistiken zu finden.

Für Wiesen & Weiden gibt auch NAUDASCHER (1992) eine Herleitung in Abhängigkeit der Grashöhe an. Deren jahreszeitlicher Verlauf lässt sich analog zur Ganglinie der Biomasse verwenden und wird zum Beispiel von MOSIMANN (2001 & 1999) erforscht. Rasentyp, Standort und Witterung verursachen zusätzliche Schwankungen.

Im Weiteren wird für alle Rauheitsbeiwerte zu einem Zeitpunkt t eine Normalverteilung angenommen. Deren Mittelwert zum Zeitpunkt t wird aus einem Diagramm vom Typ der Abb. 5-8 übernommen, nachdem diese Kurven auf mindestens 2 kalibrierte Ereignisse skaliert wurden. Die Standardabweichung wird aus der Streuung der zur Verfügung stehenden Eingangsparemeter ermittelt.

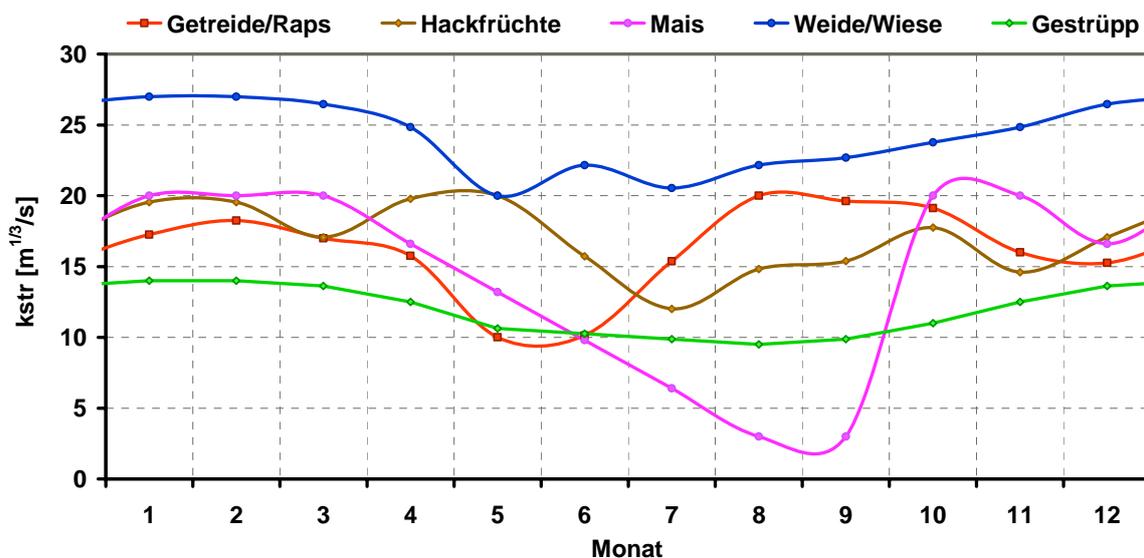


Abb. 5-8 Ganglinien der Stricklerbeiwerte k_{str} für die häufigsten Nutzungsformen. Diese Linien beruhen auf statistischen Mittelwerten und müssen mit mindestens 2 Kalibrierungsereignissen (z.B. Sommer und Winter) auf die Randbedingungen des Projektgebiets skaliert werden.

In Abb. 5-8 sticht vor allem die Ganglinie für Mais heraus. An ihr lässt sich sehr gut der saisonale Zusammenhang erklären. Zum Zeitpunkt der Saat ist das Feld nur ein blanker Acker, über die Monate nimmt die Biomasse pro m² zu, bis sich eine Stagnation einstellt, die Pflanze reift und erreicht ihren maximalen Widerstand gegenüber Durchströmung. Durch die Ernte wird das Feld vom einen Tag auf den anderen wieder zum blanken Acker mit den für ihn charakteristischen Widerstandsbeiwerten. Bis zum nächsten Erntezyklus wird oft eine Zwischenfrucht angebaut, z.B. Klee. Als maximal möglicher Widerstandsbeiwert für Mais kann der Wert herangezogen werden, der in der Versuchsanstalt Oberrach in Laborversuchen ermittelt wurde (HARTLIEB, 2006).

Diese Methode berücksichtigt nicht, dass außer der Biomassendichte eventuell auch die Formbeiwerte und die Steifigkeit der Pflanzen einer Entwicklung unterliegen.

Analog wurde für die anderen Landnutzungsformen Gestrüpp, Hackfrüchte und Halmfrüchte vorgegangen. Als besonders ergiebige Quelle für die anderen Landnutzungsformen erwiesen sich der USGS (ARCEMENT, 1994) und die Statistischen Landesämter Bayerns und Sachsens, die die notwendigen landwirtschaftlichen Daten erhoben haben (GENESIS, 2009A; GENESIS, 2009B).

5.3.3. Baumbewuchs

Für Wälder hingegen ist der jährliche Zyklus nur für das Unterholz von Bedeutung. Dominanter wirkt sich in diesem Fall der Lebenszyklus eines durchschnittlichen Forstes aus. Das Bestandsalter und die daraus resultierenden Veränderungen in den Vegetationsstrukturen werden auch in der Hydrologie unterschieden (BFG, 2003).

Hochwasserschutzmaßnahmen werden zumeist für Zeiträume von 80 Jahren und mehr geplant (siehe DIN1054, 2005 & DWA, 2007), in diesem Nutzungszeitraum ist somit mit einschneidenden Veränderungen in den Waldgebieten zu rechnen. Vor allem bei der noch immer typischen Hochwaldwirtschaft mit Totaleinschlägen, Neuanpflanzung und Durchforstung im Mehrjahreszyklus, ist eine unförmige Verteilungsfunktion für die Widerstandsbeiwerte anzunehmen.

Die Verteilungsfunktion des Widerstandsverhaltens eines typischen forstwirtschaftlich genutzten Auwaldes wird darum wie folgt konstruiert.

- Die unterschiedlichen Entwicklungsstadien (Abb. 5-9, oben) werden in Anlehnung an die Vorgehensweise der Hydrologie (BFG, 2003) und nach Abgleich mit der „Allgemeinen Agrarstrukturerhebung“ der Länder Bayern und Sachsen gewählt (GENESIS, 2009A; GENESIS, 2009B).
- Charakteristische Widerstandsbeiwerte werden für die einzelnen Stadien aus bereits erwähnten Standardwerken übernommen und in den Zwischenzeiten linear interpoliert. Verfahren zur Abschätzung des

Widerstandsverhaltens von Großbewuchs (z.B. nach Pasche HEINEMANN, 2003) können ebenfalls herangezogen werden, soweit eine ausreichende Datengrundlage vorhanden ist.

- Die normierte Kurve (Abb. 5-9 links) für ein typisches Waldstück wird zu einer Verteilungsfunktion zusammengefasst (Abb. 5-9 rechts).
- Für ein spezifisches Projekt wird diese Kurve skaliert, indem der höchste k_{str} -Wert dem für Brache $k_{str}(Brache)$ gleichgesetzt und der Mittelwert auf den Kalibrierungswert für Wald $k_{str}(Wald)$ verschoben wird.

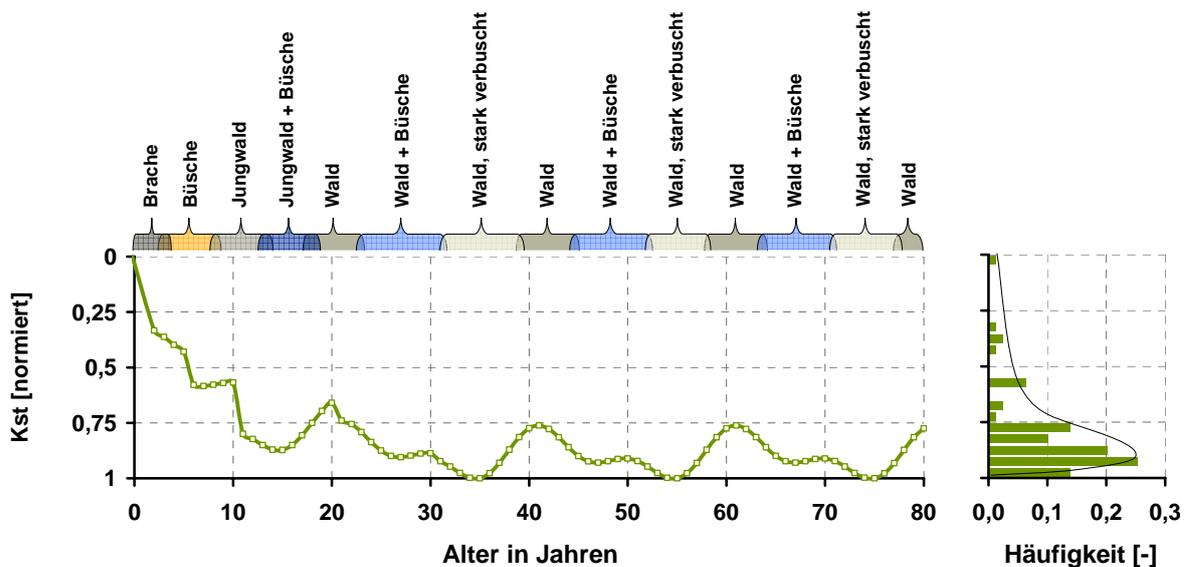


Abb. 5-9 Links: Langzeitverhalten des Abflusswiderstands für typischen bewirtschafteten Auwald in normierter Darstellung. Rechts: Häufigkeitsverteilung der Stricklerbeiwerte

Verschiedene Bewirtschaftungsformen können zu unterschiedlichen Verteilungsfunktionen für das Widerstandsverhalten führen. Ebenso ist der jahreszeitliche Einfluss des Unterholzes im Einzelfall zu prüfen. Für die Fallstudie Elbe ist Wald aufgrund seines geringen Flächenanteils nur von untergeordneter Bedeutung, an der Iller ist der Wald hingegen einer der maßgebenden Faktoren. Ein Vergleich dieser Kurve mit den mittlerweile von KALUZA (2009) veröffentlichten Ergebnissen zeigt eine gute Übereinstimmung. Kaluza unterscheidet dabei noch zwischen Erlen, Kiefern und Weidenbeständen.

5.3.4. Messfehler in Wasserspiegellagen und Abfluss

Wie bereits erwähnt, geschieht die Ermittlung der Widerstandsbeiwerte zumeist über Rückrechnung aus gemessenen Wasserspiegellagen. Dabei wird der Rauheitsparameter nicht nur für die tatsächliche Rauheit sondern auch als Korrekturbeiwert für alle weiteren

nicht quantifizierbaren Ungenauigkeiten zweckentfremdet. Fehler in der topographischen Abbildungsqualität stehen dabei an erster Stelle, gefolgt von Messfehlern bei den Wasserspiegeln und Vereinfachungen bzw. Fehlern in der Software.

Die Erfassung der Wasserspiegellagen erfolgt im Normalfall durch Aufnahme von Geschwemmsellinien nach dem Ereignis. Diese Linien, die als Maß für den Höchststand der Wasserspiegellagen interpretiert werden, sind mit einer relativ hohen Unsicherheit behaftet. Einerseits werden sie durch Wellenauflauf beeinträchtigt, andererseits oft beim Abflauen des Ereignisses wieder nach unten versetzt. Als Beispiel dient Abb. 5-10. Die maximalen Wasserstände an der Iller wurden hier so rekonstruiert, dass vereinzelt 100 m flussaufwärts der WSP_{MAX} um 0,9 m gegenüber unterstrom abnimmt.

Diese Linie ist schwer nachzuvollziehen, vor allem wenn man überschlägig berücksichtigt, welchen maximalen Aufstau die Umwandlung kinetischer Energie verursachen kann. Die Überprüfung im numerischen Model lässt an dieser Stelle auch nicht auf schießende Strömung mit niedriger Wasserspiegellage schließen.

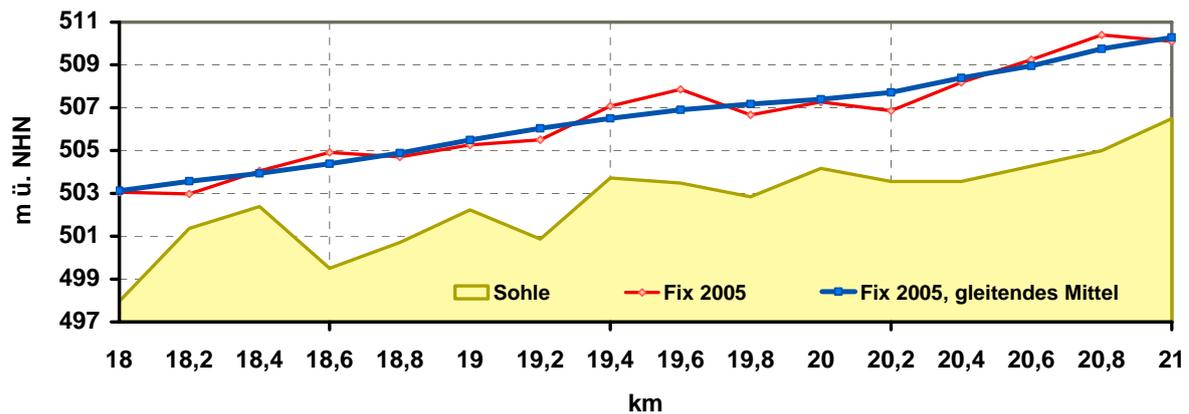


Abb. 5-10 Fixierung Illerhochwasser 2005, (Ausschnitt)

Ein weiterer denkbarer Fehler bei der Rekonstruktion des WSP_{MAX} ist eine fehlerhafte Zuordnung der Messpunkte entlang der Deiche zur Kilometrierung entlang der Flussachse.

An der Elbe lag im Gegensatz dazu teilweise eine Befahrung bei scheinbaren Abflüssen vor. Diese per GPS entlang der Flussachse aufgezeichneten Wasserspiegellagen wurden dann anhand von lokalen Messungen auf die jeweiligen Abflussmaxima hochgerechnet. Nach Rücksprache mit dem ausführenden Ingenieurbüro ist eine Standardabweichung von 3,5 cm zu erwarten.

5.3.5. Simulation der Rauheitsverteilung

Für die Monte-Carlo Simulation erfolgt die Festlegung eines Widerstandsbeiwertes k_{str} , für eine Zelle in mehreren Schritten (Formel 16).

- Für das gesamte Projektgebiet wird nach zufälliger Wahl eines Zeitpunktes (gemäß Kapitel 5.1.) für ein Ereignis, für jede Landnutzungsart, eine typische Verschiebung des k_{str} - Wertes gegenüber des Kalibrierungsmonats aufaddiert.
- Für jede einzelne Agrarfläche, z.B. ein Feld, erfolgt zudem die zufällige Wahl einer Fruchtfolge, gemäß der Verteilung aus Abb. 5-11.
- Die Landnutzungsform wird entsprechend der Hinweise zur Topographie bestimmt (Kapitel 5.2.2)
- Zu diesen vom Projektgebiet und den Nutzungsflächen abhängigen Variationen kommt noch eine zufällige, lokale Verschiebung für jede Zelle, um die natürliche Streuung innerhalb einzelner Landnutzungsformen zu berücksichtigen.

$$k_{str}(i) = k_{str;Kalibrierung}(i) + \Delta k_{str}(\text{Jahreszeit}) + \Delta k_{str}(\text{Nutzung}) + \Delta k_{str}(\text{lokal}) \quad (16)$$

mit:

$$\Delta k_{str}(\text{lokal}) = RND_{Gauss} * \sigma_{Landuse,Kst}(j)$$

$k_{str; Kalibrierung}(i)$... Kalibrierungswert im Knoten i

$\Delta k_{str}(\text{Nutzung})$... Verschiebung des k_{str} -Wertes aufgrund des zufälligen Fruchtwechsels

$\Delta k_{str}(\text{Jahreszeit})$... Verschiebung des k_{str} -Wertes aufgrund der Jahreszeit

RND_{Gauss} ... Zufallsvariable (Standardnormalverteilt)

$\sigma_{Landuse,Kst}(j)$... Standardabweichung des Rauheitsbeiwertes abhängig von der Landnutzungsform, gültig für eine Gesamte Nutzungseinheit j

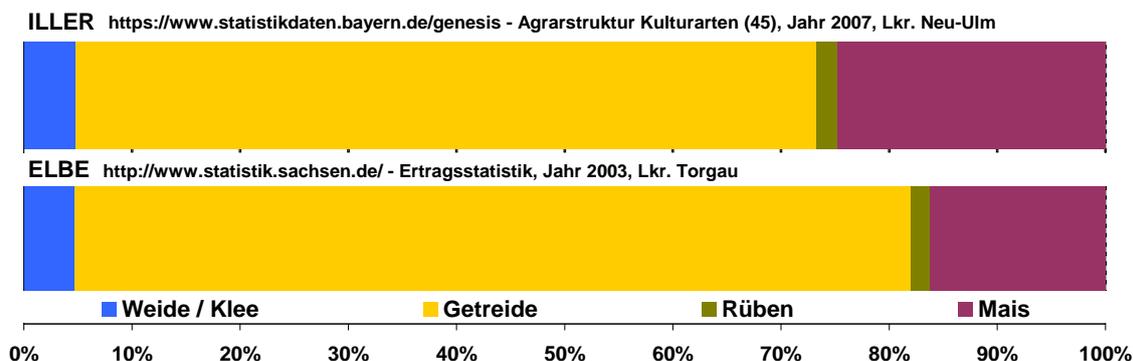


Abb. 5-11 Acker-Nutzung in den Kreisen Torgau (Elbe) und Neu-Ulm (Iller)

5.4. Geschiebetransport & Morphologie

Wie sich bereits aus Abb. 5-1 erkennen lässt, unterliegt die Morphologie des Gewässers einer kontinuierlichen Entwicklung. Die Berichte der Bundesanstalt für Wasserbau zeigen, dass die Entwicklung der Gewässersohle in dem als Erosionsabschnitt bekannten Bereich der Fallstudie Elbe mittlerweile einen relativ stabilen Zustand erreicht hat (BAW, 2001; FAULHABER, 1998 & FAULHABER, 2000). Eine Ursache dafür ist die Geschiebezugabe. Allerdings hat das Ereignis vom August 2002 gezeigt das einzelne Extremereignisse deutliche Veränderungen verursachen können. Im Projektabschnitt führte dies zu einer Eintiefung. Dabei wurde die durch Geschiebezugaben und flussbauliche Maßnahmen zuvor stabilisierte Sohle aufgerissen und Material in die Vorländer ausgetragen.

Im Bereich der 2. Fallstudie Iller traten starke Veränderungen während und nach dem Ereignis 1999 auf. Während der bis heute andauernden Umgestaltung des Flussbetts ist in weiten Teilen an einer Fixierung des Fließquerschnitts gearbeitet worden. Bei einigen Ausnahmen wird eine Eigenentwicklung in der Breite zugelassen (AICHHOLZER, 1995).

Solche Ereignisse sind selten und erfordern im Nachgang eine Überprüfung der flussbaulichen Bauwerke und Hochwasserschutzanlagen. Die Simulation von Sedimentation und Erosion wurde darum bei den Fallstudien außer acht gelassen, weil sie den Berechnungsaufwand deutlich erhöht hätte. Die Aussagekraft der Ergebnisse über zukünftige Entwicklungen der Einwirkungen kann aber durch Berücksichtigung von Sedimentation und Erosion deutlich verbessert werden.

Weitere Unsicherheiten verursachen vor allem im Bereich der Elbe die Sohlformen. Aus Naturmessungen sind bereits wandernde Sedimentkörper in einer Größenordnung von 0,3 m bekannt.

Bekannt ist ebenfalls eine Reihe empirischer Gleichungen, die den Einfluss von Sediment und Sohlformen auf das Abflussgeschehen charakterisieren.

5.4.1. Grundlagen und Algorithmen

Fast alle bekannten Gleichungen berücksichtigen eine Kornrauheit und eine Formrauheit. Einige durch direkte empirische Ermittlung einer äquivalenten Sandrauheit, andere durch Aufsummierung der beiden Komponenten. Alle verwenden dabei charakteristische Korndurchmesser des Sohlsubstrats (z.B.: d_{35} , d_{50} , d_{65} , d_{90}).

Bei natürlichen, instationären Abflussverhältnissen kommt es zu einer Entwicklung von Sohlformen während eines Hochwasserereignisses. Mit steigender Schubspannung sind anwachsende Sohlformen zu erkennen, die bei noch höheren Schubspannungen wieder eingeebnet werden (Abb. 5-12). Bei kurzen Hochwasserwellen in kleineren Flüssen ist mit

deutlichen Verzögerungen der Sohlentwicklung zu rechnen. Somit wird eine Hysterese erkennbar die in Abb. 5-15 für die relativ große Elbe jedoch nur gering ausgeprägt ist.

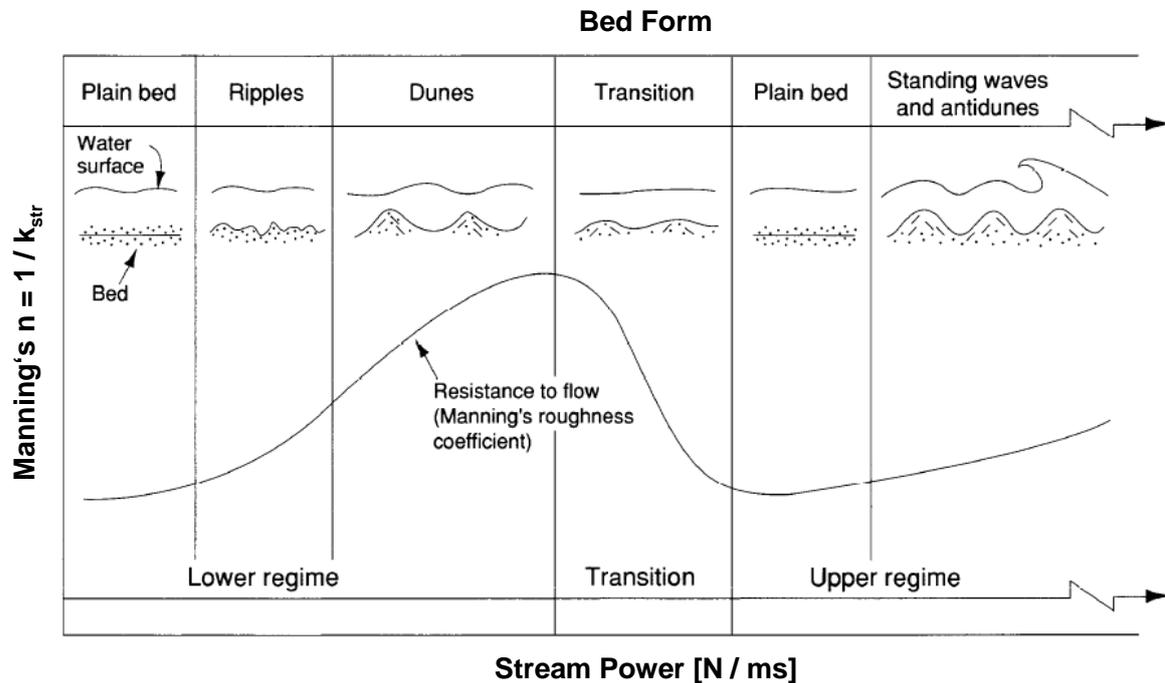


Abb. 5-12 Verhältnis zwischen Abflusswiderstand, Energiehöhe und Sohlform (aus ARCEMENT, 1994)

5.4.2. Quantifizierung des Abflusswiderstands

Venkata testete einige dieser Algorithmen mit einem 1D-HECRAS Model für die Fallstudie an der Elbe (VENKATA, 2008). Die Algorithmen von VANRIJN (1982), EINSTEIN (1952), VANONI (1967) sowie ENGELUND (1966) erzielten vergleichsweise ähnliche Ergebnisse. Eine modifizierte Mannings-Formel von Yu & Min erreichte auch nach ausgiebigen Parameter-tests nur unzureichende Ergebnisse (YU, 2003).

Das 1D-Modell besteht aus Hauptgerinne und beidseitigen Vorländern bis zu den Schutzdeichen und wurde freundlicherweise von der Bundesanstalt für Wasserbau zur Verfügung gestellt. Die erforderlichen Kornverteilungskurven des Hauptgerinnes wurden von der Bundesanstalt für Wasserbau ermittelt (BAW, 2001). Für die Vorländer wurde keine bewegliche Sohle angenommen. Etwaige Retention durch Überströmen oder Bruch der Deiche wurde nicht berücksichtigt. Der Einfluss von Deichbrüchen auf die Abflusstiefe im Bereich der Fallstudie (für August 2002), war kleiner als 0,15 m, also verhältnismäßig klein im Vergleich zu den mittleren Wassertiefen (9 bis 11m) (HORLACHER, 2005). Die resultierenden Schubspannungen waren damit gut genug für die Überprüfung der empirischen Algorithmen und zur Abschätzung der Sohlrauheit.

Da die Entwicklung der Sohlformen einer zeitlichen Verzögerung unterliegt, wurden in 1-Tages Abständen die Geometrie der Sohlformen und die resultierende Rauheit neu berechnet. Am Ansatz von Van Rijn erkennt man sehr gut das Anwachsen der Sohlformen und die daraus resultierende Rauheit während des Hochwassers 2002 (Abb. 5-13). Dabei wachsen Riffel zu Dünen und an einigen Stellen erreicht die Strömungskraft eine ausreichende Größe, um die Dünen wieder in eine flache Sohle zu überführen (Tag 14 ~ Q_{Max}). Beim Abflauen des Hochwassers entstehen wieder Dünen, bzw. Riffel.

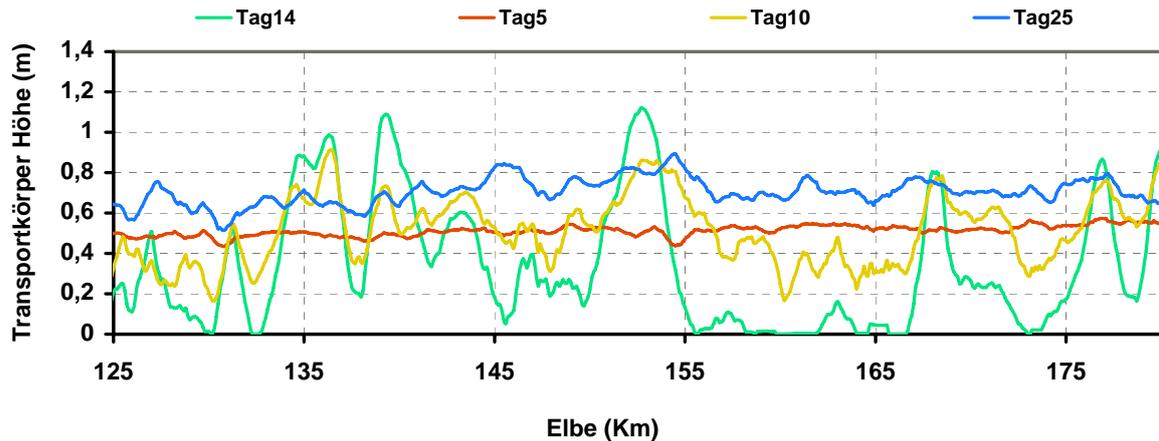


Abb. 5-13 Entwicklung der Transportkörperhöhe für die Ganglinie 08/2002 entlang der Elbe km 125 bis km 180, nach Van Rijn (VENKATA, 2008)

Mit steigendem Abfluss und daraus resultierender Wassertiefe reduziert sich der Widerstandsbeiwert, der bei Van Rijn ein Reibungsfaktor λ nach Darcy Weißbach ist. Die Darstellungen in Abb. 5-13 bis Abb. 5-15 gelten nur für diesen einen Fall.

Die Überprüfung der fünf genannten Ansätze erfolgte durch Differenzenbildung zu den Fixierungen (Abb. 5-14). Dabei gelten für alle Ansätze dieselben Kornverteilungskurven.

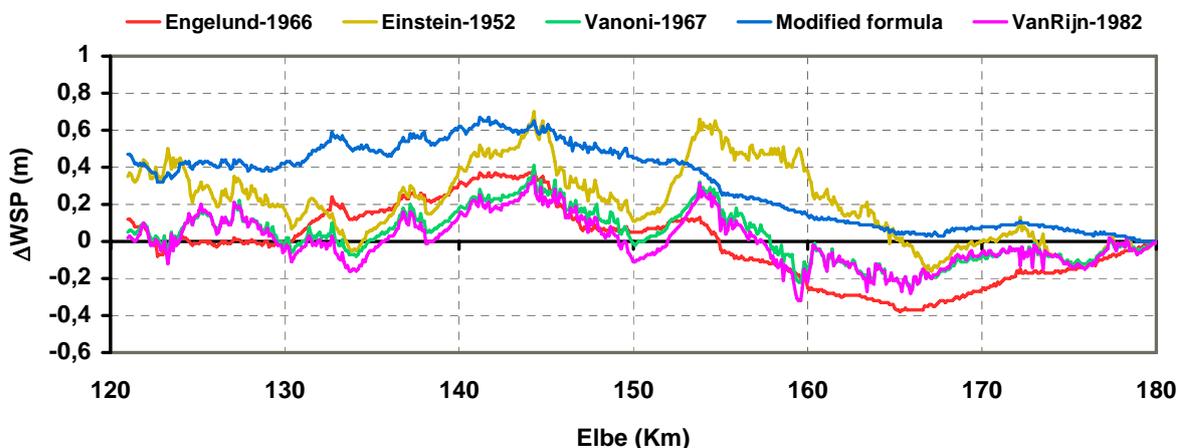


Abb. 5-14 Vergleich verschiedener Ansätze zur Ermittlung der Sohlrauheit. $\Delta WSP = WSP_{\text{Messung}} - WSP_{\text{Berechnung}}$ (VENKATA, 2008).

Das Diagramm in Abb. 5-15 zeigt die Konvertierung der äquivalenten Sandrauheiten in das k_{str} -Schema. Dabei wurden die Ansätze nach Vanoni & Hwang, Engelund & Hansen sowie Van Rijn gemittelt. Der Hysterese Effekt ist wegen der lang andauernden Ganglinie nur leicht zu erkennen. Dies liegt daran, dass die Sohlformen ausreichend Zeit haben, um sich zurückzubilden, während das Wasser abläuft.

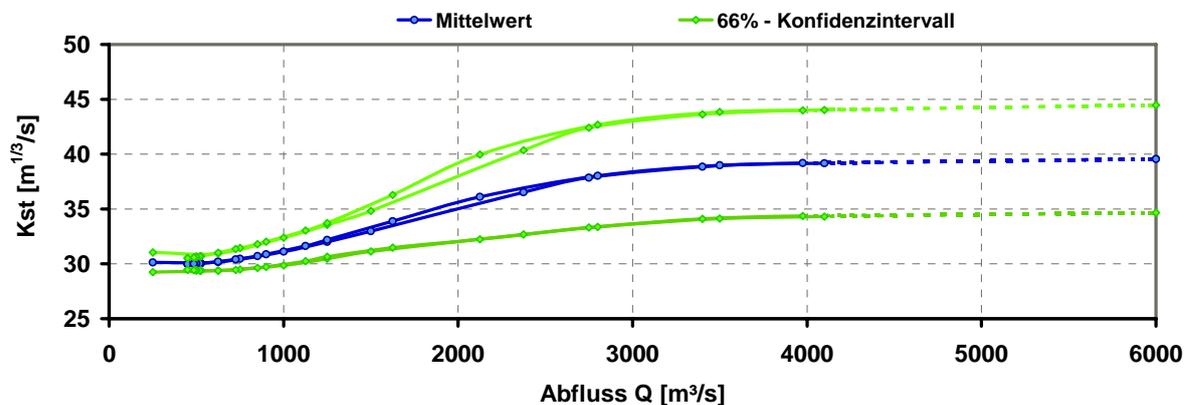


Abb. 5-15 Zusammenhang zwischen Abflussbeiwert k_{st} und Abfluss (VENKATA, 2008)

5.4.3. Simulation der morphologischen Unsicherheiten

Der Hauptfließquerschnitt ist im 2D-Modell in mehrere möglichst homogene Abschnitte unterteilt. Bei der Generierung der einzelnen stationären Simulationen wird dabei jedem Abschnitt eine zufällig generierte, normalverteilte Verschiebung des k_{str} -Wertes aufaddiert. Als Standardabweichung dient dabei der Maximalwert aus Abb. 5-15, der sich über ein größeres Abfluss-Spektrum als annähernd konstant erweist.

$$k_{str}(i) = k_{str; \text{Kalibrierung}}(i) + \text{RND}_{\text{Gauss}} * \sigma_{k_{st}}(s) \quad (17)$$

Mit:

- | | | |
|-----------------------------------|-----|--|
| $k_{str; \text{Kalibrierung}}(i)$ | ... | Kalibrierungswert im Knoten i |
| $\text{RND}_{\text{Gauss}}$ | ... | Zufallsvariable (normalverteilt) |
| $\sigma_{k_{st}}(s)$ | ... | Standardabweichung des k_{str} -Wertes auf Grund von Sohlformen, gültig für den Flussabschnitt bei $km\ s$ |

5.5. Nicht quantifizierbare Einflüsse

Pegelaufzeichnungen und hydrologischen Auswertungen berücksichtigen die über- oder entlastenden Einflüsse durch Flutwellen, Deichbrüche und Eisgang teilweise indirekt mit, je nach Methodik (POHL, 2008). Eine Aufschlüsselung und getrennte Betrachtung dieser Parameter war im Rahmen des Projektes leider nicht möglich.

5.5.1. Eisgang

Historisch betrachtet ist Eisgang an der Elbe ein durchaus regelmäßig auftretendes Phänomen. Berghaus druckt 1838 in seinen Illustrationen zu Humboldts „Kosmos“ eine der ältesten bekannten Aufzeichnungen über Wasserspiegel und Eisgang an der Elbe ab (Abb. 5-17). Im 17. und 18. Jahrhundert war einerseits das Klima und andererseits der Fließquerschnitt der Elbe nur bedingt mit der heutigen Situation vergleichbar. Durch Verkürzung und Einengung des Flusses steigerte sich die Fließgeschwindigkeit und somit reduzierte sich die Eisbildung (SIMON, 2005).

Nichts desto trotz sind Katastrophen wie sie sich 1784 im gesamten europäischen Raum ereignet haben, durchaus mit einer bemerkenswerten Wahrscheinlichkeit anzunehmen. Dabei wurden an der Elbe ein Großteil aller Brücken zerstört oder stark beschädigt (SCHAEFER, 1848; NEBEL, 2008). Aus Mangel an geeigneten Statistiken und Approximationsmethoden konnte in dieser Arbeit dieser Aspekt leider nicht berücksichtigt werden.

Pegel	Elbe-km	Eisstand Jan./Febr. 1987			Eisstand Jan./Febr. 1996			Eisstand Dez. 1996/Jan. 1997		
		Wasserstand			Wasserstand			Wasserstand		
		vor Eisstand [cm]	bei Eisstand [max. cm]	Aufhöhung [cm]	vor Eisstand [cm]	bei Eisstand [max. cm]	Aufhöhung [cm]	vor Eisstand [cm]	bei Eisstand [max. cm]	Aufhöhung [cm]
Boizenburg	559,5	473	587	114	191	310	119	187	285	98
Neu Darchau	536,4	577	688	111	269	374	105	256	379	123
Dömitz	504,7	441	553	112	212	319	107	183	341	158
Wittenberge	453,9	449	584	135	231	438	207	264	394	126
Tangermünde	388,2	—	—	—	240	537	297	287	480	193
Magdeburg	326,6	—	—	—	299	372	73	165	371	206
Barby	294,8	—	—	—	—	—	—	219	427	208

Abb. 5-16 Eistand (geschlossene, unbewegliche Eisdecke) an ausgewählten Stationen entlang der Elbe (SIMON, 2005)

Es bleibt zu beachten, dass Eisgang nicht nur den Wasserspiegel durch Volumenexpansion anhebt, sondern auch Verklausungen verursacht, die vor allem die Durchströmung von Wäldern und kleineren Brückenquerschnitten erheblich behindern und einen Aufstau im Bereich mehrerer Meter verursachen kann (Abb. 5-16).

Der Vollständigkeit halber sei hier bemerkt, dass der Eisgang die Deichstandsicherheit zusätzlich durch Beschädigung der wasserseitigen Deckschicht beeinträchtigt. Dieser

Aspekt kann zum jetzigen Zeitpunkt auch nicht in den in Kapitel 3.1 genannten Methoden berücksichtigt werden.

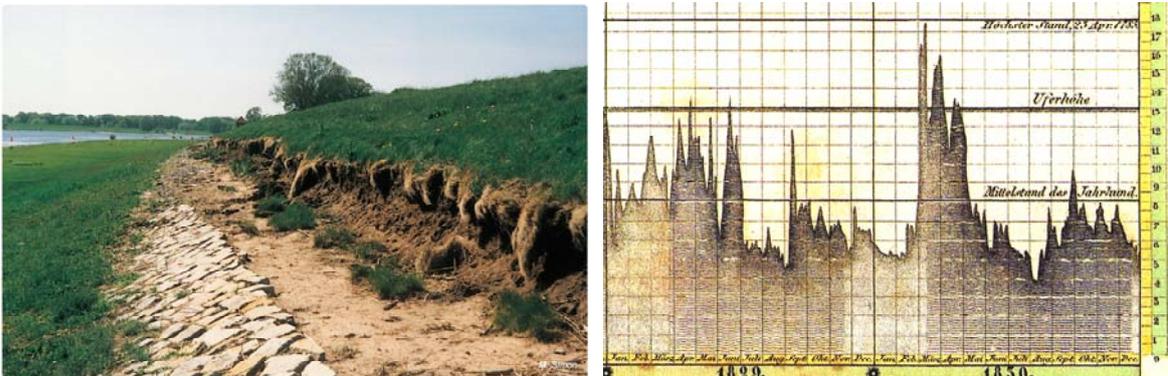


Abb. 5-17 Links: Abrasion der wasserseitigen Deckschicht durch Eisgang (2003) an der Elbe bei Müggendorf (aus SIMON, 2005); Rechts: Ganglinie der Elbe in Magdeburg, hell schraffierte Bereiche: Eisgang; Aufzeichnungen seit 1731 (BERGHAUS, 2004)

5.5.2. Überlastung durch Treibgut und Ausfall von Stauanlagen

Außer durch Eis besteht vor allem auch an kleineren Gewässern die Gefahr einer Verklausung von Engstellen oder Auwäldern durch Treibgut aller Art.

Dabei besteht nicht nur die Gefahr eines Rückstaus, sondern auch die Möglichkeit einer Flutwelle bei plötzlichem Bruch einer temporären Verlegung. Der Spitzenabfluss dieser Flutwelle kann ein Vielfaches des eigentlichen Hochwasserabflusses erreichen und dabei über größere Strecken hinweg sowohl den Fließquerschnitt als auch Deiche schädigen und so sämtliche topographische Randbedingungen für den Abfluss vollkommen verändern.

Vergleichbare Probleme treten beim Bruch von Hochwasserrückhaltebecken oder Staumauern auf.

Während des Elbehochwasser 2002 traten eine Reihe dieser nicht vorhersehbaren Ereignisse auf. Bekannt wurde vor allem der Bruch des Rückhaltebeckens Glashütte an der Prießnitz mit weitläufigen Zerstörungen in den flussab gelegenen Gemeinden. Das HQ_{1000} wird für die Prießnitz mit ca. $25 \text{ m}^3/\text{s}$ angegeben, durch den Deichbruch wurden ca. $100 \text{ m}^3/\text{s}$ Spitzenabfluss freigesetzt (LHWZ, 2004). Weiterhin mussten 2 manövrierunfähige Binnenschiffe, die sich aus ihrer Verankerung gelöst hatten, gesprengt werden um die Verlegung von Brückenquerschnitten zu verhindern.

Plötzlich eintretende Sturzfluten sind in ihren Volumina nur sehr schwer zu bestimmen (KRON, 2009). Häufig wird ein extrem großes Treibgutaufkommen mitgeführt, das in seiner zerstörerischen Kraft nicht mit gewöhnlichen Hochwässern vergleichbar ist (Abb. 5-18).



Abb. 5-18 Sturzflut mit Treibholz an der kleinen Emme (CH) im August 2008, Pegelanstieg 2m in einer Minute (AKT, 2008).

5.5.3. Entlastung durch Überströmen und Deichbrüche

Andererseits kann der Bruch von Deichen oder bereits ihr Überströmen zur deutlichen Entlastung des Gewässers führen. Ebenfalls an der Elbe zeigt sich deutlich dieser Retentionseffekt durch die Unterschiede der Hochwässer 2002 und 2006. Während 2002 der höhere Scheitelabfluss zu zahlreichen Deichbrüchen an der oberen und mittleren Elbe führte, blieb der Unterlauf weitgehend verschont. In Folge der Instandsetzung und Verbesserung der betroffenen Deiche wurde der gesamte, geringere Spitzenabfluss im Jahr 2006 an die Untere Elbe weitergeleitet. Dort kam es zu außergewöhnlich hohen Wasserständen und damit zu zahlreichen Deichbrüchen.

Dies wurde von BROEDENBREKER (2009) untersucht. Retention durch Überströmung wird im Modell durch ausgiebige Integration der weitläufigen Vorländer berücksichtigt. Dabei ist ebenfalls eine Rückströmung ins Hauptgewässer möglich. Verklausungen der Brücken können aufgrund der geringen Datenlage nicht berücksichtigt werden.

6. Optimierung des Rechnernetzes

6.1. Allgemeiner Lösungsansatz

Die Rechengeschwindigkeit 2-dimensionaler Strömungsmodelle ist auch heute noch der limitierende Faktor für ihre Einsatzbreite. Weiterhin besteht bis heute keine klare Richtlinie zur Vorgehensweise und Validierung der Modellabstraktion. Dies führt in sehr vielen Projekten zu teilweise unbrauchbaren Modellierungen, deren zahlreiche Fehler nur teilweise auf die in Kapitel 5.2. beschriebenen Unstimmigkeiten in den oft überbewerteten Geländedaten zurückzuführen sind. Im Gegensatz zu physikalischen Modellen sind lokale topographische Fehler sowohl in den Messdaten als auch in deren Abstraktion, dem unstrukturierten Rechnernetz, optisch nur schwer zu erkennen.

In überraschend vielen Fällen stimmt auch die Lage sensibler topographischer Elemente, wie z.B. Deichkronen oder Bühnenköpfe, nicht ausreichend genug zwischen verschiedenen Datensätzen überein. Dies führt zur Ausbildung nicht existenter Fließwege im abstrahierten hydraulischen Berechnungsnetz.

Zur Verwirklichung einer Monte-Carlo Simulation in der hier vorgestellten Größenordnung ist eine schnelle Berechnung unter Gewährleistung der Qualität das zentrale Arbeitspaket.

Die Rechengeschwindigkeit eines expliziten 2D-Modells ist hauptsächlich von der Anzahl der Zellen im Rechnernetz und von der Begrenzung des Zeitschrittes durch das Courant-Friedrichs-Lewy (CFL) Kriterium abhängig (Kapitel 3.2.2.4).

Anschaulich wird dieser Zusammenhang an folgendem Beispiel eines kleinen Deiches (Abb. 6-1):

Zur lokalen Verbesserung der Abbildungsgenauigkeit am Deichfuß wird die Kantenlänge der roten Zelle halbiert (links), so entstehen an seiner Stelle die 4 grünen Dreiecke (Mitte). Die benachbarten, eigentlich nicht betroffenen Zellen müssen ebenfalls angepasst werden. Es entstehen aus den 3 Nachbarzellen 6 neue Zellen.

Für ein gesamtes Projektgebiet bedeutet dies bei Reduktion der mittleren Kantenlänge im Modell um Faktor 2 für alle Zellen:

- Kantenlänge / 2 ~ Anzahl Zellen x 4
- Kantenlänge / 2 ~ Maximaler Zeitschritt / 2

-> Daraus resultiert ein bis zu Faktor 8 höherer Rechenaufwand

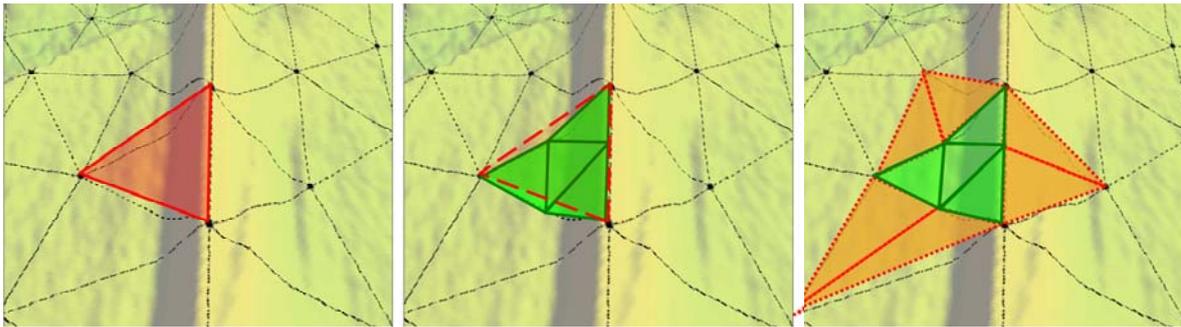


Abb. 6-1 Links: Digitales Höhenmodell in Reliefdarstellung, mit Projektion eines triangulierten irregulären Netzes (TIN); Rechts: mögliche Verdichtung durch Kantenhalbierung; Mitte: Zwischenschritt

In der Praxis wird der Rechenaufwand zumeist nicht um den Faktor 8 steigen, weil beispielsweise trockene Zellen, keinen Rechenaufwand erzeugen und eine großflächige Verdichtung nicht zielführend wäre.

Andererseits führt jede weitere Verdichtungsstufe des Rechnetzes mit dem Ziel einer Steigerung der Abbildungsqualität zu einem deutlichen Anstieg des Rechenaufwandes.

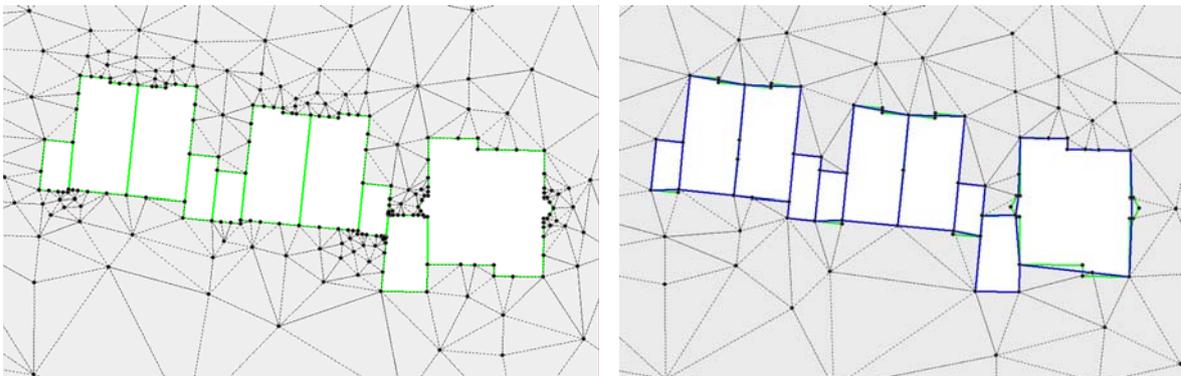


Abb. 6-2 Auswirkungen der Liniengeneralisierung. Links: Ausschnitt aus einem urbanen Gebiet - Katasterdaten 3900 Zellen - $A_{\min} = 0.004\text{m}^2$; Rechts: nach Generalisierung mit einem Punkt Mindestabstand von 1.5m: 912 Zellen - $A_{\min} = 1.2\text{m}^2$. Die Berechnungszeit reduziert sich um 96%.

Ziel der Netzgenerierung ist ein minimaler Aufwand an Zellen und ein maximal möglicher Abstand der einzelnen Stützpunkte bei dem ein Mindestmass an Abbildungsqualität eingehalten wird.

Dieses Kapitel beschränkt sich auf die Beschreibungen der Algorithmen die zur Generierung effizienter Netze (Beispiel: Abb. 6-2) entwickelt, erweitert und getestet wurden. Allgemeine Grundlagen sind die elementaren Algorithmen der

- Vektormathematik (ebene, räumliche und sphärische Geometrie)

- Graphentheorie (Nachbarschaftsbezüge, Datenhaltung, Dilatation, u.a. (Siehe SKIENA, 2008; CGAL, 2009)
- Objektgeneralisierung (IKG, 2008; SKIENA, 2008)

In Anlehnung an die üblichen Vorgehensweisen wird darum folgender Arbeitsablauf zur verbesserten Netzerstellung umgesetzt:

1. Aus einer Vielzahl von Datenquellen stehen Vektordaten mit und ohne Höhenbezug zur Verfügung. Durch die Kombination möglichst vieler dieser Datensätze lässt sich ein Kantengraph generieren, der gegenüber einem Rasterdatensatzes (DHM) den Vorteil hat, dass eine eindeutige Verbindung zwischen 2 Punkten gegeben ist und Konturen in der Topographie erhalten bleiben. Ohne Linienbezug besteht die Gefahr falscher Interpretation bei der Triangulation (Abb. 6-3 & Abb. 6-17). Diese Fehler können im schlimmsten Fall zu völliger Unbrauchbarkeit der Rechenergebnisse führen. Ein weiterer Vorteil ist, dass ein terrestrisch ermittelter Höhenbezug in den meisten Fällen genauer ist als die Information eines auf Befliegungsdaten basierenden DHMs. Fehlen geeignete Höhendaten, so können diese aus dem DHM zugewiesen werden. Die Aufarbeitung der Vektordaten zu Bruchkanten wird als Generalisierung bezeichnet. Dieser Schritt ist mit einer Reihe Schwierigkeiten verbunden, die speziell aus den Belangen der hydraulischen Modellierung entstehen (Kapitel 6.2).
2. Nach Zusammenfassung der genaueren Linieninformationen zu einem Kantengraphen fehlt noch die Topographie in den Zwischenräumen. Diese muss aus den Befliegungsdaten übernommen werden. Der Schlüssel zu Ressourcen schonenden Modellierung ist auch hier die Wahl möglichst weniger Punkte mit möglichst großen Abständen (Kapitel 6.3).
3. Nach einer ersten Vorberechnung stehen grobe Strömungsinformationen zur Verfügung, die zu einer weiteren Optimierung des Netzes verwendet werden können. In Zonen kleiner Fließgeschwindigkeit beeinflussen topographische Fehler in geringerem Maße den Fehler in der lokalen Energiehöhe, wohl aber in Fließgeschwindigkeit und Tiefe. Solange der mittlere Abbildungsfehler der Umgebung gering bleibt, wird auch die Wasserspiegellage nur geringere Fehler aufweisen. Durch Vergrößerung des Netzes in diesen Zonen lässt sich nochmals die Anzahl der Zellen deutlich reduzieren (Kapitel 6.4).

Die Abbildungsqualität des Netzes wird bereits während der Erzeugung Schritt für Schritt kontrolliert. (Kapitel 6.5)

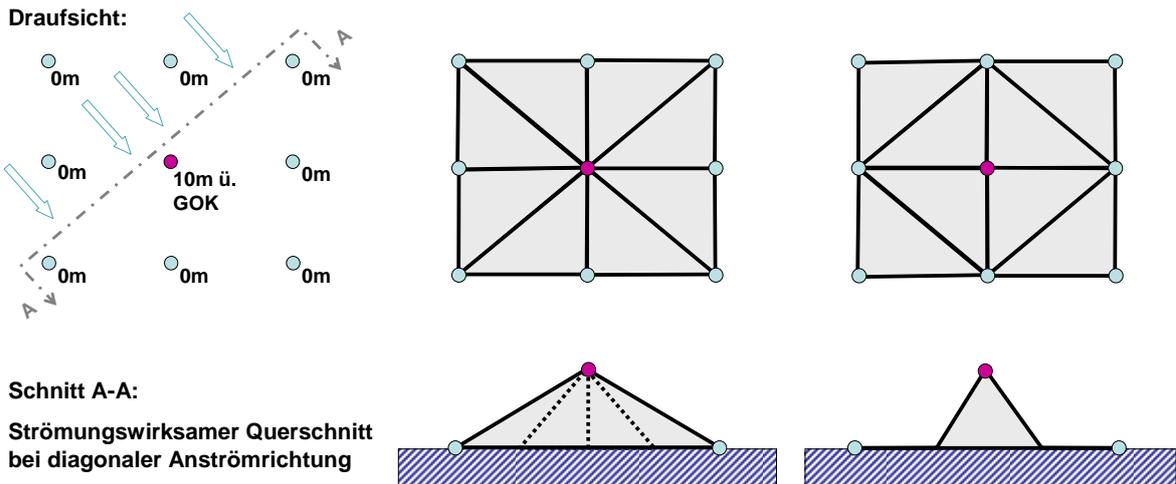


Abb. 6-3 Interpretation von Höhenmesspunkten durch Triangulation. Mögliche Varianten: große und kleine Pyramide, oder beliebige Kombinationen. Die optimale Triangulation ist nur unter Zuhilfenahme weiterer Messpunkte oder Bruchkanten möglich.

6.2. Bruchkantengeneralisation

Der gesuchte Kantengraph ist ein Verästelungsnetz aus Markierungs- oder Trennlinien an hydraulisch relevanten Elementen, die in einem zwangsläufig vereinfachten numerischen Modell nicht verloren gehen sollen. Diese Liniendaten werden im Folgenden in 3 Gruppen unterteilt.

- Harte Trennlinien, z.B. Deichlinien, Straßenverläufe oder auch Bauwerksumrandungen sind in ihrer Lage etwa so exakt wiederzugeben wie die Gitterweite des zu Grunde liegenden DHM.
- Weiche Trennlinien, z.B. Landnutzungspolygone können in ihrer Lagegenauigkeit auch angepasst werden. Als Lagegenauigkeit wird die kleinste Kantenlänge der kleinsten Zellgröße empfohlen.
- Unterstützende Trennlinien können zusätzlich eingeführt werden, z.B. um in Bereichen sehr stark variierenden spezifischen Abflusses kleinere Zellen zu erzeugen. Ihr Einsatz sollte auf ein Minimum reduziert werden, um die Anzahl zusätzlicher Zwangspunkte zu reduzieren. Die Lagegenauigkeit ist zweitrangig, wenn es nicht um eine gezielte Abbildung oder Abtrennung einer räumlichen Eigenschaft geht.

Geeignete Datenquellen für Geländemerkmale sind Katasterdaten, Vektorkarten oder Projektunterlagen. Berücksichtigt man alle verfügbaren Kanten aus verschiedenen Datensätzen, so erhält man meist zu viele Zwangspunkte, die bei einer Triangulation in das Netz eingearbeitet werden und dieses unbrauchbar machen.

Weil die Menge und die Qualität der Vektordaten in vielen Fällen nicht auf die Bedürfnisse der hydraulischen Modellierung hin optimiert sind, zielt eine Aufbereitung der Rohdaten im Wesentlichen auf Zusammenfassung, Ausdünnung und Abgleich redundanter Informationen ab.

Die Stützpunkte dieser Bruchkanten, in der Algorithmentheorie Polylinien genannt, sind häufig extrem dicht (Abb. 6-12), oder nicht dicht genug (Abb. 6-4). Datensätze überlappen sich mit anderen, weshalb teilweise annähernd parallele Linien mit geringem Abstand oder sehr kleinem Schnittwinkel eine Triangulation nach dem Courant-Kriterium verhindern.

Die folgenden Bearbeitungsschritte beseitigen diese Mängel, die in herkömmlichen Modellen meist der limitierende Faktor hinsichtlich der Effizienz sind. Sie sind in ihrer Reihenfolge nicht immer vertauschbar. Einige müssen iterativ eingesetzt werden, um Wechselwirkungen abzubauen.

6.2.1. Interpolieren und Verschieben von Bruchkanten

6.2.1.1. Mängel üblicher Verarbeitungsprozesse

Die Fehler, die zu Abweichungen in der Linienführung der Rohdaten führen, sind vielfältig und beruhen hauptsächlich auf den Erfassungs- und Konvertierungstechniken der Daten sowie auf Interpolationsfehlern durch Standard GIS-Software, die nicht für die Belange hydraulischer Analysen optimiert wurde. In vielen Fällen sind die Rohdaten bereits stark ausgedünnt, weil sie ebenfalls nicht für hydraulische Anwendungszwecke optimiert sind, sondern beispielsweise für die übersichtliche Darstellung im Kartenbild.

Es müssen zuerst alle Eingangsdaten auf die gewünschten maximalen Stützpunktabstände verdichtet werden. Die Auswirkungen dieser Standardinterpolationen sind teilweise so gravierend, dass die hydraulischen Berechnungsergebnisse unbrauchbar werden können. Dies gilt vor allem für interpolierte Punkte wie sie zum Erzeugen eines Delaunay konformen Netzes notwendig sind.

Am Beispiel eines Deiches mit der Böschungsneigung 1:2 lässt sich die Bedeutung dieses Schritts erklären (Abb. 6-4): Die Lagegenauigkeit des DHMs beträgt ca. 1 m, bei der gewählten Auflösung entspricht dies einem Rasterpunkt. Liegt ein Punkt der Polylinie, der eine Deichkrone abbildet, 1,6 m neben dem entsprechenden Punkt im DHM, so beträgt der Höhenunterschied ca. 80 cm.

Dies stellt im Modell eine nicht existente Bresche dar, die zur Überflutung des Hinterlandes führen kann. Die Polylinie kann beispielsweise aus dem Liegenschaftskataster oder Vektorkarten anderen Ursprungs abgeleitet werden. Kurven können in diesen Datensätzen nur durch Polygone angenähert werden, die mit

zunehmender Dichte bessere Qualität aufweisen, aber auch mehr Speicher verbrauchen wie auch in Abb. 6-12 nochmals deutlich zu sehen ist.

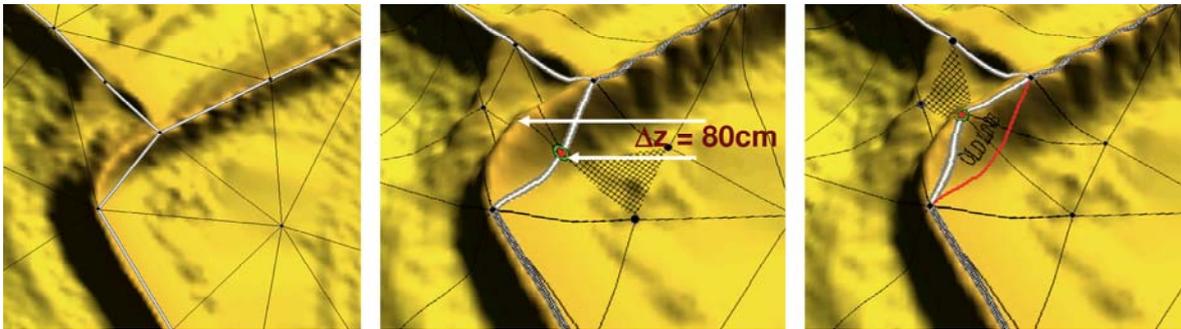


Abb. 6-4 Deich mit Böschungsneigung 1:2; Grau: Deichverlauf aus Katasterdaten; Links: Draufsicht, Mitte: lineare Interpolation eines Deichpunktes mit deutlichem Höhenfehler Δz im neuen Punkt, Rechts: korrekte Abbildung der Deichkrone.

6.2.1.2. Geländeadaptation

Abweichende Linienpunkte aus ungenauen Datensätzen und interpolierte Punkte müssen dazu auf das entsprechende topographische Merkmal im DHM verschoben werden. Bei Deichen ist dies im Normalfall der höchste Punkt auf der Krone, bei Wasserläufen der tiefste Punkt. Zur Detektion von Böschungskantenpunkten kann eine Kombination aus Höhe, Neigung und Krümmung herangezogen werden oder ein relatives Höhenmodell wie in Kapitel 6.3.2.4 beschrieben.

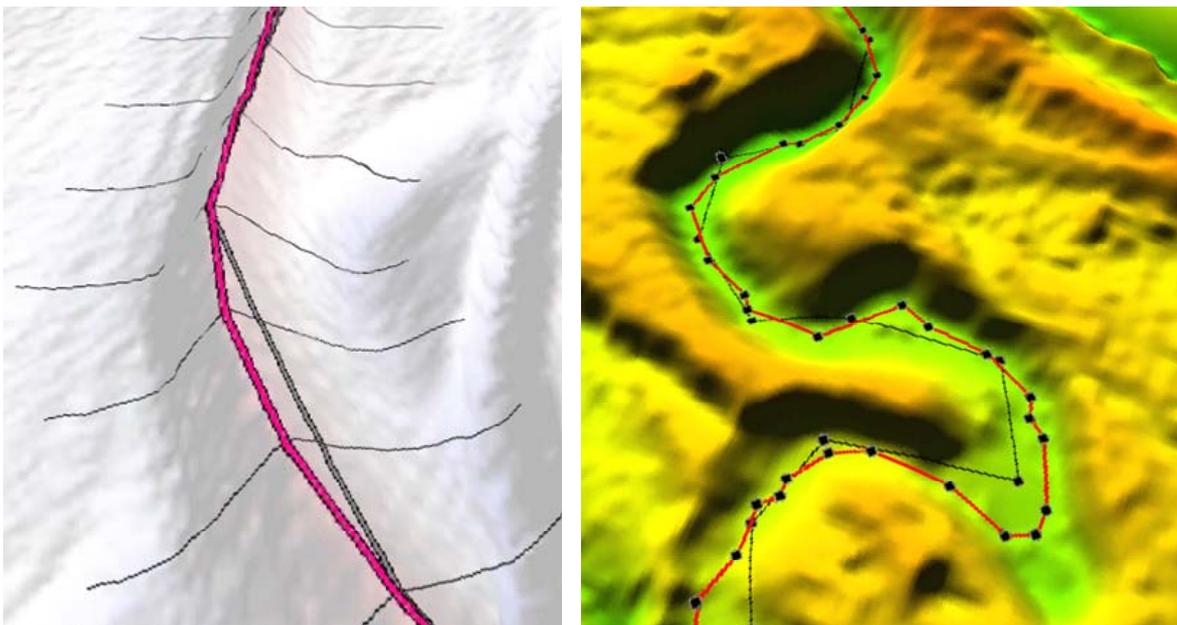


Abb. 6-5 Links: Deichoberkante aus Katasterdaten (grau) und mit neuer, adaptierter Linienführung (magenta); Rechts: Graben mit Kataster Linie für den Talweg (grau) und adaptiv interpoliertem Talweg (rot).

Die maximal erlaubte Entfernung, um die ein Punkt verschoben werden darf, ist abhängig von Wichtigkeit und Qualität der Linie, entsprechend der Eingangs genannten 3 Typen. Die Bilder in Abb. 6-5 zeigen Ergebnisse der Linienverschiebung.

Entlang einer Polylinie (Deich oder Talweg) wird rechts und links jedes Stützpunktes, in einem beschränkten Korridor, nach anderen Punkten gesucht, die in ihrer Höheninformation besser zum Verlauf der Linie passen als der ursprüngliche Punkt.

Zu beachten bleibt dabei, dass eine orthogonale Verschiebung in spitzwinkligen Vereinigungen von Linienelementen unter Umständen zu Verschneidungen des Polygons mit sich selbst führen kann. Dieses Problem besteht in den meisten Standard GIS-Anwendungen bei der Erzeugung paralleler Polylinien.

6.2.1.3. Linienfilterung

In Übergangsbereichen, in denen topographische Merkmale ihre charakteristische Linienausprägung verlieren, erscheinen eventuell nach dem ersten Schritt einige Punkte, die zwar in der Höhe gut übereinstimmen, allerdings die Linienführung missachten. Beispiel: Ecken, Kurven und Übergänge zum ansteigenden Gelände bei Deichen.

An diesen Stellen kann zusätzlich durch Approximation der Lage aus Nachbarpunkten der beste Punkt für einen glatten Linienverlauf bestimmt werden (Abb. 6-6).

- Mittelwerte aus mehreren Nachbarpunkten führen zu deutlichen Fehleinschätzungen bei Ecken, allerdings zu ausgeglichenen Geraden.
- Extrapolation von benachbarten Punkten führt unter Umständen zu guten Ergebnissen bei spitzen Winkeln. Je nach Wahl der Nachbarpunkte (z.B.: 1.+2., 1.+3. oder 2.+3.) erhält man andere Schnittpunkte. Bei flachen Winkeln versagt diese Technik.
- Splines, also abschnittsweise Polynominterpolationen ergänzen, sehr gut weiche kurvenartige Übergänge.

Es empfiehlt sich stets alle Filter berechnen zu lassen und automatisch den Punkt zu wählen der die geringste Abweichung $\varepsilon = \Delta Lage + \eta * \Delta Höhe$ besitzt. Der Wichtungsfaktor η bestimmt wie stark die Höhengenaugigkeit gegenüber der Lageninformation bevorzugt werden soll und ist vom jeweiligen Kantentyp abhängig. Die Notwendigkeit für diesen Faktor ergibt sich aus der Tatsache, dass beispielsweise eine Lageänderung um 0,5 m in einem DHM mit Gitterweite = 1 m keine oder nur eine geringe Auswirkung nach sich zieht, während eine Höhenänderung um wenige cm auf einer Deichkrone bereits signifikant den Zeitpunkt des Überströmens beeinflusst.

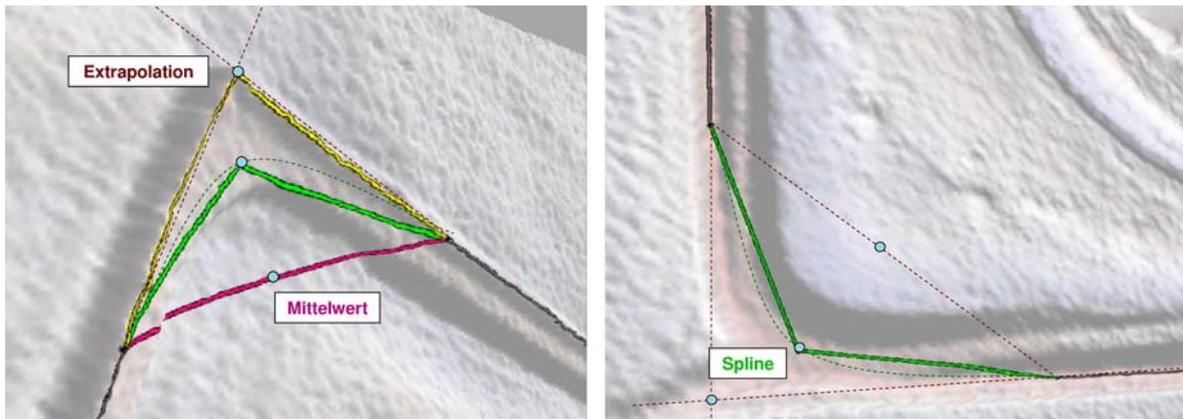


Abb. 6-6 Links: Deich, Eckpunkt bestmöglich bestimmt durch Extrapolation benachbarter Linienelemente; Rechts: Wassergraben, Biegung erkannt durch Spline-Approximation. Der Mittelwert führt in beiden Fällen weit am Ziel vorbei.

6.2.2. Optimierung von Linienschnitten

Zur Triangulation sind keine kreuzenden Linien zulässig. Im nächsten Schritt werden darum alle aufbereiteten Vektordaten, Flächen (Polygone) und Linien (Polylinien), untereinander verschnitten, um die Grundlage für glatte Netze zu gewährleisten. Einer der effektivsten Algorithmen zur Schnittpunktsuche ist der Bentley-Ottmann Algorithmus (BENTLEY, 1979).

Nach dem Aufspüren muss dieser Schnittpunkt entsprechend der Belange der hydraulischen Netze in den Kantengraphen eingearbeitet werden (Minimale und Maximale Abstände, Lagegenauigkeit gegenüber dem zugrundeliegenden DHM). Spitze Schnittwinkel verursachen bei der Triangulation sehr viele unerwünschte kleine, außerdem oft nicht Delaunay-konforme Zellen (Abb. 6-7, links).

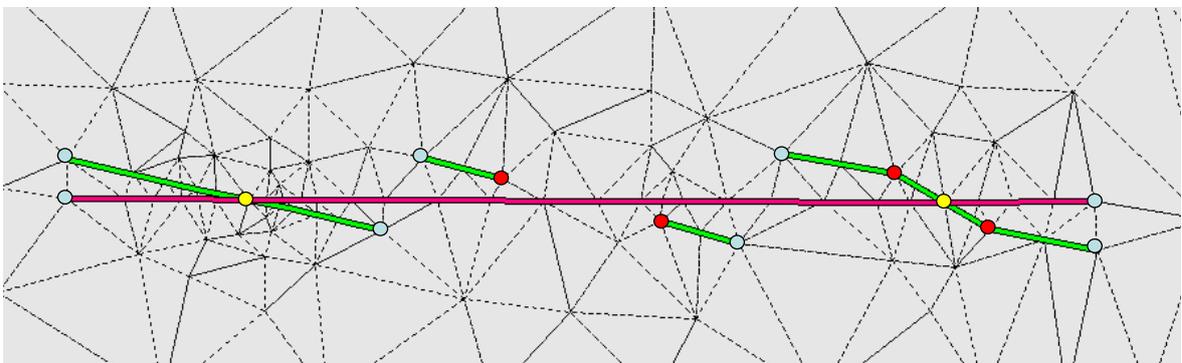


Abb. 6-7 Links: Kantenschnitt ohne Optimierung; Mitte: Unterbrechung der weniger wichtigen Linie; Rechts: Aufbiegen des Schnittwinkels bis zum vorgegebenen Mindestwinkel.

Dieses Problem lässt sich umgehen, indem die Linienführung einer weniger wichtigen Kante bewusst unterbrochen wird (Abb. 6-7. Mitte), bzw. auf einen Grenzwinkel φ_{\min} aufgebogen wird (Abb. 6-7; φ_{\min} zumeist 20° bis 30°). Letztere Variante erhält den Schnittpunkt und die ungefähre Linienführung zu Gunsten der Zellgrößen. Die dafür zusätzlich eingeführten Stützpunkte (rot) unterliegen den bereits mehrfach genannten Regeln für Mindestabstände.

Durch das Aufbiegen der Linien entstehen lokale Verschiebungen der Linienführung die eventuell zu weiteren Schnittpunkten mit benachbarten Linien führen könnten. Dies ist zu unterbinden, entweder durch iteratives Integrieren der Schnittpunkte, oder durch ein räumliches Abstandsgebot für veränderte Linien.

6.2.3. Verschmelzen benachbarter Elemente

In zahlreichen Fällen liegen Punkte verschiedener Polylinien bereits nah beieinander. Diese Punkte erzeugen bei der Triangulation unnötig kleine und damit auch sehr viele Dreieckselemente.

Typische Problemstellungen dieser Art sind:

1. Flächenelemente in Landnutzungspolygonen, die kleiner als eine bestimmte Kenngröße sind (Abb. 6-8)
2. Kreuzungen und Abzweigungen von Linienelementen (Abb. 6-9)
3. Unterschiedliche Erfassung nicht eindeutiger Punkte (z.B. Talweg, Böschungskanten) in verschiedenen Messkampagnen (Abb. 6-10). Dies ist fast immer der Fall, besonders weil Software Punkte bereits als verschieden interpretiert, wenn die letzte Nachkommastelle einer Koordinate differiert. So entstehende Flächen mit stark länglicher Form und alternierender Flächenzugehörigkeit werden als Sliver-Polygone bezeichnet.

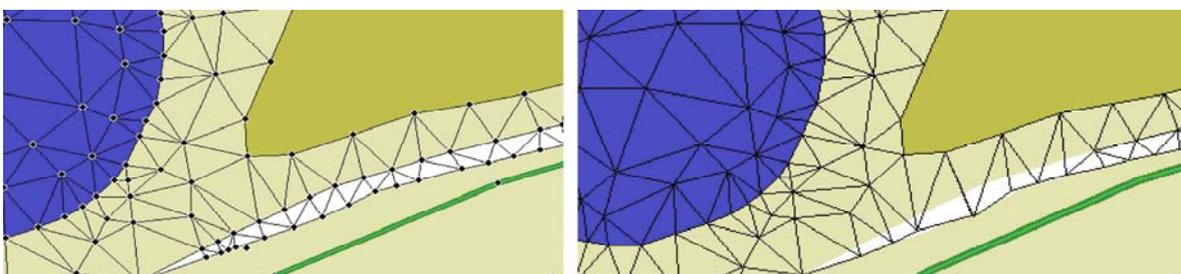


Abb. 6-8 Links: Originaldaten; Rechts: Der nur 4m breite, weiß eingefärbte Brachlandstreifen wird mit den benachbarten Ackerflächen vereint

Während erstere Problemstellung zwar in den meisten Fällen zu erkennen ist, kann für die anderen Fälle optisch oft nicht jede Abweichungen erkannt werden (teils nur in der letzten Nachkommastelle der Koordinaten). Zusätzlich können diese Abweichungen auch nach der in Kapitel 6.3 beschriebenen Verschiebung entstehen.

Die Vereinigung dieser nahen Nachbarpunkte kann je nach Datenlage die Zellanzahl auf einen Bruchteil reduzieren (jeweils rechte Darstellung in Abb. 6-8 bis Abb. 6-10).

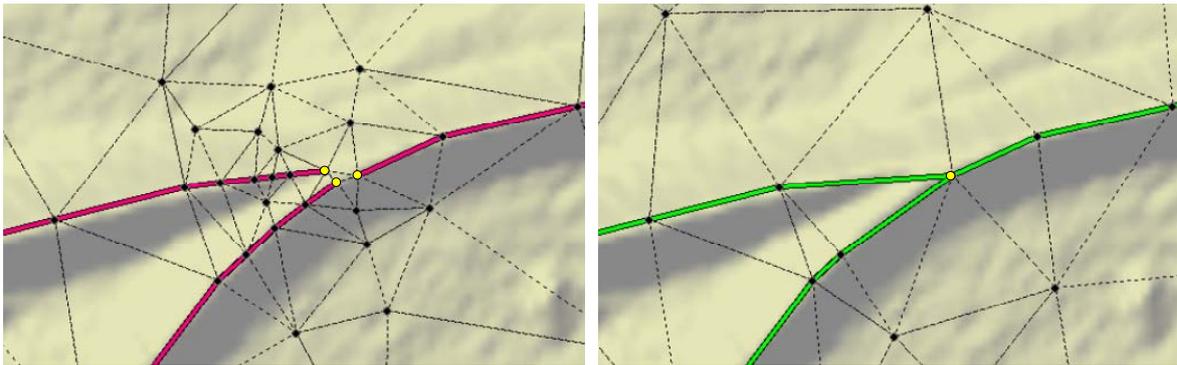


Abb. 6-9 Links: Triangulierter Linienstoß bei der Vereinigung zweier Deiche; Rechts: Triangulation nach Verschmelzen aller Punkte die innerhalb eines Toleranzkriteriums liegen. Die Anzahl der Zellen reduziert sich deutlich.

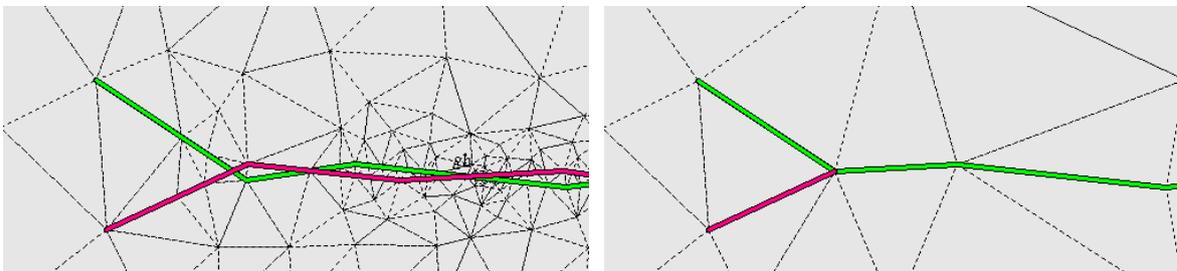


Abb. 6-10 Links: Linien aus unterschiedlichen Datenerhebungen bilden Sliver-Polygone; Rechts: deutliche Ausdünnung nach gewichteter Vereinigung aller Linienpunkte innerhalb eines Toleranzbereiches.

Während für das 1. Problem bereits eine Reihe Algorithmen zur Flächengeneralisierung bekannt sind (z.B. Straight Skeleton), ist für das 2. und 3. Problem, Punkte ohne Flächenbindung, nur wenig zu finden (AICHHOLZER, 1995). Die augenscheinlich einfachste Lösung ist das Verschmelzen von Punkten, die zusammen gehören. Auch hier gilt die Regel, dass im Umkreis des Mindestabstandes um einen Punkt kein weiterer Punkt verbleiben darf. Darum lassen sich diese 3 Probleme auf ein Problem, in unterschiedlichen Maßstäben reduzieren.

Der hierzu entwickelte Verschmelzungs-Algorithmus, gehört aus Sicht der Graphentheorie in die Gruppe der Clusterbildungs-Algorithmen. Allerdings wurde keiner der allgemein bekannten Algorithmen den Ansprüchen der hydraulischen Modelle

gerecht. Auch der Test kommerzieller Software konnte nicht überzeugen, eine vollständige Neuentwicklung führte letztlich ans Ziel.

Bei größeren Punktwolken ist die entscheidende Frage: Welcher Punkt wird wie weit in welche Richtung verschoben? Mit der Annahme einer virtuellen Anziehungskraft der Punkte untereinander, abhängig von der Wichtigkeit der Punkte, lässt sich dieses Problem sehr elegant lösen (Abb. 6-11).

- Für jeden Punkt wird die virtuelle Anziehungskraft anhand seines Linientypus und seiner räumlichen Unsicherheit ermittelt. Die virtuelle Kraft reduziert sich nach dem radialen Abstandsgesetz. In den meisten Fällen erweist es sich als zweckdienlich, die Reichweite auf den minimal gewünschten Punktabstand zu beschränken.
- In einem nächsten Schritt werden für jeden einzelnen Punkt die Summen der angreifenden Kräfte durch Nachbarpunkte gebildet.
- Unter der verständlichen Voraussetzung, dass jeder Punkt nur in eine Richtung wandern kann, wird er so in die Richtung der maximalen Anziehungskraft gezogen. Die gesamte Gruppe wird dann im Mittelpunkt ihrer Gravitation verschmolzen.

Um großräumige Veränderungen der Linienführung zu vermeiden, wird notfalls ein zusätzlicher Knickpunkt eingeführt (grün in Abb. 6-11).

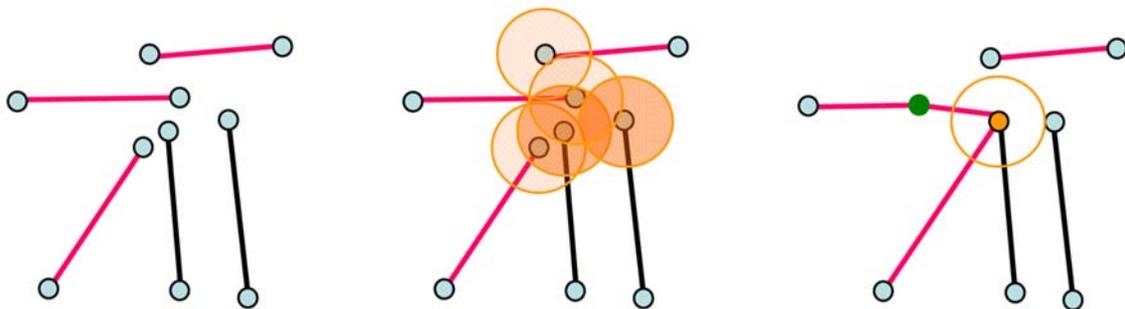


Abb. 6-11 Links: Linien mit hoher Gewichtung (schwarz), und mittlere Gewichtung (magenta); Mitte: mit Gravitationsringen wird ein Schwerpunkt ermittelt; Rechts: Ergebnis, Abstand zwischen je 2 Punkten > Mindestpunktabstand.

6.2.4. Ausdünnung von Bruchkanten

Eine übermäßig starke Zelldichte entsteht auch an Linien mit sehr geringem Stützpunktabstand. Je nach Auflösung der Eingangsdaten können mittlere Punktabstände insbesondere bei der Annäherung von Kurven teilweise sehr gering ausfallen und somit wiederum eine hohe Zelldichte verursachen (Abb. 6-12). Einer Reduktion dieser

Zwangspunkte kommt also eine Schlüsselrolle in der Ressourcen schonenden Modellierung zu. Zur Einhaltung der hier geforderten minimalen und maximalen Punktabstände wurden zwei bekannte Algorithmen weiterentwickelt.

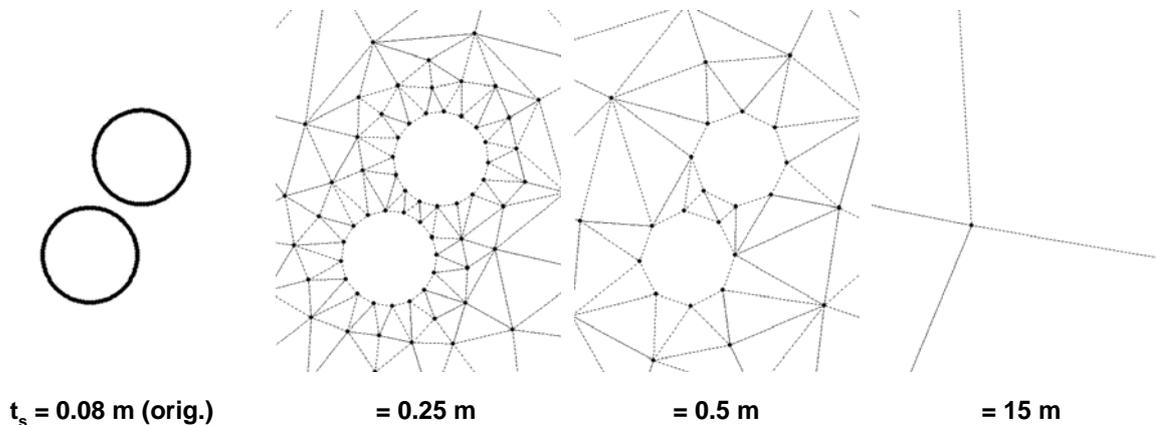


Abb. 6-12 Modifizierter Algorithmus nach Douglas & Peucker: Abhängig vom Mindestabstand der Punkte d_{min} und einem Schwellenwert t_s lässt sich der Grundriss der Getreidesilos von Anfangs 320 Punkten auf beliebig wenige Stützpunkte reduzieren und damit auch die Zahl der angrenzenden Zellen verringern.

6.2.4.1. Douglas & Peucker (DP) Algorithmus

Der DP Algorithmus ist einer der effizientesten zur Stützpunkt Reduktion, weil er nicht auf interpolierte Punkte angewiesen ist und außerdem Anfangs- und Endpunkte sowie Ausreißer erhält (DOUGLAS, 1973).

Dabei wird eine Linie nicht ausgedünnt, sondern iterativ neu erzeugt. Anfangs- und Endpunkt der alten Linie werden übernommen und iterativ immer die Zwischenpunkte eingefügt, die von der aktuellen Linie den größten Abstand t_i haben. Dieser Prozess wird fortgesetzt bis eine maximale Anzahl an Punkten erreicht ist, oder alle verbleibenden Punkte der Originallinie weniger als der Schwellenwert t_s von der neuen Linie entfernt sind (Abb. 6-13 / Oben).

Nachteil des DP-Algorithmus ist die fehlende Einhaltung eines Mindest- und Maximalabstandes, d_{min} & d_{max} . Um den Anforderungen der hydraulischen Rechenetze gerecht zu werden wird der Algorithmus erweitert:

Die Linie wird auf die kleinste Auflösungseinheit, meist die des Projekt-DHMs, verdichtet und erst anschließend neu aufgebaut. Punkte innerhalb des Umkreises d_{min} um vorhandene Punkte dürfen nicht mehr verwendet werden. Erreicht der DP-Algorithmus sein Ziel noch bevor alle Abschnittslängen $d_{i,j} < d_{max}$ aufweisen, so werden weitere bekannte Punkte in die neue Linie übernommen oder entlang der Linie interpoliert (Abb. 6-13 / Unten).

Die Einführung dieser weiteren Regel belastet u.U. die Effizienz des Algorithmus. Letztendlich ermöglicht der Einsatz allerdings eine deutliche Reduktion der Punktzahl mit Abweichungen im vordefinierten Rahmen.

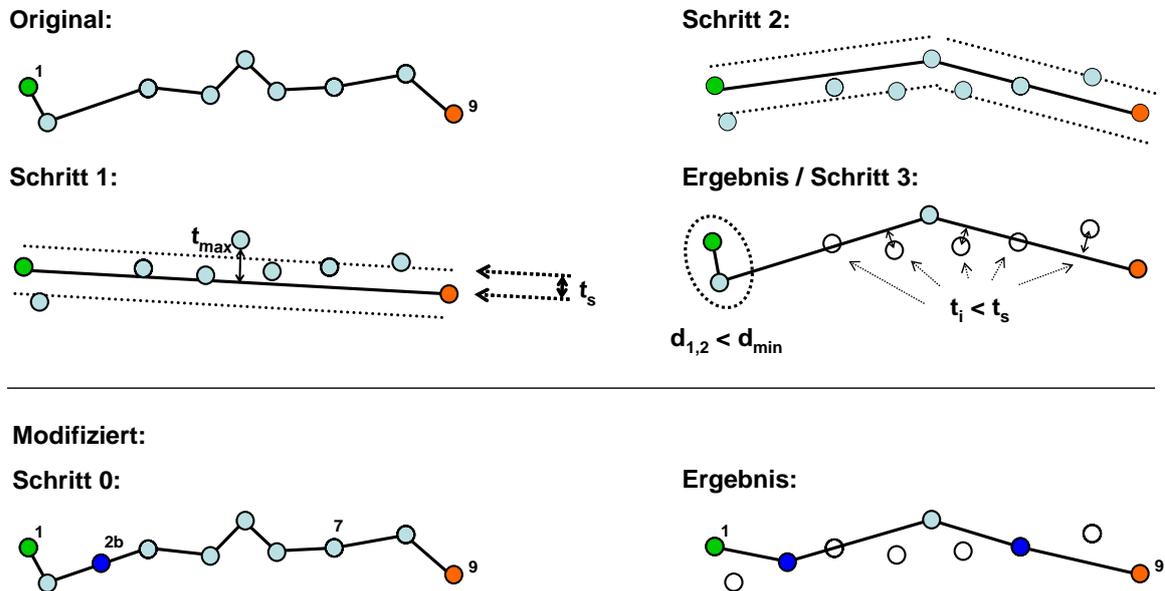


Abb. 6-13 Oben: Douglas Peucker (DP) Algorithmus mit Schwellenwert t_s ; Unten: Modifizierter DP-Algorithmus mit Einschränkung des Punktabstandes d auf $[d_{min}, d_{max}]$. Der Punkt 2 wird durch einen neuen Punkt 2b ersetzt weil $d_{1,2} < d_{min}$. Der Punkt 7 wird übernommen weil $d_{5,9} > d_{max}$.

Im Vergleich zu herkömmlichen Linienfiltern, wie z.B.: „Hoch- & Tiefpass“, „gleitendes Mittel“, „Regression“ oder dem „Reumann–Witkam (RW)“ Algorithmus erzeugen die Ergebnislinien des erweiterten DP Algorithmus weitaus effektivere Netze, denn fast alle anderen Ansätze eliminieren die Extremwerte. Im hier dargestellten Fall bedeutet dies beispielsweise die Abrundung von Ecken aller Art (Deiche, Gebäude, Grundstücksgrenzen) in der neu erzeugten Linie (IKG, 2008).

Das einführende Beispiel Abb. 6-12 zeigt die Vereinfachungen von punktdichten, kreisförmigen Strukturen in einem urbanen 2D-Modell (hier: Getreidesilos). Abhängig vom gewählten Mindestabstand d_{min} der Punkte entsteht so eine Vereinfachung, die bei hohen Schwellenwerten t_s die Objekte bis auf einen Punkt reduziert.

6.2.4.2. Jenks Algorithmus

Dieser Algorithmus bietet sich besonders zum Entfernen von Punkten mit geringer Abweichung und starken Ausreißern an, ohne dass die Linie neu aufgebaut werden muss (JENKS, 1989). Für dieses Projekt wurden die 3 in Abb. 6-14 gezeigten Regeln nach Jenks erweitert um die Beschränkung der möglichen Punktabstände für die neue Linie auf d_{min} bis d_{max} .

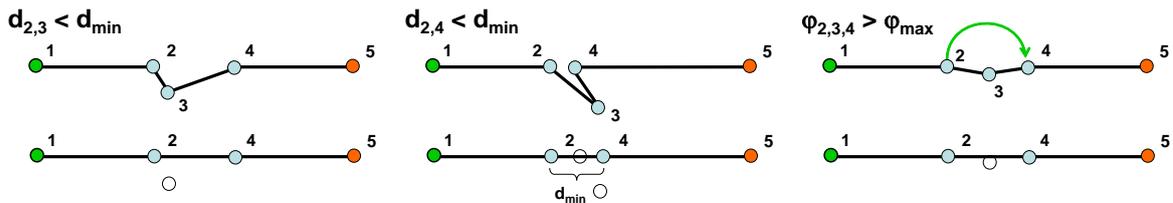


Abb. 6-14 Modifizierter Jenks - Algorithmus: Einzelpunkte mit übermäßig starken und sehr geringen Abweichungen aus der Linienführung werden entfernt. Oben: Original; Unten: Neue, vereinfachte Linie

6.2.4.3. Ausdünnen diskontinuierlicher Daten

Die beiden zuvor beschriebenen Methoden lassen sich sehr gut auf kontinuierliche Liniendaten anwenden. Häufig enden Linien in einem Punkt in dem eine andere Linie beginnt oder ebenfalls endet. Da der DP Algorithmus aber Anfangs- und Endpunkte beibehält kann es passieren, dass sehr viele Punkte nicht entfernt werden, weil sie, anders als das menschliche Auge vortäuscht, im Graphen als unterschiedliche Linien betrachtet werden.

Das Finden und Vereinigen einzelner Linien an Punkten, in denen sich nur 2 Linien treffen, ermöglicht durch anschließendes Anwenden der zuvor beschriebenen Algorithmen nochmals eine signifikante Reduktion der Punktanzahl.

6.3. Adaptive Geländeanpassung

Der vollständige Kantengraph besteht nach den bisherigen Arbeitsschritten aus Geländeinformationen entlang aller wichtigen bekannten Geländekonturen. Die freien Flächen dazwischen werden jetzt in unstrukturierte Dreiecksflächen zerlegt und mit Höheninformationen versehen (Triangulation und Mapping). Die dafür verwendeten Algorithmen kommen überwiegend aus anderen Anwendungsbereichen der Graphentheorie, beispielsweise der Bildverarbeitung. Für die Anpassung an digitale Geländemodelle existieren in der Literatur einige Theorien (SHEWCHUK, 2002; BRIESE, 2007). Es gibt aber bis heute kein Produkt, das sich in irgendeiner Form funktional in den vorgeschlagenen Erstellungsprozess einbindet, vor allem im Hinblick auf den nächsten Verarbeitungsschritt, der Strömungsanpassung und im Bezug auf einen effektiven Arbeitsablauf, der nicht Thema dieser Arbeit sein soll. Eine eigene Umsetzung zur Erzeugung von triangulierten, irregulären Netzen (TIN) mit teils bekannten, teils neuen Algorithmen wird in den nächsten Abschnitten mit Vor- und Nachteilen diskutiert.

Zwei Wege zeichnen sich als besonders gebrauchstauglich aus, wenn man 10^6 Punkte / km² aus der Laserscanner Befliegung auf 10^2 Punkte / km² in einem TIN reduzieren möchte und keine weiteren Bruchkanten mehr zur Strukturierung vorhanden sind.

6.3.1. Exakter Lösungsansatz

Die technisch exakte Lösung entspricht in etwa einer räumlichen Variante des in Kapitel 6.2 beschriebenen DP-Algorithmus.

Ein Digitales Höhenmodell wird neu aufgebaut und abstrahiert als TIN, indem zuerst eine Umrandung definiert und diese trianguliert wird. In iterativen Schritten wird innerhalb jedes Dreiecks der Punkt gesucht, der den größten Abstand zur Ebene hat, die von diesem Dreieck aufgespannt wird. Liegt dieser Punkt weiter als ein bestimmter Grenzwert entfernt, so wird er als Knotenpunkt in das Netz aufgenommen und die Umgebung neu trianguliert. Dieser Prozess wird fortgesetzt bis kein Punkt mehr weiter als ein Schwellenwert von der Netzoberfläche entfernt ist, oder der Rechenaufwand zu groß wird (BRIESE, 2007).

Die Umsetzung dieses Algorithmus ist aufwendig, dafür relativ genau in der Höhenabbildung, wenn die Analysemethoden des Kapitel 6.5 angewendet werden. Bei der Verbindung der Kanten bleiben auch weiterhin die generellen Unsicherheiten der Triangulation bestehen (Abb. 6-3).

Auch die Zerlegung des Geländes durch Triangulation ist nie eindeutig. Je nach Startbedingung oder Algorithmusergebnis ergeben sich unterschiedliche Rechnernetze (Sweep-line, siehe FORTUNE (1987); Divide & Conquer siehe SHEWCHUK (2002) & SHEWCHUK (1996). Bei einigen Triangulationsalgorithmen wird nicht die Delaunay Regel eingehalten (Kapitel 3.2.4). Einige erweiterte Algorithmen fügen zusätzliche Stützpunkte (Steinerpunkte oder Sampling) in die Flächen ein, um dadurch die Form der Dreiecke zu beeinflussen. Das Ergebnis sind geometrisch sehr viel bessere Netze, bei denen allerdings zur Erzeugung der Steinerpunkte keinerlei Rücksicht auf die topographische Situation gelegt wurde.

Ihr Nachteil ist, dass sehr kleine Zellen entstehen können, beispielsweise an Böschungen. Durch Integration eines minimalen Punktabstandes geht zusätzlich die Abbildungsqualität zurück, auf ein Niveau, das der nachfolgenden, vereinfachten Lösung entspricht, die dabei aber deutlich geringere Generierungszeiten verursacht.

6.3.2. Beschleunigung durch vereinfachten Ansatz

Wegen der genannten Nachteile kann man in vielen Fällen allein durch Sampling bereits ausreichende Ergebnisse erzielen, ohne physikalisch begründete Positionierung einzelner Knotenpunkte im Vorfeld. Grundzüge dieser Vorgehensweise werden auch in einigen kommerziell erhältlichen Produkten angewandt (Abb. 6-15).

Die erzeugten Höhenfehler, die bei diesen Programmen in Kauf genommen werden, lassen sich auf verschiedenste Arten verbessern, um den Zielen der hier geforderten Ressourcen sparenden Modellierung gerecht zu werden. Die Entwicklung und

Verbesserung einiger effektiver Ansätze konnte die Rechenzeit und Genauigkeit nochmals deutlich erhöhen und ist im Folgenden beschrieben.

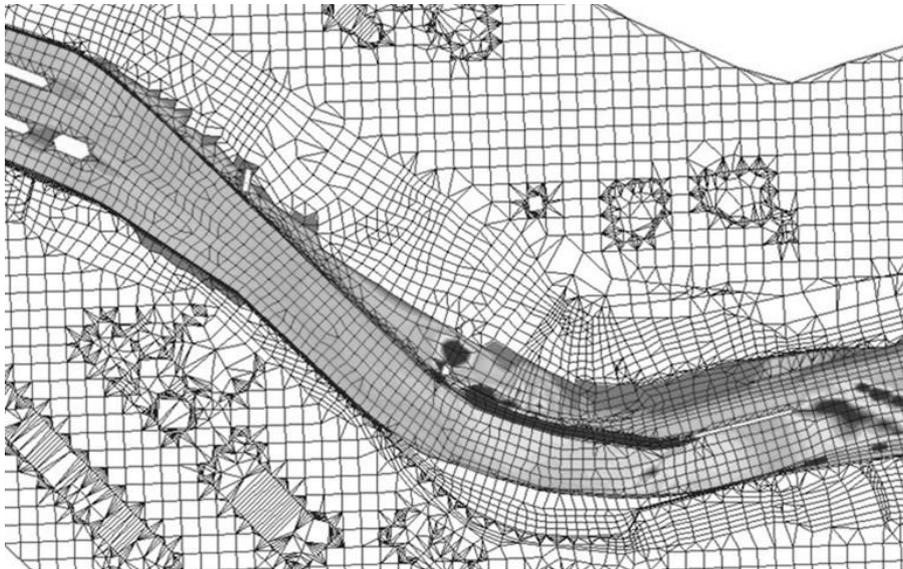


Abb. 6-15 Die regelmäßige Vermaschung in den Flächen zwischen den manuell eingefügten Bruchkanten erfolgt ohne Rücksicht auf topographische Strukturen. Die Vermaschung entlang der Kanten ist nicht Delauny konform. (Quelle unbekannt)

6.3.2.1. Knotenpunkt Verschiebung

Man kann Knotenpunkte eines bereits vorhandenen, ungenügenden TIN an herausragende topographische Merkmale in gewissen Grenzen herschieben und so den topographischen Fehler reduzieren. Aber die gewünschten geometrischen Eigenschaften müssen erhalten bleiben (z.B. minimale Kantenlänge und kleinster Winkel). Bei kleineren Zellen ist allerdings der Bewegungsspielraum der Knoten so stark eingeschränkt, dass sich diese Technik kaum lohnt.

An beiden Fallstudien lag die Veränderung der Wasserspiegellagen bei unter 1,5 cm. Der Rechenaufwand hingegen ist sehr hoch. Der Grund dafür ist der bereits sehr hohe Optimierungsgrad der untersuchten Netze. Bei Netzen vom Typ Abb. 6-15 ist diese Vorgehensweise hingegen sehr effektiv.

6.3.2.2. Kantentausch

Da die Triangulationsalgorithmen die Höheninformationen des DHM bei der Netzerzeugung nicht berücksichtigen wird zwischen je 4 Punkten im Durchschnitt nur in 50% der Fälle die richtige Triangulationsvariante „Berg“ oder „Tal“ erstellt, wenn beide Varianten das Delauny Kriterium erfüllen. Prüft man die beiden Zellen auf ihren volumetrischen Abbildungsfehler, Gleichung (18), gegenüber dem DHM, so kann unter

Einhaltung der geometrischen Regeln eventuell ein Tausch der diagonalen Zellkante lokal die Abbildungsqualität steigern.

$$\overline{\Delta V}_i = \frac{dA}{A_i} \sum_{R_i(x,y)} |z_{DHM}(x,y) - z_{TIN}(x,y)| \quad (18)$$

mit:

$\overline{\Delta V}_i$...	über die Zelle i gemittelter Volumenfehler [m^3 / m^2]
dA	...	Fläche eines DHM Pixels = (Rasterweite) ² [m^2]
A_i	...	Fläche der Zelle i [m^2]
$R_i(x,y)$...	Rasterpunkt des DHM (innerhalb der Zelle i) an den Koordinaten (x,y)
$z_{DHM}(x,y)$...	Höhe des DHM am Punkt $R(x,y)$ [m]
$z_{TIN}(x,y)$...	linear interpolierte Höhe des DHM am Punkt $R(x,y)$ [m]

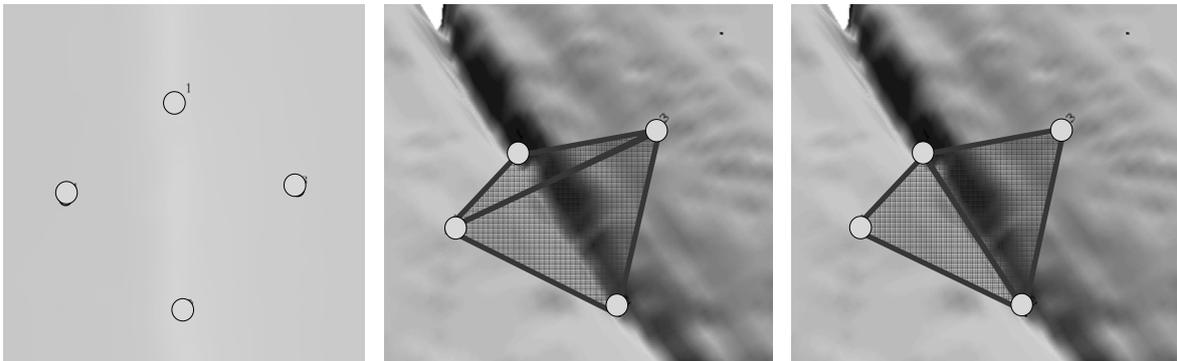


Abb. 6-16 Links: 4 Höhenmesspunkte als Grundlage für das Rechnetz ohne weitere Bezugsinformation; Mitte: Interpretation nach Triangulation als „Berg“. Reliefdarstellung im Hintergrund dient nur der Visualisierung; Rechts: Durch Tausch der Mittellinie zur Variante „Tal“ nach Abgleich der Zellen mit dem DHM kann die Abbildungsqualität deutlich gesteigert werden.

Der volumetrische Abbildungsfehler aus Gleichung (18) lässt sich auch als mittlerer Höhenfehler interpretieren. Für das leichtere Verständnis der später gezeigten Algorithmen wird aber die einheitliche Betrachtung als Volumen gewählt.

Das Beispiel in Abb. 6-16 zeigt deutlich die Fehlinterpretation an einem Graben, der nicht durch Bruchkanten erfasst wurde. Die Konsequenz der Variante Berg ist eine Behinderung des Durchflusses, die sowohl die Abflussverteilung als auch die Ankunftszeit

der Hochwasserwelle in den abhängigen Bereichen beeinflusst. Eine großflächige Anwendung dieses Algorithmus für das Projektgebiet Iller ergibt in flachen Vorlandbereichen im Mittel eine 4 cm niedrigere Wasserspiegellage.

Abb. 6-17 zeigt denselben Effekt an einer Bühne, die nicht explizit durch vorgegebene Bruchkanten in das Rechennetz integriert wurde. Nach Prüfung des Netzes mit DHM Daten konnte so ein durchgezogener Bühnenrücken durch Kantentausch erzeugt werden.

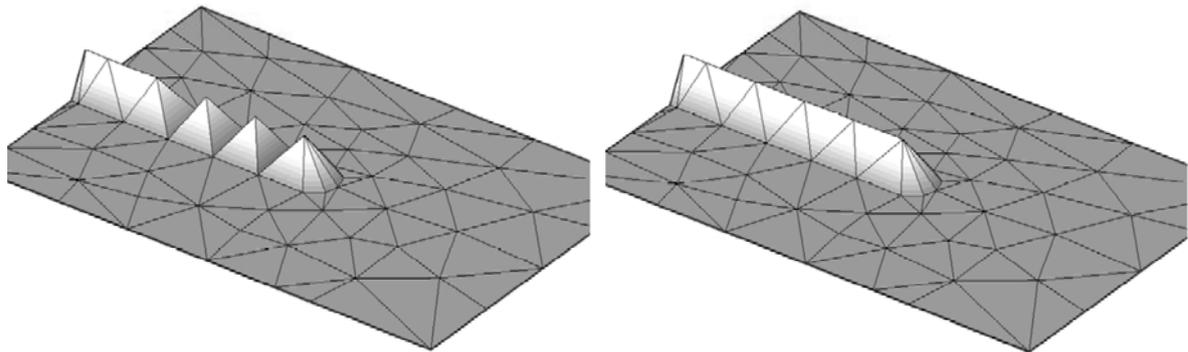


Abb. 6-17: Links: Auswirkung falscher Triangulation auf die Abbildung einer Bühne; Rechts: Nach Kantentausch (aus DITSCHKE, 2005)

6.3.2.3. Verfeinerung mit absoluten Höheninformationen

Deutlich steigern lässt sich die Abbildungsqualität des Rechennetzes durch eine Verfeinerung derer Zellen, die in ihrem Inneren deutliche Ausreißer des Höhenmodells missachten. Dabei besteht die Möglichkeit die Zelle in 4 geometrisch ähnliche Dreiecke zu zerlegen und die Umgebung anzupassen (wie in Abb. 6-1 dargestellt) oder die gesamte Umgebung dieser Problemstelle mit höherer Dichte neu zu triangulieren. Beide Methoden reduzieren den Volumenfehler signifikant, vor allem bei iterativer Anwendung. Allerdings ist die Umsetzung einer lokalen Neutriangulation in den meisten Fällen schneller und geometrisch besser als eine Kantenhalbierung weil gleichzeitig geometrische Zwänge abgebaut werden.

Als Grundlage zur Verfeinerung dient im Normalfall ein digitales Höhenmodell mit Absolutwerten der Höhe über einem festgelegten Nullpunkt. Nach Berechnung von 1. und 2. flächiger Differentiation (Neigung und Krümmung) lassen sich so dominante Geländestrukturen errechnen, indem man diese 3 Parameter mit Wichtungsfaktoren kombiniert (Abb. 6-18). Die absolute Höhe über dem Nullpunkt tritt dabei gegenüber Neigung und Krümmung in den Hintergrund.

Es bleibt aber die Frage offen, mit welchen Abständen, bzw. in welchem Umkreis die Gradienten zu ermitteln sind. Betrachtet man nur 2 direkt benachbarte Punkte, so können

die kleinräumigen Streuungen aus Reflektionsfehlern des ursprünglichen Laserscans plötzlich dominante Strukturen ausprägen. Ein einzelner Messpunkt der mehrere Meter aus seiner Umgebung herausragt (z.B. Baum oder Sendemast), aber von den Filteralgorithmen übersehen wurde erzeugt unter Umständen Gradienten in der Größenordnung $m > 10 / 1$. Sinnvoll ist also nur die Betrachtung einer etwas weiträumigeren Umgebung, und damit auch das Verarbeiten einer größeren Anzahl von Punkten. Dieses Verfahren kommt einer weiteren Filterung gleich, die bei jedem einzelnen Höhenpunkt jedes einzelne Mal wieder durchzuführen ist.

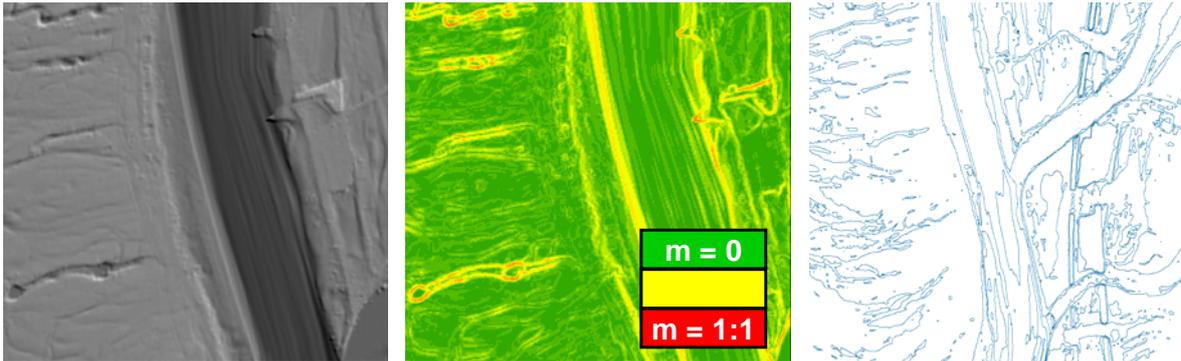


Abb. 6-18 Links: Gelände (Reliefschattierung), Mitte: Neigung m , Rechts: Linien entlang starker Krümmungen

Weil Gradienten und Krümmungen im Laufe des Vernetzungsprozesses immer wieder benötigt werden, lohnt sich vor der Netzerstellung eine einmalige großflächige Berechnung, anstelle bei jedem Schritt lokal wieder diese Aufgabe durchführen zu lassen. Bei Projektgebieten in der Größenordnung der später vorgestellten Fallstudien entsteht dadurch einiger Arbeitsaufwand.

Weiterhin ist es für das Auge sehr schwer, aus den 3 Parametern eine kombinierte räumliche Information zu ermitteln und so eventuelle Fehler zu erkennen (Abb. 6-18).

6.3.2.4. Verfeinerung mit relativen Höheninformationen

Die Netzverfeinerung lässt sich deutlich einfacher mit dem folgenden Gegenvorschlag zum traditionellen Konzept bewerkstelligen.

Dabei wird der vertikale Abstand eines DHM Punktes zu seiner mittleren Umgebungshöhe als Kriterium herangezogen. Dies ist ein anschaulicheres Maß für ein strömungsrelevantes Geländemerkmale gegenüber einer flächig gemittelten Krümmung kombiniert mit Neigung und absoluter Höhe.

Diese Größe kann sequentiell sehr schnell errechnet werden, wozu jeder Messpunkt nur ein einziges Mal verarbeitet werden muss. Dabei bringt dieser Ansatz bei entsprechender Parametrierung keine anderen Ergebnisse als das gewichtete Kriterium

aus Neigung und Krümmung und entspricht der Konturbetonung durch Scharfzeichnen in der Bildverarbeitung.

Die Interpretation des Beispiels in Abb. 6-20 ist relativ einfach: kleinere Depressionen und Erhebungen werden sowohl im DHM (Ausschnitt a und b) als auch im relativen Modell dargestellt (Ausschnitt c und d), teilweise auch betont (z.B. Bühnenköpfe und Deichkronen). Großflächige Höhenunterschiede (z.B. Flusssohle) bilden wiederum eine eigene homogene Ebene und müssen nicht großflächig hoch aufgelöst werden, es genügen die Böschungsbereiche die in der relativen Darstellung deutlich überhöht werden:

- Der Böschungsfuß (b) liegt tiefer als ein Großteil seiner Umgebung, dies kommt erst im relativen Modell zur Geltung.
- Die Böschungsschulter überragt deutlich den tiefer liegenden Bereich ihrer Umgebung. Trotzdem ist im DHM kein eindeutiger Schulterpunkt zu erkennen (Ausschnitt b: mehrere mögliche Varianten sind markiert: Höchster Punkt, Punkt mit stärkster Krümmung, u.a.). Im relativen Höhenmodell (d) ist im Gegensatz dazu eine eindeutige Böschungsschulter zu erkennen.
- Analog verhält es sich mit dem Verlauf der Deichfußlinie in Ausschnitt c.

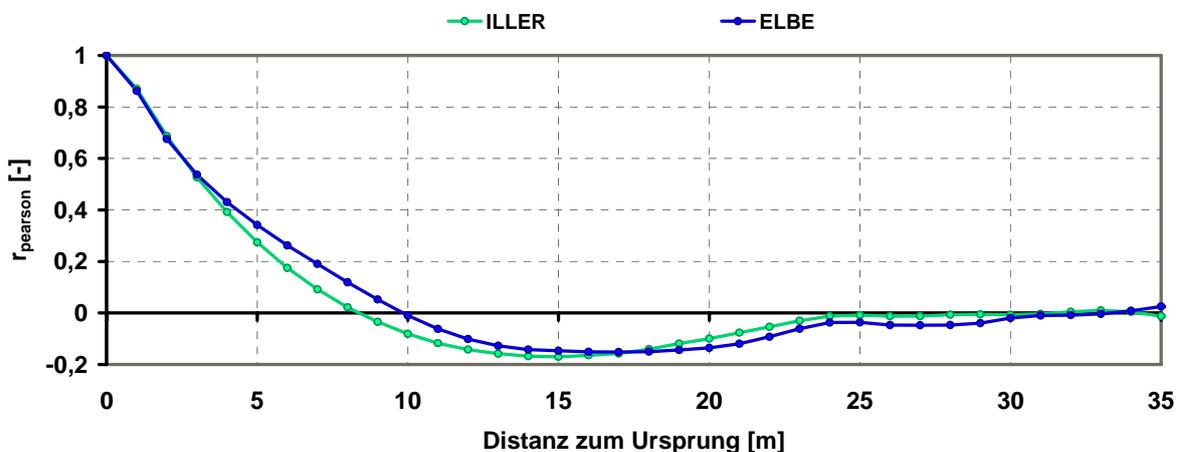


Abb. 6-19 Autokorrelation r ; r^2 zeigt, welcher Anteil an der Höhenbestimmung durch lineare Regression aus Nachbarpunkten ermittelt werden kann. (Gemittelt über 1500 Punkte; Korrelationskoeffizient nach Pearson; trendbereinigt)

Der Radius der Umgebung, für die eine mittlere Höhe berechnet wird, sollte in etwa der Entfernung entsprechen ab der zwei Geländemerkmale als voneinander unabhängig wahrgenommen werden können.

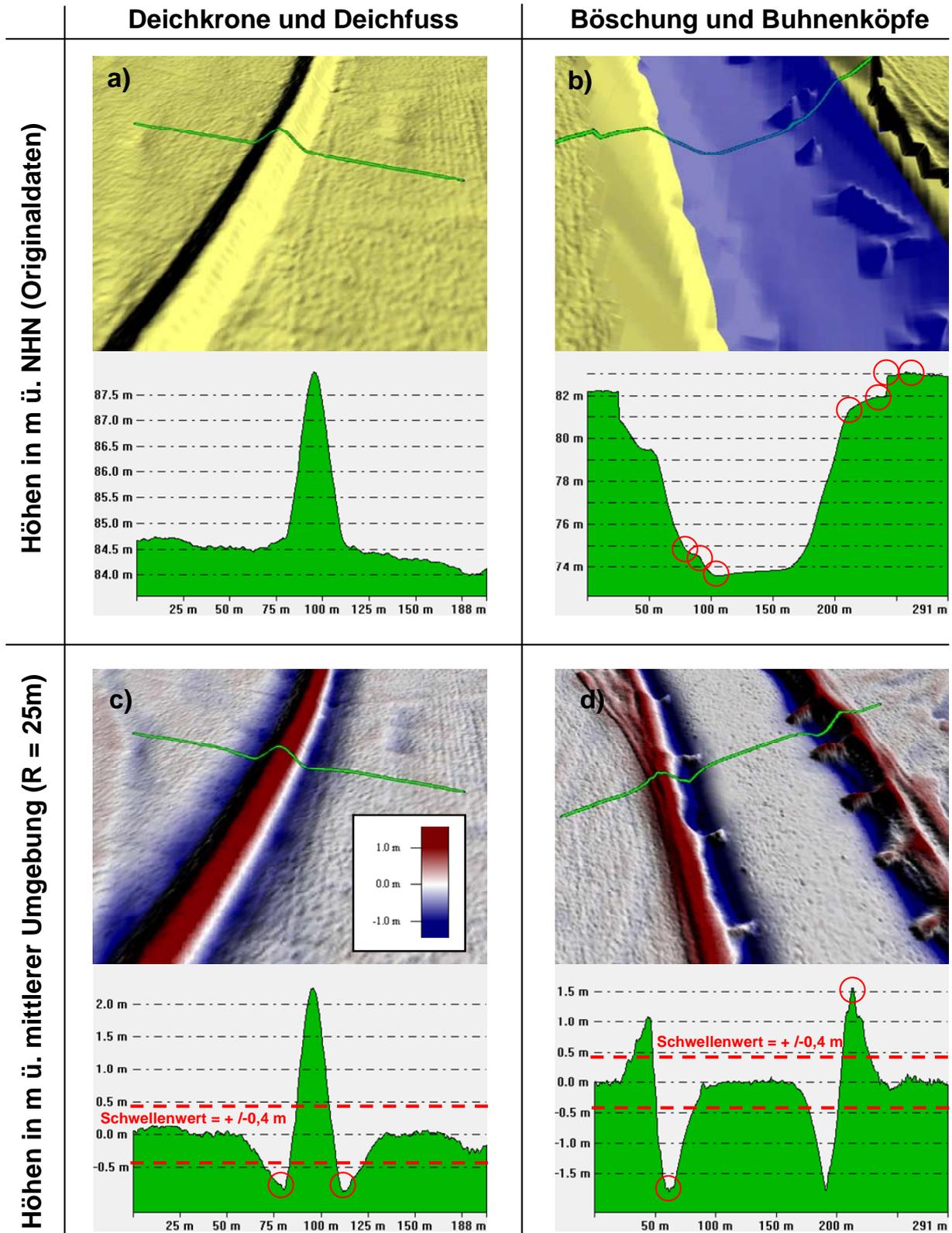


Abb. 6-20 Auschnitte aus einem DHM (Elbe). Links: Deich. Rechts: Breites Gewässer. Oben: Relief der Absoluthöhen; Unten: Relief des relativen Höhenmodells mit vertikalen Abständen einzelner Punkte zu ihrer mittleren Umgebung im Radius $r = 25\text{m}$.

Dies lässt sich zwar im Einzelfall nicht exakt bestimmen, aber mit Hilfe von Autokorrelationskoeffizienten in Abb. 6-19 lässt sich ein Richtwert bestimmen (Lohninger, 2008). Für dieses Diagramm wurden nur Punkte im Überflutungsbereich ausgewertet und der Übergang zum Hochgestade ausgeblendet. Weiterhin wurde die Richtungsabhängigkeit herausgemittelt weshalb die dargestellten Werte generell niedrige Beträge haben.

Für alle Zellen in Bereichen die stärker als ein Schwellenwert aus ihrer Umgebung herausragen soll das Rechnetz feiner trianguliert werden. Dazu hat sich folgende Gleichung (19) zur Beschränkung der Zellfläche bewährt:

$$A_{\max, \text{Zelle}(i)} = \text{Const} / \overline{\Delta V_i} \quad \text{oder} \quad A_{\max, \text{Zelle}(i)} = \text{Const} / V_{\max, \text{Zelle}(i)} \quad (19)$$

mit:

$\overline{\Delta V_i}$... *entsprechend Gleichung (18)*

$V_{\max, \text{Zelle}(i)}$... *maximaler Fehler innerhalb der Zelle [m³ / m²]*

Const ... *konstanter Wert [m³]*

$A_{\max, \text{Zelle}(i)}$... *maximal zulässige Zellfläche [m²]*

Der konstante Wert wird entsprechend der projektspezifischen Anforderungen an die Netzabbildungsqualität festgelegt.

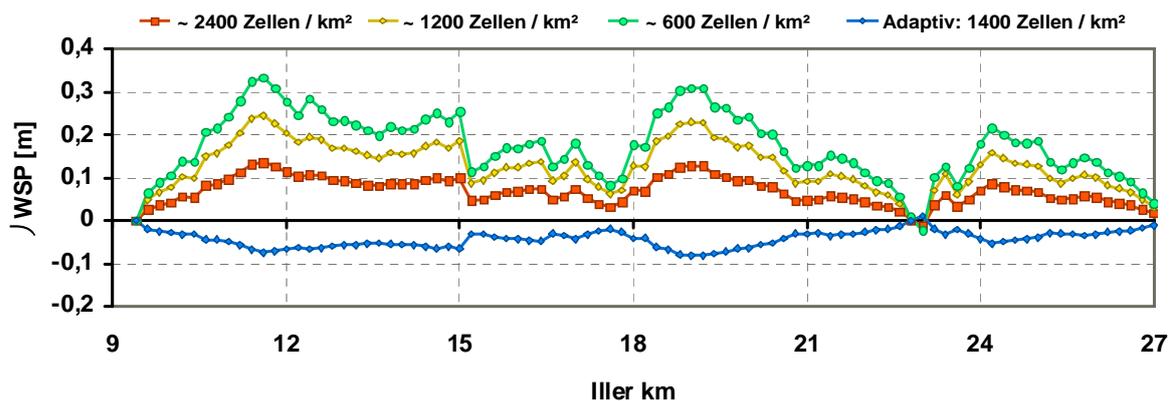


Abb. 6-21 Längsschnitt Iller: Darstellung der berechneten WSP für HQ₁₀₀ mit unterschiedlichen Standardnetzen und einem adaptiven Netz (blau) als Differenz ΔWSP zu einem hochauflösten Standardnetz mit ca. 4500 Zellen / km².

Bei gleichen Bruchkanten und Laserscan Daten konnte mit dieser Methodik an der Iller der Wasserspiegel mit ähnlicher Genauigkeit modelliert werden wie mit der vorangehend

beschriebenen exakten Methode (Abb. 6-21). Der große Vorteil ist, dass die Verteilung der Zellen durch sehr viel weniger Zwangspunkte deutlich gleichmäßiger ist und somit insgesamt weniger Zellen benötigt werden, die Rechenzeit wird so stark verkürzt.

6.4. Adaptive Strömungsanpassung

Sind bereits Informationen über die Wasserspiegellagen und die Fließgeschwindigkeiten mit räumlichem Bezug vorhanden, so lassen sich diese im 3. Schritt der Modellerzeugung nutzen, um lokal unterschiedliche Maßstäbe für die Genauigkeit anzusetzen. Es besteht oft nicht die Notwendigkeit Geländekonturen im Bereich kaum durchströmter Retentionsräume exakt abzubilden, wenn die Abflüsse in diesem Bereich nur sehr gering sind.

Ausreichend gute Strömungsinformationen können am einfachsten mit einem ersten hydraulischen Modell auf Basis des Kantengraphen und der Geländeanpassung ermittelt werden (Schritte 1. und 2.). Dieses hat bereits annähernd die endgültige maximale Zelldichte erreicht und ist in kaum durchströmten Bereichen ebenfalls sehr dicht aufgelöst. In diesen Bereichen werden im folgenden Schritt sehr viele Zellen gespart.

Eine weitere Verdichtung erzeugt nur dann eine bessere Anpassung an die natürlichen Abflusszustände, wenn der Bereich der ursprünglichen Zellen stärkere Inhomogenitäten im Strömungsfeld aufweist. Genau wie bei der Topographie, hilft eine Unterteilung von Zonen stark wechselnder spezifischer Abflüsse in kleinere Einheiten zur Reduktion der Abbildungsfehler zwischen Modell und Natur. Weiterhin wirkt sich in Zonen mit höheren spezifischen Abflüssen eine fehlerhafte Abbildung der natürlichen Zustände negativer für die Ermittlung des Strömungsbildes aus als in Zonen mit geringer Durchströmung. Bei Beschränkung der Zellgröße, insbesondere quer zur Strömungsrichtung, kann eine übermäßig starke Verwischung der Geschwindigkeitsgradienten vermieden werden.

Im Folgenden werden 2 empirische Methoden beschrieben, die diesem Ziel gerecht werden. Beide Methoden können einzeln oder kombiniert eingesetzt werden. Für den Einsatz in der Praxis ist die 2. Methode einfacher umzusetzen.

6.4.1. Konvergierende Stromröhren

Unterteilt man anhand des Geschwindigkeitsfeldes den Abfluss in mehrere Röhren konstanter Teilabflüsse, so konvergieren diese Trennlinien in Zonen hoher spezifischer Abflüsse. Abb. 6-22,a zeigt ein Feld aus Strömungsvektoren, die Stärke des spezifischen Abflusses und Stromröhren, in denen die Abflüsse je ca. 300 m³/s betragen (grün). Für den dargestellten Abflusszustand HQ_{Extrem} werden einige Deiche überströmt.

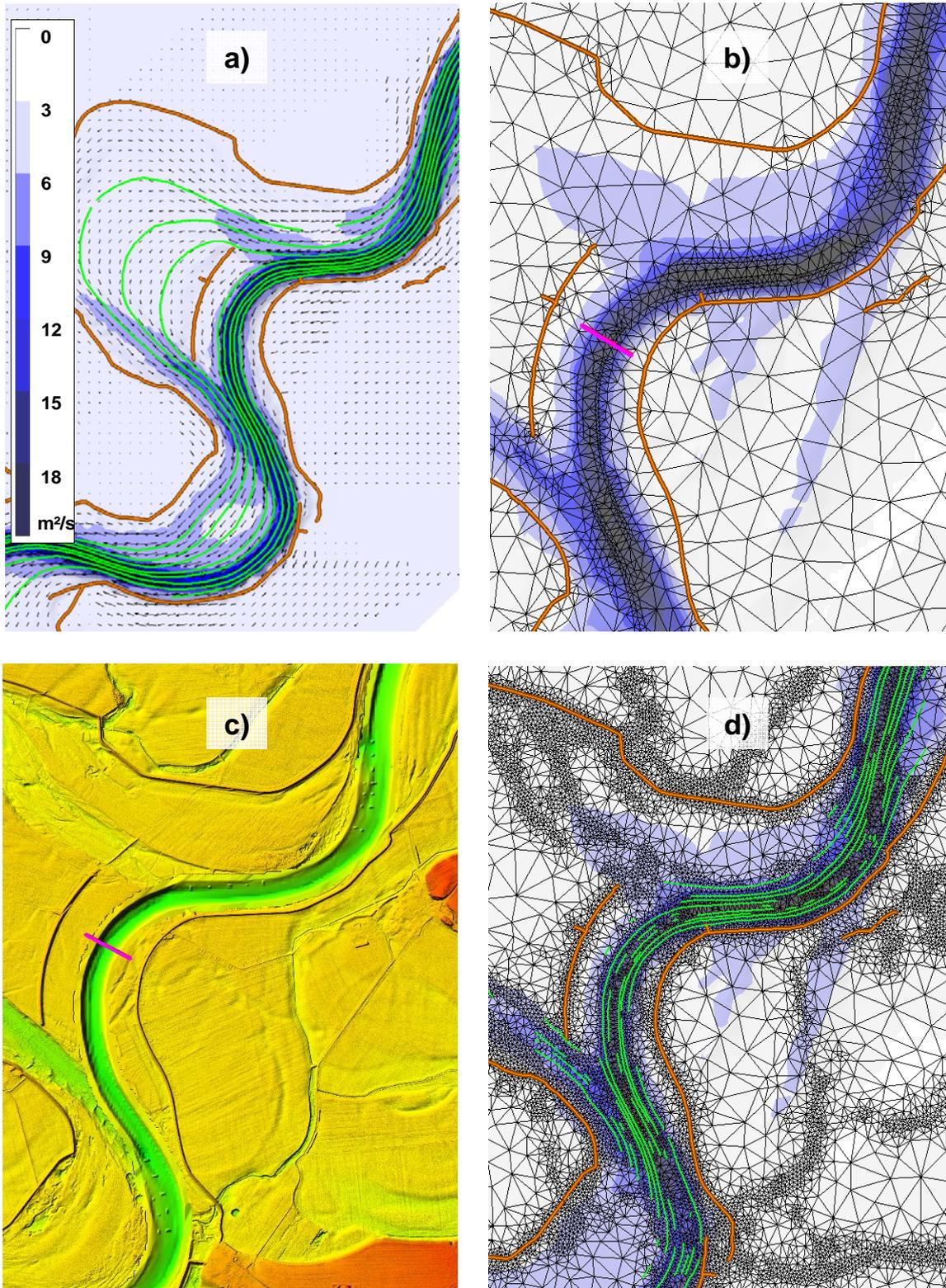


Abb. 6-22 a) Geschwindigkeitsvektoren und q nach einer ersten Berechnung sowie Stromröhren mit je $Q \sim 200 \text{ m}^3/\text{s}$; b) Erstes Netz nach Triangulation mit Deichen und Stromröhren; c) Topographische Informationen; d) Endgültiges Netz mit topographischer Adaption (entsprechend Kapitel 6.3)

Diese Trennlinien können dann als unterstützende Bruchkanten (gemäß Kapitel 6.2) in das Model eingefügt werden. Bei der Verarbeitung durch die Bruchkantengeneralisierung können dabei größere Verschiebungen zugunsten besserer Zellgeometrien in Kauf genommen werden, weil es sich nicht um tatsächlich abzubildende Punkte sondern nur um ein Hilfsmittel zur erzwungenen Verdichtung handelt. Der Abfluss zwischen je 2 dieser Linien wird darum nicht mehr exakt dem der Eingangsdaten entsprechen. Aber das Netz wird durch diese zusätzlichen Zwangspunkte lokal verfeinert (Abb. 6-22b).

Eine Verkleinerung von Zellen in Bereichen gleichmäßiger Strömung ist der Rechengeschwindigkeit abträglich und nur bedingt der Qualität dienlich. Darum kann die Integration der Stromröhren auf Bereiche stark veränderlichen spezifischen Abflusses beschränkt werden (Siehe Abb. 6-22, b & d).

Im nächsten Schritt werden wieder Geländeinformationen herangezogen um topographische Merkmale einzuarbeiten. Dies entspricht der bereits besprochenen Geländeanpassung (Abb. 6-22, c & d).

Da sich je nach Abflusszustand auch das Strömungsbild signifikant ändern kann, ist diese Art der Netzgenerierung besonders wirkungsvoll, wenn das Netz auf einzelne Abflusszustände zugeschnitten wird (Niedrigwasser / Hochwasser / Extremhochwasser). Soll das Modell für ein größeres Abflussspektrum optimiert werden, können mit Hilfe der Generalisierungsalgorithmen die Stromröhren verschiedener Abflusszustände als Hilfsmittel zur Verdichtung herangezogen werden.

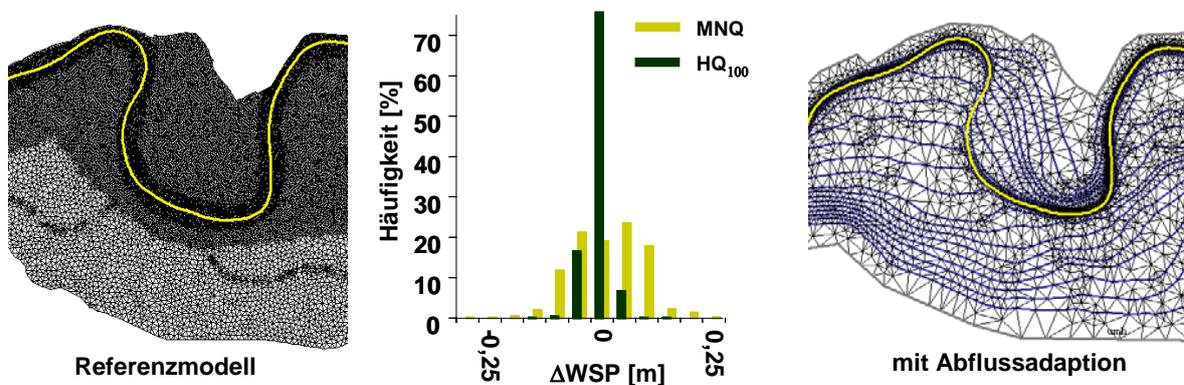


Abb. 6-23: Abweichungen im WSP zwischen einem Referenzmodell (ca. 5000 Zellen / km²) und einem Modell auf Basis der Stromröhrenmethode mit ca. 1000 Zellen / km²: $\Delta WSP = WSP_{Ref} - WSP_{Adapt}$. Dargestellt für den Bemessungsabfluss HQ₁₀₀ und mittleren Niedrigwasserabfluss MNQ (aus MERKEL, 2006).

Abb. 6-23 zeigt die Qualität des Stromröhren-Verfahrens anhand eines Modells mit ca. 1000 Zellen / km². Der Vergleich berechneter WSP mit denen eines Referenzmodells (ca. 5000 Zellen / km²) zeigt kaum Abweichungen für den Bemessungsabfluss. Der Mittelwert beträgt 2,6 cm (Abb. 6-23, dunkelgrün). Bei Niedrigwasser (gelb) sind die Abweichungen

größer, weil die Stromröhren für die Netzgenerierung auf Basis des HQ_{Extrem} erzeugt wurden und die Hauptströmung bei Niedrigwasser teilweise anderen Wegen folgt. Die Rechenzeit ist gegenüber dem Referenzmodell auf 8,4% gefallen.

Verdichtet man dieses Modell zusätzlich mit Geländedaten so lässt sich auch für andere Abflüsse die Berechnungsqualität der Wasserstände verbessern. Die Rechenzeit steigt mit zusätzlichen Zellen allerdings wieder an.

6.4.2. Verfeinerung auf Basis des spezifischen Abflusses

Die zweite Methode ein bestehendes Gitternetz weiter zu optimieren, ist die Nachverdichtung der maximalen Zellgröße in einer inversen Beziehung zum mittleren spezifischen Abfluss jeder einzelnen Zelle(i). Unter Verdichtung der Triangulation wird hier die abermalige Triangulation des Kantengraphen mit ortsabhängiger Beschränkung der maximalen Zellgröße verstanden. Als Beschränkungskriterien sind die Gleichung (20) bis (22) zu empfehlen.

$$A_{\text{max, Zelle}(i)} = \text{Const} / q_{\text{Zelle}(i)} \quad (20)$$

mit:

$q_{\text{Zelle}(i)}$... spezifischer Abfluss in der Zelle i [m^2 / s]

Const ... konstanter Wert [m^3]

$A_{\text{max, Zelle}(i)}$... maximal zulässige Zellfläche [m^2]

Dieses Kriterium entspricht dem der Geländeanpassung in Gleichung (19). Zur Erzeugung von schnellen, aber dennoch hinreichend genauen 2D-Modellen, werden diese beiden Regeln und das Courant-Kriterium für den Zeitschritt zusammengefasst.

Iterativ werden anhand der 3 folgenden Regeln alle Zellen beurteilt und falls notwendig als mangelhaft markiert. Anschließend wird das Netz selektiv optimiert. Eine Regel kontrolliert den Berechnungsaufwand, eine zweite Regel sichert die Abbildungsqualität und die dritte Regel, das Abbruchkriterium der Optimierung, definiert die Parameter einer Fehlerverteilungsfunktion, die als Obergrenze für die zulässigen Abweichungen gilt. Werden die gewünschten Fehlergrenzen eingehalten wird kein weiterer Iterationsschritt durchgeführt.

- Der minimale Zeitschritt der Berechnung darf Δt_{min} nicht unterschreiten. Daraus resultiert die Überprüfung auf Einhaltung der minimalen Abmessungen aller Zellen auf Basis des Courant-Kriteriums (Kapitel 3.2.2.4)

- Eine Zelle i wird überarbeitet, wenn die aus einem Indikator neu errechnete Fläche $A_{\max, Zelle(i)}$ die tatsächliche Fläche A unterschreitet. Der Indikator wird kombiniert aus Strömungs- und Geländeparameter (Gleichungen (20) und (19)) \bar{v} , und ist damit umgekehrt proportional zum approximierten Impuls des mittleren Fehlvolumens $\bar{\Delta V}$. Dieser Term berücksichtigt keine Turbulenz, diese spielt aber bei weiträumigen Überflutungssimulationen eine untergeordnete Rolle (Kapitel 3.2.2.2).

$$A_{\max, Zelle(i)} = \frac{const}{q \cdot \bar{\Delta V}} = \frac{const \cdot \rho}{h \cdot \bar{v} \cdot \bar{\Delta m}} = \frac{C}{h \cdot \bar{\Delta I}} \quad (21)$$

mit

$$\bar{v} = \sqrt{v^2 + u^2}$$

$\bar{\Delta V}$... aus Gleichung (18)

$\bar{\Delta m}$... Masse des Fehlvolumens [kg]

$\bar{\Delta I}$... Impuls des Fehlvolumens [kg*m/s]

$C, const$... Konstanten

Dieses Kriterium aus Gleichung (21) wird vor allem für Zellen mit großen Geschwindigkeiten, großen Tiefen und für Zellen mit großen internen Geländeschwankungen niedrige Werte annehmen und letztendlich kleinere Zellen erzeugen.

Tiefere Zellen enthalten eine größere kinetische Energie, weshalb sich eine Erhöhung der Abbildungsgenauigkeit in Abhängigkeit des Parameters h positiv auf die gesamte Energiebilanz auswirkt. Allerdings werden so flache Zellen im Randbereich vernachlässigt, mit dem Ergebnis höherer Ungenauigkeiten bei der Bestimmung der Überflutungsfläche und ihrer Konturlinien. Es bietet sich in diesem Fall an, die Verdichtung der Zellen nicht an die Wassertiefe zu koppeln. Denn nicht die Gesamtwassertiefe ist ausschlaggebend für die Genauigkeit, sondern nur der Fehler in der Wassertiefe. Es genügt den Fehler des abgebildeten Impulses gemäß Gleichung (22) zu betrachten.

$$A_{\max, Zelle(i)} = \frac{C}{\bar{\Delta I}} \quad (22)$$

Die Konstante C beeinflusst die Konvergenzgeschwindigkeit der iterativen Netzverfeinerung, aber auch die Gesamtanzahl der Zellen.

- Das Abbruchkriterium der Iteration ist erreicht, wenn im Umkreis R um jeden Knotenpunkt im System mehr als 95% aller Zellen den gewünschten Genauigkeitsanspruch erreicht haben. Zusätzlich empfiehlt sich ein Abbruch wenn die maximal gewünschte Anzahl an Zellen erreicht wurde oder die Anzahl der Iterationsschritte zu hoch wird.

Die selektive Optimierung des Netzes erfolgt nach einer Vielzahl unterschiedlicher Algorithmen, die wichtigsten ähneln den Beschreibungen aus Kapitel 6.3.2.

Diese Methode hat gegenüber der Stromröhrenmethode (Kapitel 6.4.1) den Vorteil der leichteren Handhabbarkeit für die Praxis, weil die Anzahl und Geometrie der Zellen besser kontrollierbar ist.

6.5. Überprüfung der Netzqualität: "a priori" – Qualitätskennzahl

Die maximal erreichbare Netzqualität ergäbe sich bei Verwendung aller verfügbaren Informationen. Wie nahe man sich an dieses Ergebnis mit den ausgedünnten Netzen annähern kann lässt sich am einfachsten mit der Wasserspiegellage ermitteln. Je weniger sich die Wasserspiegellage ändert mit weiterer Verdichtung des Netzes, desto näher ist man am endgültigen Ergebnis.

Dieser iterative Prozess ist sehr zeitaufwendig und trotzdem nur eine Hilfsgröße die keine gleichmäßigen Standards für die Abbildung aller Geländemerkmale vorgibt. Eine Aussage über die Qualität liegt erst nach Abschluss der Berechnungen vor. Bei der Entwicklung und den zahlreichen Überprüfungen der adaptiven Algorithmen macht sich dieser Umstand besonders negativ bemerkbar.

Es fehlt bis heute ein allgemein anerkannter Ansatz zur „a priori“-Bewertung der Netzqualität. Dieser muss Teilflächen identifizieren bei denen die Abbildungsleistung des Modells noch verbessert werden kann um eine einheitliche Abbildungsqualität zu erreichen, bevor die eigentliche hydraulische Berechnung durchgeführt wird. Im Folgenden wird darum ein Ansatz vorgestellt der sich zur Durchführung der Fallstudien bewährt hat.

Der Indikator aus Gleichung (21) und die Variante aus Gleichung (22) zeigen die verbleibenden Abstraktionsfehler, gewichtet mit der Fließgeschwindigkeit. Die Kontrolle dieses Parameters zeigt Zonen, die bisher nicht das gewünschte Abbildungsniveau erreicht haben (Abb. 6-24). Durch die Wichtung des Indikators $\overline{\Delta V}$ mit der Geschwindigkeit ergibt sich $\overline{\Delta I}$. Somit wird an Zellen die kaum durchströmt sind, eine geringere Anforderung bezüglich ihrer topographischen Abbildungsgenauigkeit

(~ mittleren Höhenfehler) gestellt. Zellen mit hoher Fließgeschwindigkeit sollen einen möglichst geringen mittleren Höhenfehler aufweisen. Dies wird deutlich bei den unterschiedlichen Bewertungen der Indikatoren für die ansteigende Böschung am Modellrand und die Flussmitte in Abb. 6-24.

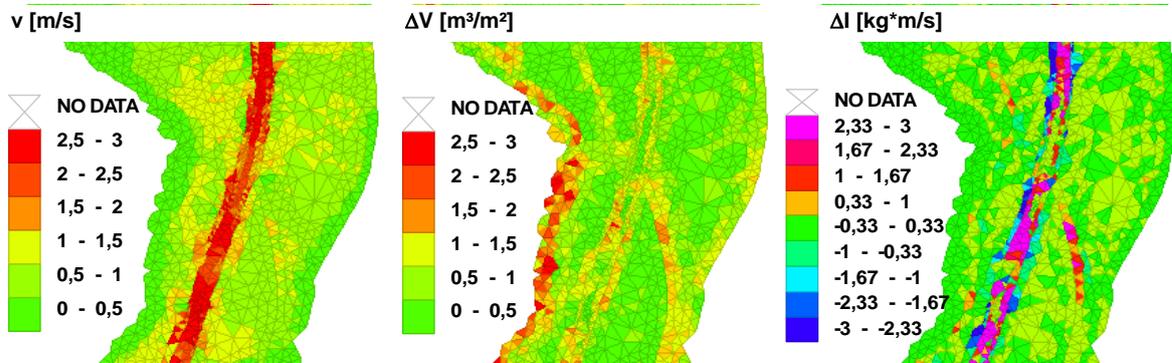


Abb. 6-24 Indikatoren für die Abbildungsqualität (für das Modell 1 in Abb. 6-25). Links: Geschwindigkeit v in [m/s]; Mitte: Volumetrischer Abstraktionsfehler $\overline{\Delta V}$ aus Gleichung (18). Rechts: Impuls $\overline{\Delta I}$ von $\overline{\Delta V}$ gemäß Gleichung (21).

Abb. 6-25 zeigt für ein berechnetes Bemessungsereignis die Annäherung des WSP_{Modell_X} an den WSP_{REF} eines hoch aufgelösten Referenzmodells mit zunehmender Verdichtung des Rechnernetzes. Die beiden bereits während der Netzerstellung bekannten Indikatoren $\overline{\Delta V}$ und $\overline{\Delta I}$, siehe Gleichungen (18) und (21), zeigen bereits eine sehr starke Korrelation zur später aufwendig errechneten Wasserspiegellage.

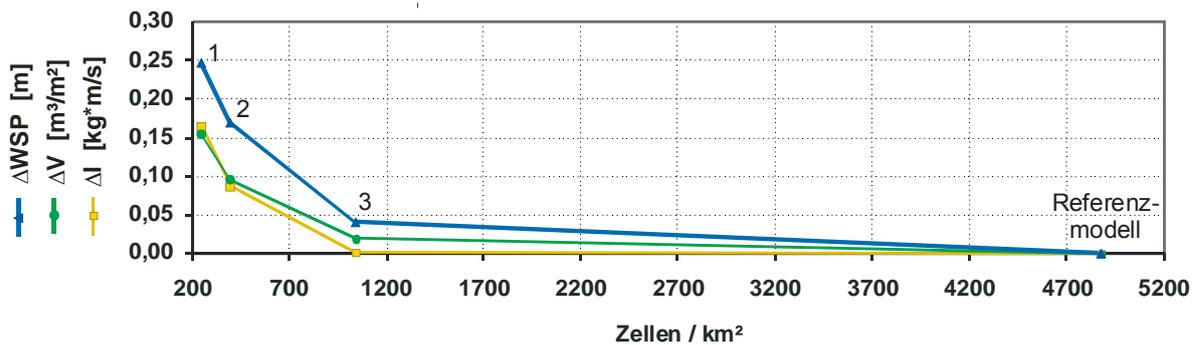


Abb. 6-25 Veränderung von WSP , $\overline{\Delta V}$ und $\overline{\Delta I}$ mit zunehmender Verdichtung des Rechnernetzes für die Iller. ΔWSP zeigt die mittlere Differenz der Einzelmodelle zum Referenzmodell. Absolutwerte für $\overline{\Delta V}$ und $\overline{\Delta I}$.

Für gemittelte Werte über das gesamte Projektgebiet Iller beträgt die Korrelation an 8 getesteten Netzen $r_{\Delta V; \Delta WSP} \sim 0,97$ für $\overline{\Delta V}$ und $r_{\Delta I; \Delta WSP} \sim 0,95$ für $\overline{\Delta I}$. Dabei ist $\Delta WSP = WSP_{\text{REF}} - WSP_{\text{Modell}_X}$.

Berechnet man an 10 000 Punkten (gleichmäßig über das Projektgebiet verteilt) die Korrelation und mittelt diese anschließend, so ergibt sich $r_{\Delta V; \Delta WSP} \sim 0,35$ für $\overline{\Delta V}$ und $r_{\Delta I; \Delta WSP} \sim 0,27$ für $\overline{\Delta I}$. Diese Korrelationswerte sind geringer, weil einzelne Testpunkte von ihrer Umgebung eingestaut werden können und damit die Abbildungsqualität der direkt am Testpunkt liegenden Zelle selbst an Bedeutung verliert.

Dieser Vergleich bestätigt die Tauglichkeit der beiden Parameter $\overline{\Delta V}$ und $\overline{\Delta I}$ als „a priori“ - Qualitätskennzahl und als Hilfsgröße für die automatische Netzverdichtung. Ohne zeitaufwendige Probeberechnungen, die bis zu mehreren Tagen dauern können, lässt sich bereits nach einer groben Vorberechnung diejenige Netzauflösung bestimmen, ab der

- nur noch wenig Verbesserung in der Qualität der Wasserspiegellage zu erwarten ist,
- aber die Anzahl der Zellen und damit der Rechenaufwand deutlich steigt.

In Abb. 6-25 ist dies Netz 3, berechnet mit der Vorgabe $\overline{\Delta I} = 0,01$. Der Wasserspiegel lag nach der hydraulischen Berechnung mit diesem Netz nur noch 3,8 cm über dem Referenzwert, die Anzahl der Zellen liegt bei ca. 20% des Referenzmodells.

$\overline{\Delta V}$ beschreibt räumlich gleichmäßiger die Abbildungsqualität und erhält darum bessere Korrelationswerte als der Parameter $\overline{\Delta I}$. Dieser besitzt vor allem in den strömungsrelevanten Zonen eine gute Aussagekraft und ist deshalb für die Ressourcen sparenden Netze besser geeignet.

7. Fallstudien

7.1. Projektgebiet Elbe

Der Flussabschnitt zwischen km 120 und km 154 (Pegel Torgau) windet sich durch eine mehrere Kilometer breite Aue, die in weiten Teilen durch Deiche vom Abflussgeschehen entkoppelt ist. Allerdings können bei extremeren Ereignissen Überströmungen und Deichbrüche große Flächen durchströmen und mehrere Meter tief überfluten. Einen Überblick über das Projektgebiet gibt der Anhang A. Eine sehr gute Datensammlung über die Elbe und ihr Einzugsgebiet sowie allgemeine hydrologische und hydraulische Randbedingungen hat die Internationale Kommission zum Schutz der Elbe zusammengestellt (IKSE, 2007; IKSE, 2004; SIMON, 2005).

Im Gegensatz zu den Verhältnissen im Rheindelta, für das PC-Ring ursprünglich entwickelt wurde, sind durch die Nähe zu den Ursprüngen der Hochwasserereignisse die Abflussganglinien steiler und die Vorhersagegenauigkeit schlechter. Der Hauptgrund dafür ist die ausgleichende Wirkung der längeren Fließstrecke und der größeren Flächen.

Der Hauptabflussquerschnitt ist mit flussbaulichen Maßnahmen (v.a. Buhnen) reguliert. Für die Simulation der Hochwasserereignisse ist deren Abbildung nur bedingt notwendig. Vorversuche haben gezeigt, dass eine detaillierte Abbildung bei den im Folgenden simulierten Abflüssen nur noch wenig Einfluss zeigt, aber die Rechenzeit drastisch erhöht wird. Buhnenfelder werden deshalb überwiegend durch mittlere Geländehöhen abgebildet. Die hier eingesetzten Modelle sind darum nicht für die Simulation von Niedrigwasser optimiert.

Als Planungsgrundlage stand ein DHM der Landestalsperrenverwaltung Sachsen im 1 m Raster zur Verfügung. Die Landnutzungsdaten wurden aus der „Biotypen und Landnutzungskartierung 2000“ (FRIETSCH, 2000) übernommen, mit Luftbildern überprüft und ergänzt (BROEDENBREKER, 2009). Diese Vektordaten dienen als Grundlage der Rauheitsverteilung und als zusätzliche Bruchkanten. Der Abgleich mit der europäischen Landnutzungsdatenbank CORINE im 100 m Raster ergab große Abweichungen, die auch bereits in anderen Veröffentlichungen bestätigt wurden (EEA, 2006). Die Verteilung des Fruchtwechsels wird gemäß der Daten aus Diagramm (Abb. 5-11) übernommen.

Die Festlegung des Bemessungsabflusses wird trotz neuerer und genauerer Informationen (POHL, 2008) an die Richtlinien der Stadt Dresden angepasst, um eine bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu ermöglichen. HQ_{100} entspricht hier $4370 \text{ m}^3/\text{s}$ (UMWELTAMT, 2008).

Das erzeugte hydraulische Modell wurde mit Wasserspiegellagen aus dem 1D-Modell der LTV Sachsen, der BAW und den Fixierungen zu den Extremereignissen 2002 und 2006 kalibriert. Die Abweichungen liegen im Mittel bei 7 cm, lokal können sich durch 2-

dimensionale Effekte deutliche Unterschiede ergeben. Dies liegt hauptsächlich an 2 Unzulänglichkeiten der 1D Methoden.

Einerseits kann die Querneigung der Wasserspiegellagen nicht direkt ermittelt werden. Aus den Daten der Naturerhebungen des Wasser- und Schifffahrtsamtes Dresden ist bekannt, dass in diesen Flussabschnitten mehr als 0,3 m Querneigung vom linken zum rechten Deich durchaus möglich sind. Weiterhin ist dieses 1D Modell in seiner Breitenausdehnung und in der Abbildung der Deiche nicht geeignet, um höchste Abflusszustände mit seitlichen Ab- und Zuflüssen an beliebigen Stellen zu simulieren.

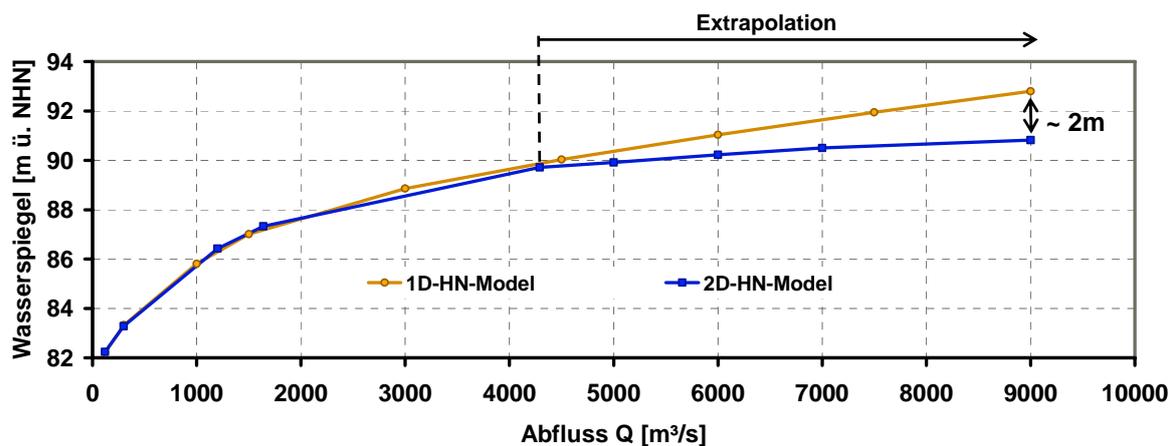


Abb. 7-1 W/Q-Beziehung bei km 132: Wasserspiegellagen bei extrapolierten Abflüssen im 1D und 2D-Modell unterscheiden sich um bis zu 2 m.

Deshalb kommt es bei der Extrapolation über bekannte Abflüsse hinaus zu deutlichen Abweichungen zwischen 1D und 2D Modell (Abb. 7-1). Nicht berücksichtigt wird, dass der Abfluss über HQ_{100} zusätzlich von einer hohen Unsicherheit in den hydrologischen Grundlagen, außergewöhnlichen Veränderungen in Morphologie, Landnutzung und Schutzmaßnahmen überlagert wird. Somit wächst durch sekundäre Effekte die Unsicherheit in den errechneten Wasserspiegellagen stark an und kann nicht sinnvoll quantifiziert werden. Die Eingangsdaten für PC-Ring werden daher nur für den Bemessungsabfluss ermittelt.

7.2. Projektgebiet Iller

Die Iller zwischen km 9,3 und km 27,1 führt mit ca. 900 m³/s nur knapp ein Fünftel des Bemessungsabflusses der Elbe ab. Das Tiefen / Breiten Verhältnis ist an der Iller im Mittel 1,5 x höher, das Gefälle mit $I \sim 0,002$ ca. 10x steiler als das der Elbe und die Landnutzungsform besteht zu einem deutlich höheren Anteil aus Wald. Für Wald ist die Qualität der topographischen Informationen geringer. Allerdings ist die Spannweite für den Rauheitsbeiwert gegenüber Agrarflächen ebenfalls geringer. Auch die Ganglinien sind steiler als an der Elbe.

Obwohl das digitale Geländemodell wie das der Elbe ein 1 m Raster aufwies (Anhang A), waren eine Vielzahl topographischer Fehler zu erkennen, die auf die Filteralgorithmen im Nachlauf der Datenerhebung zurückzuführen sind (Abb. 7-2 sowie Abb. 5-5 & Abb. 5-6). Die Verarbeitungsprozesse zwischen Datenerhebung und Auslieferung sind nicht dokumentiert. Es sind allerdings Artefakte von Extremwertfilterungen und automatisierter Bauwerksentfernung zu erkennen. Diese Filterung und die Abschattung mancher Deiche durch Bäume während der Befliegung dürften die Hauptursachen für die in Abb. 7-2 gezeigten Fehler sein.

Um im hydraulischen Modell eine möglichst realistische Aufteilung des Abflusses zwischen Vorland und Hauptgewässer zu erzielen, wurde nach einer Ortsbegehung der Verlauf der Deichoberkante abschnittsweise linear interpoliert. Der neue Höhenverlauf wurde so gewählt, dass er oberhalb von 95% derer Linienstützpunkthöhen liegt, die aus dem DHM übernommen wurden. Die höchsten Punkte (5%) wurden übernommen wie sie geliefert wurden.

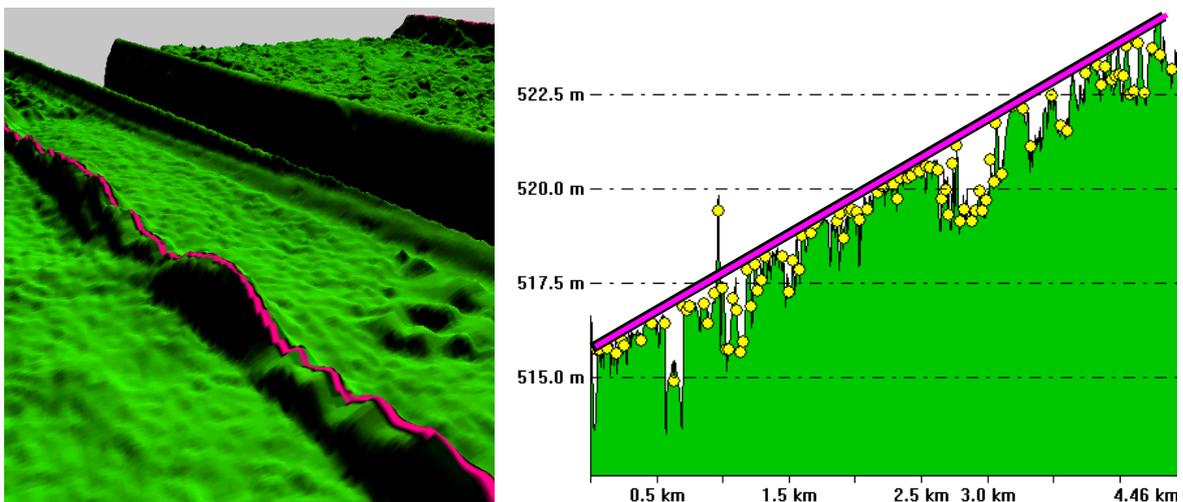


Abb. 7-2 Links: Relief der Illerdeiche im digitalen Höhenmodell; Rechts: Längsschnitt und angenommener Verlauf (magenta)

Eine Kontrolle mit ca. 300 terrestrisch vermessenen Punkten, entnommen aus Katasterdaten, ergab eine mittlere Standardabweichung knapp über 20 cm.

Für das Gewässer selbst standen nur ältere und geplante Querprofile zur Verfügung, die nicht immer kompatibel waren (Abb. 7-3). Aufweitungen, sowie Sohlintiefungen der letzten Jahre und neue Sohlschwellen mussten anhand von öffentlich zugänglichen Projektunterlagen der Firma BCE (z.B. Illerforum) für die Neugestaltung eingefügt werden. Vermessungsdaten standen nicht immer zur Verfügung.

Zur Kalibrierung des Modells eignet sich vor allem das Hochwasserereignis 2005. Die gemessenen WSP mussten allerdings ebenfalls überarbeitet werden. Ein Anstieg der Wasserspiegellagen (in m ü. NHN) in Fließrichtung von teils über 1 m auf 100 m, lässt

sich nicht mit der Umwandlung kinetischer Energie in Lageenergie erklären. Ein gleitendes Mittel über 500 m zeigt dabei deutlich plausiblere Ergebnisse, die auch besser mit den errechneten Werten übereinstimmen (Abb. 5-10). Als Ursachen für die starke Streuung kommen die üblichen Probleme bei der Bestimmung von Geschwemmsellinien, bzw. Maximalwasserständen in Frage (Kapitel 5.3.4).

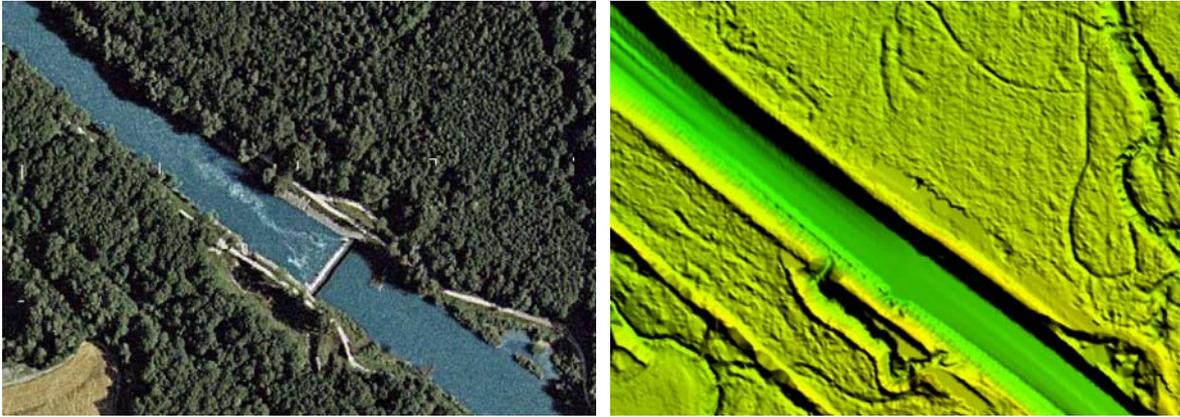


Abb. 7-3 Links: Luftbild mit Querbauwerk; Rechts: Geländemodell ohne Querbauwerk

Die Messdaten für das HW von 1999 stimmen nur eingeschränkt mit dem heutigen Zustand der Gewässersohle überein. In Folge dieses Ereignisses wurde die Sohle der Iller über größere Strecken eingetieft. Weiterhin wurde in den folgenden Jahren durch umfangreiche Umbauarbeiten das Gewässerbett teilweise aufgeweitet und mit einer Reihe Querbauwerken versehen.

Diese zahlreichen Sohlfixierungen und Brückenbauwerke mit den resultierenden Rückstauwirkungen erzeugen eine starke räumlich Variabilität bei der Standardabweichung der Wasserspiegellagen und den maßgebenden Einflussparametern (Kapitel 7.4).

7.3. Monte-Carlo (MC) Simulation

7.3.1. Hardware und Software

Für Pre- und Postprocessing wurde eigene Software programmiert, die alle hier vorgestellten Berechnungen wiederholen oder auf neue Projektgebiete übertragen kann. Dies wurde insbesondere aufgrund der großen Datenmengen notwendig (mehrere hundert Gigabyte) und ermöglicht eine vollständige, automatisierte Auswertung in wenigen Stunden. Alle Ausgabeformate (.CSV, .SHP, .XYZ) ermöglichen Darstellungen in beliebigen GIS und Tabellenverarbeitungsprogrammen.

Ein praxisnaher Lösungsweg darf nicht auf Großrechenanlagen angewiesen sein. Alle Simulationen wurden auf handelsüblichen Desktop Rechnern mit der Software FLUMEN 2.0 der Beffa Tognacca GmbH durchgeführt.

Die folgende Tabelle zeigt den Zeitaufwand für die endgültigen Berechnungen inklusive Postprocessing. Ein direkter Vergleich ist nur bedingt möglich, weil nach der Berechnung der Fallstudie Elbe eine Reihe Verbesserungen am Netzgenerator für die Fallstudie Iller nochmals deutliche Geschwindigkeits- und Qualitätssteigerungen ermöglichten.

Tabelle 7-1: Technische Daten der MC-Simulationen Elbe und Iller

	Zellen	Fläche	Kleinster Zeitschritt	Anzahl Simulationen	Netz Generator	Prozessor	CPU-zeit
Iller	45000	54km ²	0,69 s	1498	Version 2.0	2,4Ghz Quad-Core	2 Wochen
Elbe	125000	114km ²	0,60 s	763	Version 1.5	2,8Ghz Dual-Core	8 Wochen

Für ein Projekt in der Größenordnung der Fallstudie Iller beträgt die reine Bearbeitungszeit mit der jetzt zur Verfügung stehenden Software ca. 4 Wochen (inklusive Pre- & Postprocessing , ohne Datenbeschaffung und abschließender Dokumentation).

7.3.2. MC-Generator

Die gesamte Simulation entstand auf Basis der Daten des Kapitel 5. Der Generator liest eine kalibrierte FLUMEN Simulation als Basis ein und generiert für jeden zur Verfügung stehenden Prozessor ein Arbeitspaket. Es werden nicht einzelne Rechnungen parallelisiert, sondern die einzelnen Rechnungen werden unterschiedlichen Prozessoren zugeteilt, unabhängig davon ob diese in einem Rechner, auf Clustern oder über Netzwerke verteilt liegen.

- Für jede einzelne Variation wird zuerst entsprechend der Klassenverteilungen der Auftretenswahrscheinlichkeit (Abb. 5-4) ein neuer zufälliger Zeitpunkt im Jahr generiert und die Rauheitsinformation aus der Kalibrierung auf den neuen Zeitpunkt angepasst. Für Wälder wird noch eine zufällige Verschiebung des Waldalters generiert und entsprechend der Klassenverteilung ein aktueller Waldzustand zugeordnet (Abb. 5-9).
- In einem 2. Schritt wird eine normal verteilte Zufallszahl generiert und eine Verschiebung im Abflussspektrum zugewiesen.

- Im 3. & 4. Schritt wird jedem Landnutzungspolygon, also für jeden Acker, jeden Ortsteil oder jeden Flussabschnitt entsprechend der typischen Werte eine Unsicherheit in der Geländehöhe und der Rauheit mit normal verteilten Zufallszahlen zugewiesen.

Die gleich verteilten Zufallszahlen des Prozessors müssen dabei in die jeweiligen Verteilungsfunktionen der einzelnen physikalischen Parameter überführt werden. Standardalgorithmen erfüllen dabei häufig nicht die notwendige Genauigkeit in den Randbereichen des Definitionsbereichs. Geeignete Algorithmen sind ein eigenes Forschungsgebiet (DEVROYE, 1996).

7.4. Auswertung der MC-Simulation

7.4.1. Wasserspiegellagen mit Standardabweichungen

Die mittlere Wasserspiegellage aus allen simulierten HQ_{100} Ereignissen wird für PC-Ring als Bemessungsgrundlage herangezogen und soll zellweise, also ortsabhängig, ermittelt werden. Diese muss nicht notwendigerweise mit der Wasserspiegellage übereinstimmen, die für das maßgebende Einzelereignis zur deterministischen Bemessung ermittelt wurde (Abb. 7-4, rechts). Wenn ein Sommerhochwasser im Mittel höhere Wasserspiegellagen verursacht aber seltener auftritt, liegt trotzdem die mittlere Wasserspiegellage eher in der Größenordnung des niedrigeren, aber häufiger auftretenden Winterereignisses.

Abb. 7-4 (links) zeigt für die Fallstudie Iller die Standardabweichungen der Wasserspiegellagen σ_{WSP} bei HQ_{100} in den Zellen, die in mindestens 1% aller Ereignisse geflutet waren. Für die ortsabhängige Standardabweichung stellt sich bei der Auswertung die Frage, ob Ereignisse, bei denen eine Zelle nicht benetzt wird, mitgezählt werden oder nicht. Zählt man sie nicht mit, so entstehen unter Umständen sehr hohe Abweichungen, falls nur wenige Wertepaare zur Verfügung standen. Zählt man sie mit, erhält man für diese Zellen sehr niedrige Abweichungen, die unter Umständen nicht widerspiegeln, dass eine Senke im Gelände nur sehr selten, dann aber gleich mehrere Meter tief geflutet wird (rote Randbereiche in der südlichen Hälfte von Abb. 7-4 ,links). Für PC-Ring ist diese Problematik vergleichsweise unbedeutend, da die Wasserspiegellagen vor den Deichen im Normalfall höhere Eintrittswahrscheinlichkeiten haben.

Auffällig sind die Rückstaubereiche der Brücken B1 bis B3. Weil unter den Brücken die Abflussquerschnitte am schmalsten sind, wirkt sich eine Veränderung des Abflusses oder ein topographischer Abbildungsfehler hier am deutlichsten aus. Im Anhang sind Abbildungen zur Landnutzung und zur Topographie abgedruckt, die eine Interpretation der Abb. 7-4 erleichtern.

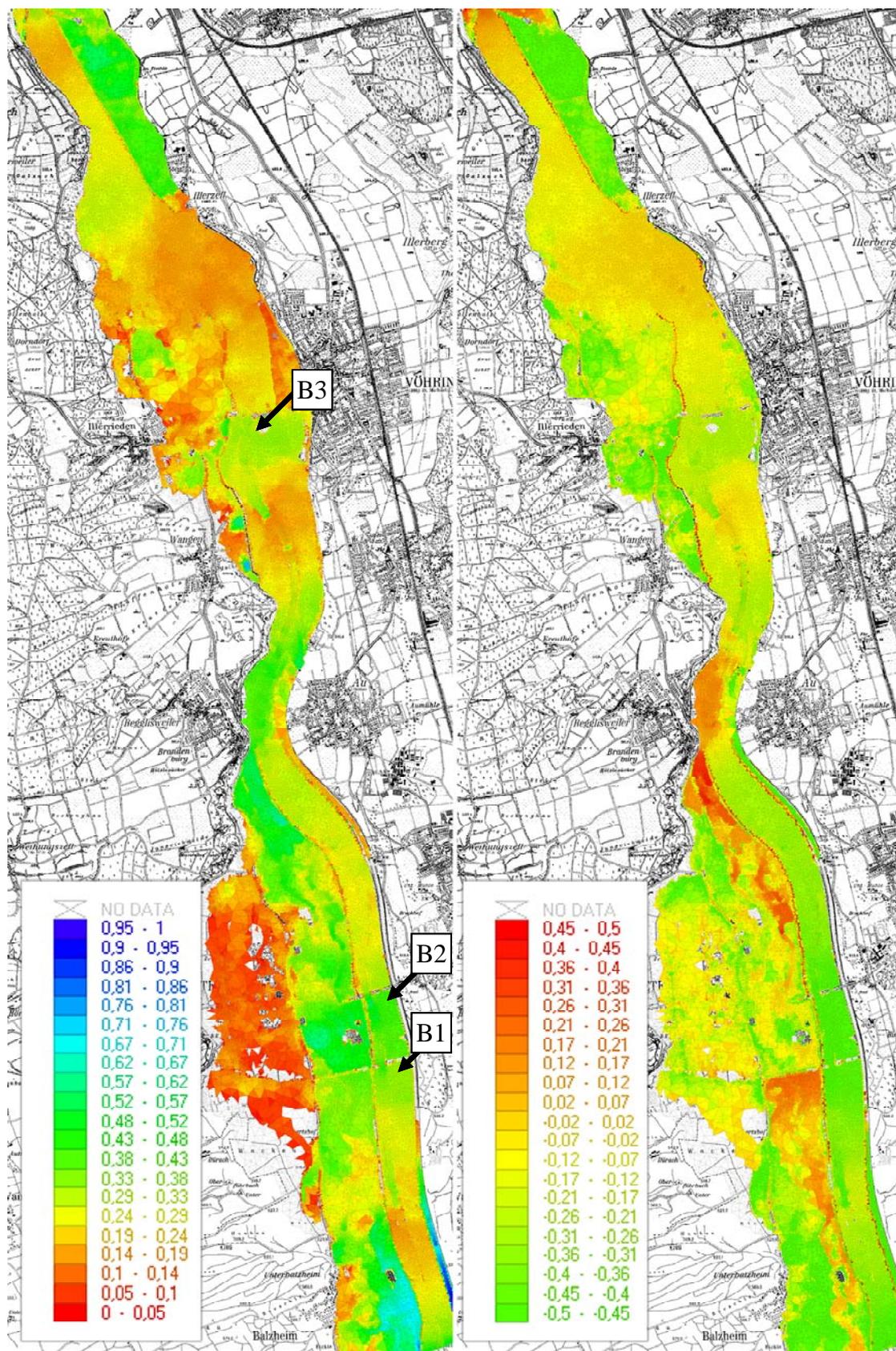


Abb. 7-4 Links: σ_{WSP} bei HQ_{100} nach 1498 Simulationen; Rechts: Der WSP für HQ_{100} , berechnet als maßgebendes Einzelereignis mit den Kalibrierungswerten aller Parameter, weicht deutlich vom Mittelwert aller 1498 MCS Rechnungen ab: $\Delta H = H_{HQ_{100}} - H_{MCS}$

7.4.2. Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen PDF_{WSP} für Wasserspiegel an ausgewählten Punkten

In der aktuellen Version verwendet PC-RING für die Wasserspiegellage einen Mittelwert und eine Standardabweichung. Die zugrunde gelegte Annahme einer Normalverteilung lässt sich bei diesen Fallstudien ausreichend bestätigen (Abb. 7-5, links). Allerdings stauchen vor allem Retentionseffekte und Überströmen den oberen Ast der Verteilungsfunktionen auf der Wasserseite der Deiche. Vereinzelt kann so keine Normalverteilung mehr angenommen werden. Deichbrüche können diesen Trend noch verstärken.

Anders verhält es sich auf gelegentlich gefluteten Vorländern. Das Wasser benötigt hier eine Mindesttiefe, um in die Fläche abfließen zu können, steigt dann aber auf Grund des großen Fließquerschnittes kaum noch an. Nur bei extremen Randbedingungen kann durch Rückstauereffekte nochmals ein deutlicher Anstieg des Wasserspiegels erwartet werden (Abb. 7-5, rechts).

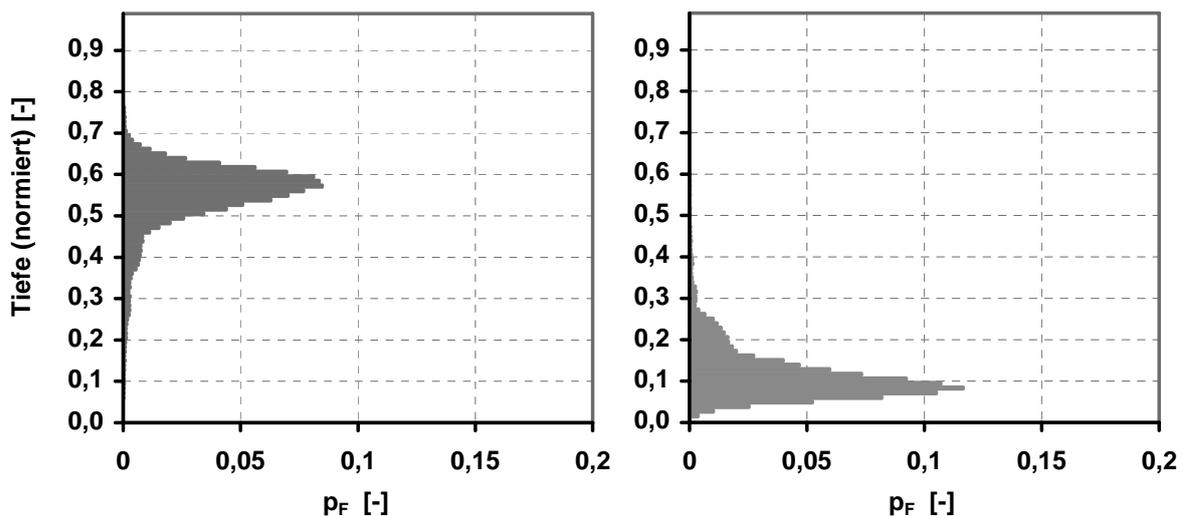


Abb. 7-5 Wahrscheinlichkeitsdichteverteilung für die Abflusstiefe: gemittelt aus je 50 typischen Punkten des Illermodells (Tiefenskala normiert auf die maximale Tiefe); Links: Wasserseite, ca. 10m entfernt von den Deichen; Rechts: Landseite, ca. 200m entfernt von den Deichen

7.4.3. Einflüsse einzelner Parameter auf die Unsicherheit

Die Suche nach den Ursachen für die Unsicherheiten im Wasserspiegel ist für das PC-River Projekt nicht gefordert, aber für weitere Untersuchungen und Optimierungen sehr hilfreich. Unter Umständen lässt sich so erkennen, wie durch die präzisere Beschreibung oder gezielte Verbesserung nur weniger Haupteinflussgrößen die Qualität des gesamten

Hochwasserschutzkonzepts verbessert werden kann. Durch Ermittlung ortsabhängiger Korrelationen können so einige, aber nicht alle Abhängigkeiten verdeutlicht werden.

7.4.3.1. Rangkorrelation nach Spearman

Die Ermittlung des Einflusses einzelner Parameter auf den Wasserstand ist mit multivariaten Vergleichen möglich.

Zur Ermittlung von Zusammenhängen zwischen Wasserstandsschwankungen ΔH und den Haupteinflussgrößen (Abflussschwankungen ΔQ , Rauheitsänderungen ΔK_{st} , topografische Unsicherheiten ΔZ , saisonale Veränderungen) können für jede Zelle im 2D-Modell Maßzahlen für die Korrelation ermittelt werden. Die Bekannteste ist der Pearsonsche Korrelationskoeffizient für zwei Parameter x und y , der aber nur für linearen Zusammenhang gaussverteilter Zufallsvariablen gilt.

Sowohl für H als auch für die saisonalen Rauheitseffekte lassen sich nur bedingt Normalverteilung oder Linearität annehmen. In diesem Fall hat die Spearman'sche Rangkorrelation eine deutlich höhere Aussagekraft, Gleichung (23). Dazu werden die Wertepaare der Größe nach sortiert und eine Rangfolge zugewiesen. Alle Proben mit gleichen Werten, erhalten denselben, gemittelten Rang. Zwischen den Ranglisten wird der Korrelationskoeffizient gebildet, ebenso wie beim Verfahren nach Pearson (SPEARMAN, 1987). Die vereinfachte Gleichung, die in den meisten Büchern empfohlen wird, erweist sich hier als weniger geeignet, da in manchen Zellen nur wenige Überflutungsereignisse zur Verfügung stehen und so die Vergleichbarkeit der Ergebnisse sinkt. Im Weiteren wird daher mit r der Koeffizient aus Gleichung (23) bezeichnet.

$$r_s = \frac{\sum (rg(x_i) - \overline{rg_x})(rg(y_i) - \overline{rg_y})}{\sqrt{\sum_i (rg(x_i) - \overline{rg_x})^2} \sqrt{\sum_i (rg(y_i) - \overline{rg_y})^2}} \quad (23)$$

mit:

$rg(x) ; rg(y)$... Rang in der Liste für Parameter x bzw. y

n ... Anzahl der Wertepaare

gültig für $n > 4$ (LOHNINGER, 2008)

Die Ergebnisse des Korrelationskoeffizienten reichen wie beim Pearsonkoeffizient von -1 bis 1. Die Auswirkung der Veränderung für den WSP relevanter Parameter in einer Zelle ist auch in ihrer Umgebung erkennbar. Zur Abschätzung des Einflussbereichs einer Zelle lässt sich die Korrelationslänge heranziehen. Abb. 7-6 zeigt r_s für die

- Veränderung der lokalen Größe Δz innerhalb des Radius R um den Zellmittelpunkt im 2D-Modell

- und die Veränderung des lokalen Wasserspiegels innerhalb des Radius R um diesen Punkt.

Die dargestellten Kurven sind durch Klassifizierung vom Einfluss der Jahreszeit bereinigt und richtungsunabhängig über das gesamte Projektgebiet der Iller gemittelt. Lokal und nach Richtung differenziert können sich starke Schwankungen ergeben.

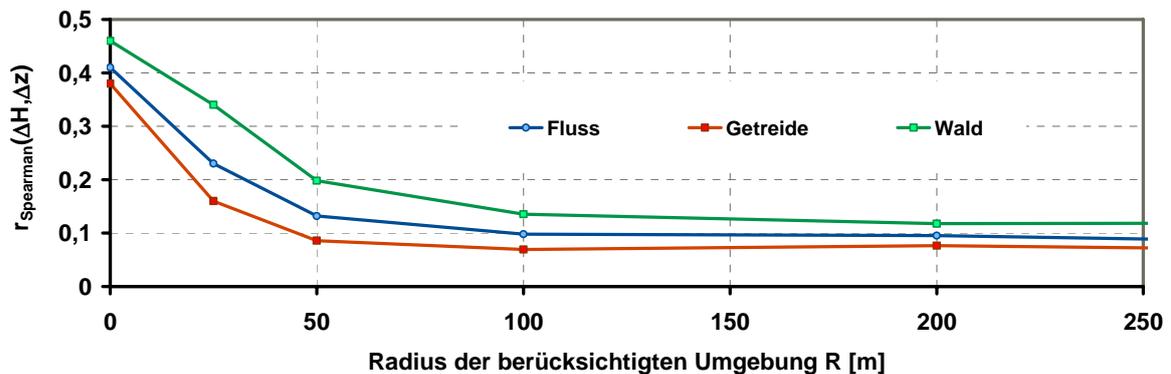


Abb. 7-6 Veränderung der Rangkorrelationen $r_{H,\Delta kst}$ und $r_{H,\Delta Z}$ bei Berücksichtigung der Umgebung im Radius R. Lokale Abweichungen in Höhe und Rauheit haben im Mittel nach 50m kaum mehr Einfluss auf den Wasserspiegel

7.4.3.2. Räumliche Verteilung der Rangkorrelation an der Iller

Die Karten in Abb. 7-7 und Abb. 7-8 zeigen die Korrelationskoeffizienten r_{Spearman} zwischen ΔH und den 4 wichtigsten Störgrößen. Für die globalen Störgrößen „Jahreszeit“ und „Abfluss“ ist zu beachten, dass auch untereinander eine Korrelation besteht. Die lokalen Störgrößen „Abflusswiderstand“ und „Höhenfehler“ sind wiederum über die Landnutzungsform korreliert. Für diese Darstellungen wurde die Umgebung im Radius von 50m berücksichtigt (Siehe Abschnitt 7.4.3.2). Weiterhin wurden nur Zellen berücksichtigt, die mindestens bei 20 Simulationen geflutet wurden.

Die Schwankungsbreite im Abfluss wirkt sich am stärksten auf die Schwankungen in der Höhe aus (Abb. 7-7, links). Aber auch Q und H korrelieren nicht zu 100%. Der Hauptgrund ist, dass bei sehr hohen Abflüssen neue Fließwege angebunden werden. Das Wasser strömt an anderer Stelle zurück in den Hauptquerschnitt. Der Zusammenhang H / Q ist darum nicht überall linear.

Der jahreszeitliche Einfluss macht sich vor allem auf den Vorländern bemerkbar, weil diese im Gegensatz zum Hauptgerinne von der veränderlichen Vegetation beeinträchtigt werden (Abb. 7-7, rechts). Im Rückstaubereich der Brücken sind die Auswirkungen der saisonalen Abflussschwankungen zu erkennen.

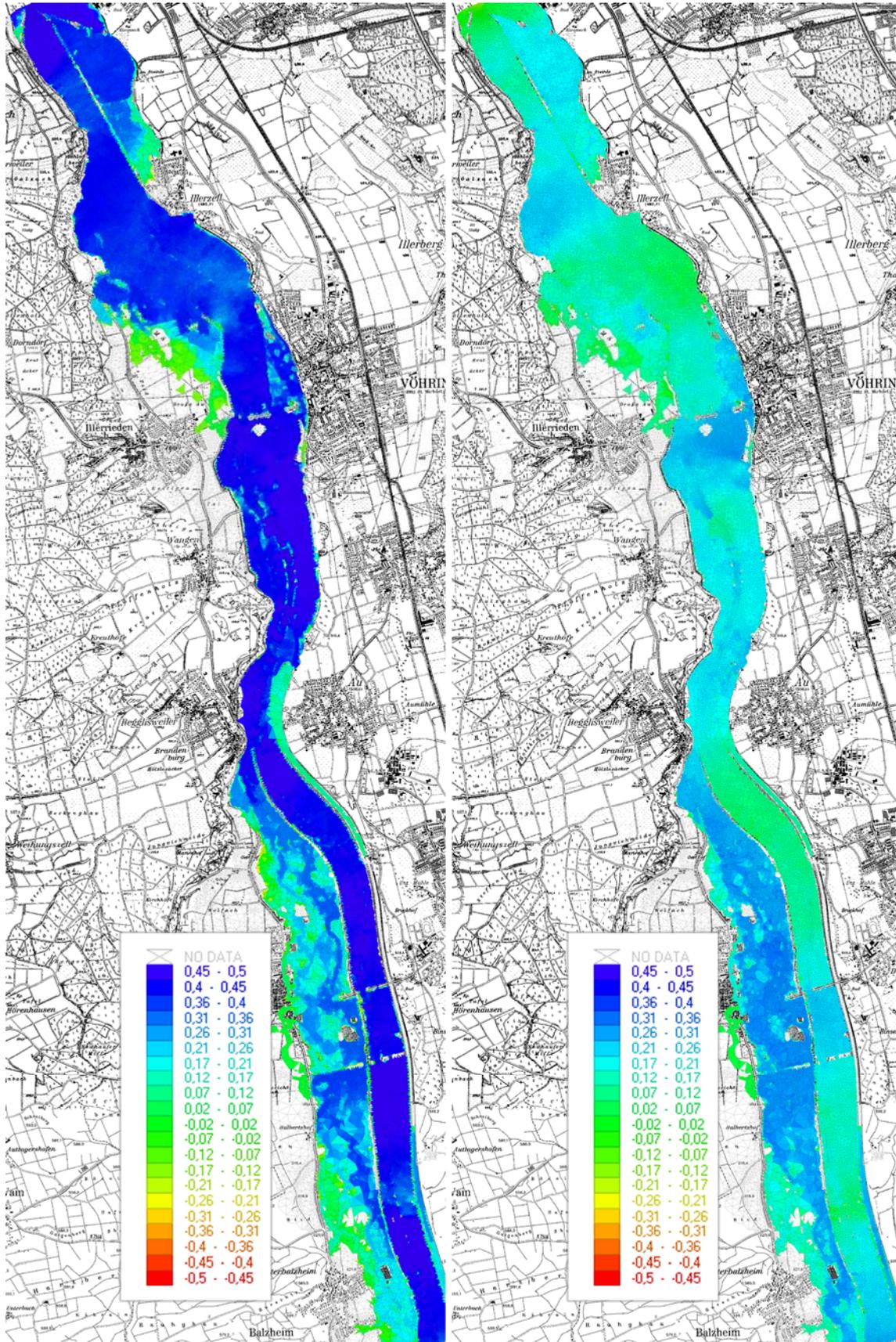


Abb. 7-7 Rangkorrelationen: $r_{H, \Delta Q}$ und $r_{H, \text{Monat}}$

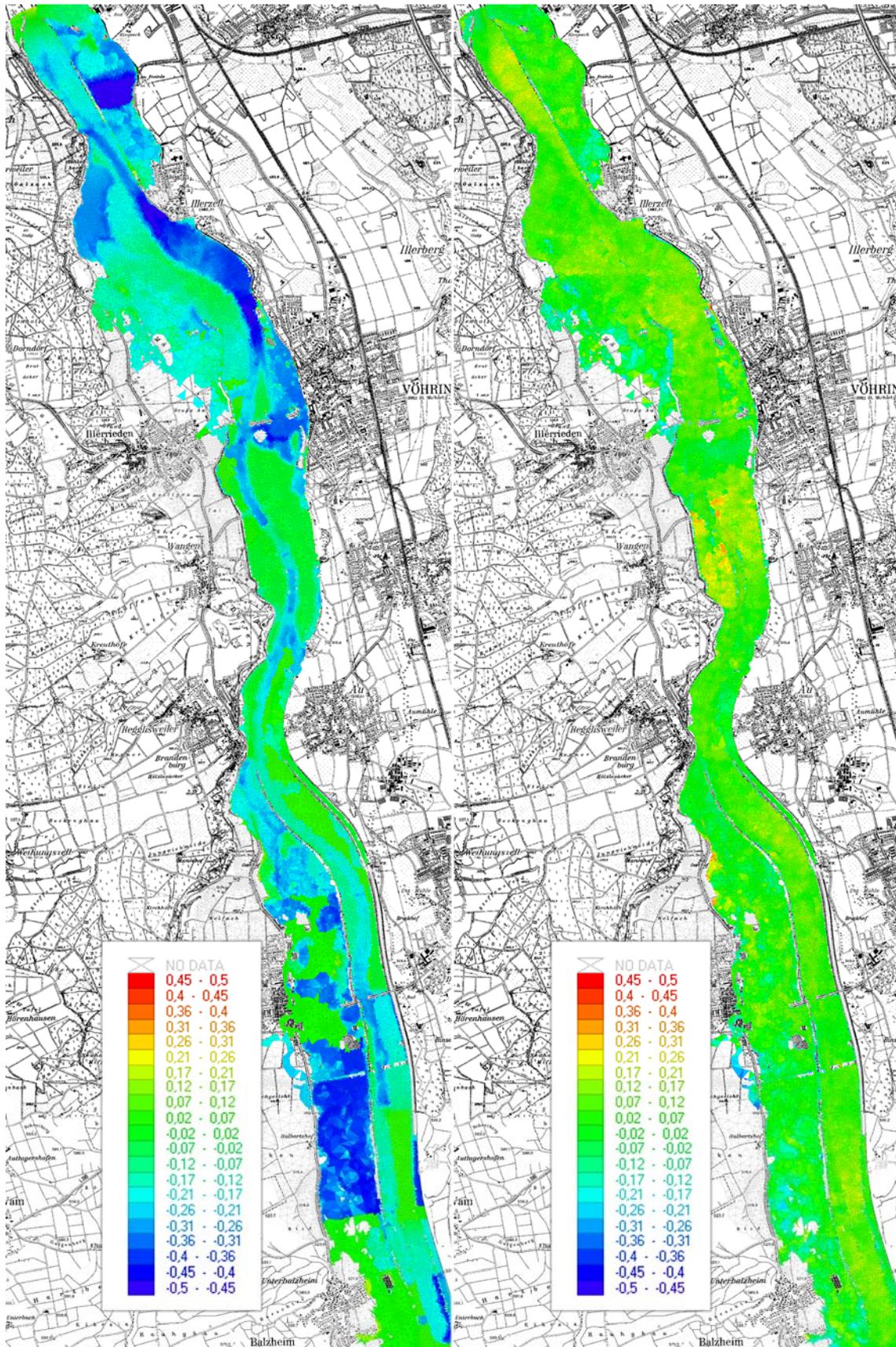


Abb. 7-8 Rangkorrelationen: $r_{H, \Delta kst}$ und $r_{H, \Delta Z}$

Schwankungen in den Rauheitsparametern machen sich vor allem bei den nicht rückgestauten Bereichen bemerkbar (Abb. 7-8, links).

Der topographische Einfluss ist bei dieser auf einen Radius von 50 m ermittelten Rangkorrelation nur undeutlich zu erkennen. Dieser Radius wurde zur Vergleichbarkeit mit den anderen Parametern gewählt. Vor allem flachere Überflutungsbereiche lassen sich durch diese Methode noch in ihrer Abhängigkeit identifizieren. Tatsächlich können sich die Fehler für Durchlässe, Brückenquerschnitte und Deichkronen noch in deutlich größerer Entfernung auswirken, was bei dieser Analyseverfahren nicht berücksichtigt werden kann. Eine Aufschlüsselung dieses Parameters in Abhängigkeit der Anströmrichtung kann die Aussagekraft noch verbessern.

7.4.3.3. Mittlere Rangkorrelation für Landnutzungsgruppen

Die beiden Diagramme in Abb. 7-7 und Abb. 7-8 zeigen, dass mancherorts die lokalen Parameter Topographie & Rauheit die Unsicherheiten maßgeblich beeinflussen. Im Mittel über alle Zellen zeigen natürlich die globalen Einflussgrößen die größten Auswirkungen. Abb. 7-9 wurde durch Mittelung der Rangkorrelationen ausgewählter Zellen erstellt, sortiert nach Ereigniszeit und Landnutzungsform. Es werden nur Zellen ausgewertet, die in mindestens ein Prozent der simulierten HQ₁₀₀ Ereignisse überflutet wurden.

Aufgrund der räumlichen Variabilität der Parameter Topographie und Rauheit sind die gemittelten Ergebnisse verrauscht. Auf lokaler Ebene können benachbarte Zellen bei ansonsten gleichen Randbedingungen die Position in der WSP-Rangliste verändern. Dieser Zusammenhang lässt sich nur in der flächigen Darstellung zeigen. Für die Mittelwerte r_{x_mittel} ist ein direkter linearer Zusammenhang bei den Rängen, also eine 100%ige Korrelation ($r_x = 1$), nicht zu erreichen. Die relativ geringen Beträge sind vor allem im Vergleich untereinander aussagekräftig.

Bemerkenswert ist die Erkenntnis, dass der Abfluss im Ackerland und in Waldgebieten einen geringeren Einfluss auf die Tiefe hat als im frei fließenden Gewässer. Der Grund dafür dürfte die Schwankungsbreite der Fließgeschwindigkeiten sein, die an die Rauheit gekoppelt sind. Der Landnutzungstyp „Fluss“ hat die geringste Schwankungsbreite für den Widerstandsbeiwert ($\sigma_{Kst} \sim 3,5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$), „Ackerland“ ist deutlich variabler ($\sigma_{Kst} \sim 7 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$). Siehe dazu auch Kapitel 5.3. Der Landnutzungstyp „Ort“ wurde nicht ausgewertet, weil nicht genügend Überflutungsereignisse für die besiedelten Bereiche auftraten.

Der hydraulische Radius wird bei relativer Betrachtung für Waldgebiete mit geringer Wassertiefe deutlich stärker von topographischen Unsicherheiten des DHM beeinträchtigt als beispielsweise die qualitativ schlechtere Sohlpeilung des tieferen Flussschlauches.

Das Waldalter hat offensichtlich nur einen geringeren Einfluss auf den WSP in den Wäldern. Auch in den benachbarten Nutzungsformen ist $r_{H,Alter}$ etwa ähnlich groß. Hier wirkt sich die räumliche Abhängigkeit aus. Einige Zellen werden noch von benachbarten Wäldern beeinflusst, andere liegen außerhalb des Einflussbereichs.

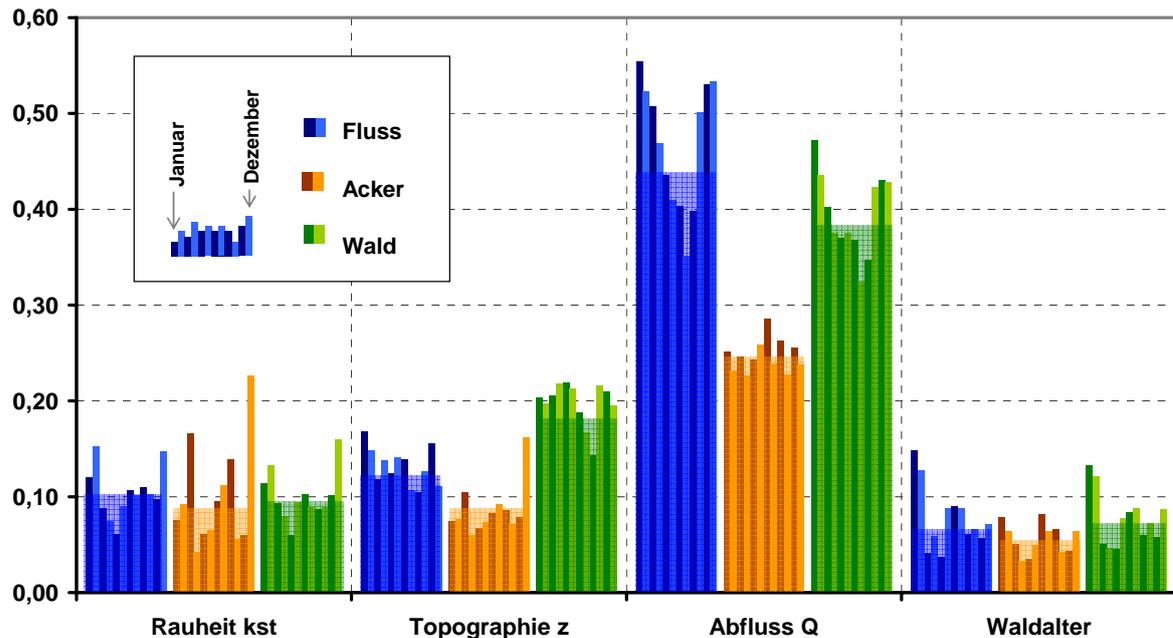


Abb. 7-9 Gebietsmittel der Rangkorrelationen: $r_{H;\Delta kst}$ $r_{H;\Delta z}$ $r_{H;\Delta Q}$ $r_{H;Waldalter}$ aufgeschlüsselt nach Landnutzungsform und Monat des Ereignisses (Nachbarschaft gemittelt im Radius 50 m ~13 Zellen)

7.5. Ermittlung von Versagenswahrscheinlichkeiten mit PC-Ring

7.5.1. Auswahl maßgebender Daten für einzelne Deichabschnitte

Zur Integration der Wasserspiegellagen und ihrer Standardabweichung werden diese in PC-Ring in eine Datenbank den jeweiligen Deichabschnitten zugeordnet. Da an einem Deichabschnitt mehrere Zellen anliegen können, wird die Zelle mit dem höchsten Wasserstand im Radius von 3 Zellen oder 50 m um den Deichabschnitt identifiziert.

Die Standardabweichung wird aus allen anliegenden Zellen gemittelt weil einzelne Modellrandzellen gelegentlich leicht von ihrer Umgebung abweichende Ergebnisse erzielen. Grund dafür sind Interpolationsalgorithmen, auch im Postprocessing, und Mindesttiefen für die Abflussberechnung.

7.5.2. Versagenswahrscheinlichkeiten p_F

Nach Eingabe aller geotechnischer Parameter mit ihren Standardabweichungen wurden für Elbe und Iller Versagenswahrscheinlichkeiten mit PC-Ring 5 ermittelt, die im Abschlussbericht von PC-River ausführlich dargestellt sind MÖLLMANN (2009B). Die Ergebnisse für die Elbe zeigen, dass die deterministisch bemessenen Deiche (T = 100 Jahre) für alle einzeln probabilistisch untersuchten Versagensmechanismen deutliche

Sicherheitsreserven beinhalten. Allerdings führt die Kombination der teilweise voneinander abhängigen Mechanismen zu Wiederkehrperioden unter 100 Jahren (Abb. 7-10). Die Kombination zu einer Systemversagenswahrscheinlichkeit führt nochmals zu geringeren Wiederkehrperioden.

Wie bereits in Kapitel V erwähnt, beziehen sich alle Versagenswahrscheinlichkeiten auf die Grundeinheit, also die hydrologisch oder administrativ festgelegte Beziehung zwischen Abfluss und Wiederkehrperiode. Die getroffenen Aussagen zur Wiederkehrperiode sind somit vor allem zwischen benachbarten Abschnitten und unterschiedlichen Planungsvarianten gut vergleichbar.

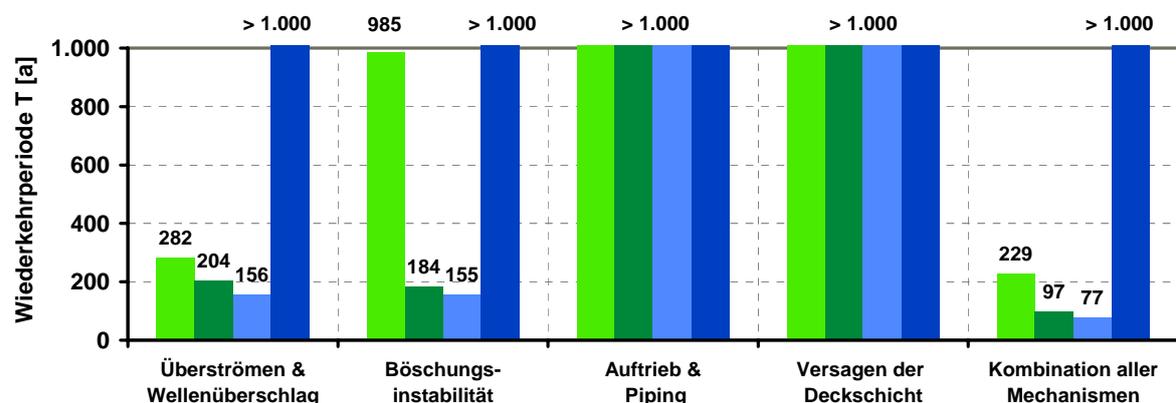


Abb. 7-10 Wiederkehrperioden des Versagens für häufige Versagensformen und kombinierte Versagenswahrscheinlichkeit an vier exemplarischen Deichabschnitten (MERKEL, 2009)

Für das Fallbeispiel Elbe liegt eine Ursachenanalyse über 84 Deichbrüche während des Hochwassers 2002 im Elbe und Muldegebiet vor (HORLACHER, 2005). Ein Vergleich der Eintretenshäufigkeit der maßgebenden, berechneten Mechanismen mit den tatsächlich aufgetretenen Mechanismen zeigt eine gute Aussagekraft der probabilistischen Methode (Abb. 7-11).

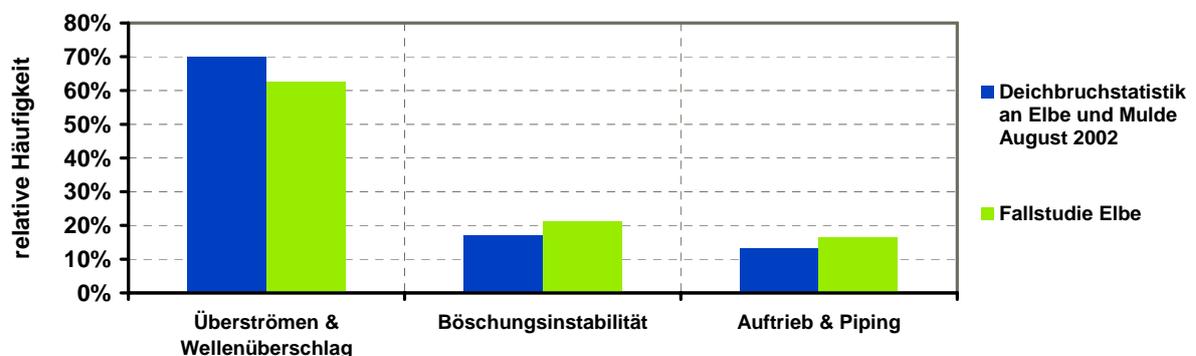


Abb. 7-11 Vergleich der PC-Ring Berechnungen mit der Deichbruchstatistik des Elbhochwassers von 2002 (aus MERKEL, 2009)

7.5.3. Sensitivität der Gesamtergebnisse am Beispiel Klimafaktor

Die Sensitivität der Deichsicherheit bezüglich Veränderungen in der Wasserspiegellage lässt sich sehr gut am aktuellen Beispiel des Klimaänderungsfaktors illustrieren (Abb. 7-12). Diese Faktoren wurden in der ersten größeren Studie über die Auswirkungen des Klimawandels auf die Hochwassergefahren von der Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz empfohlen (LUBW, 2006).

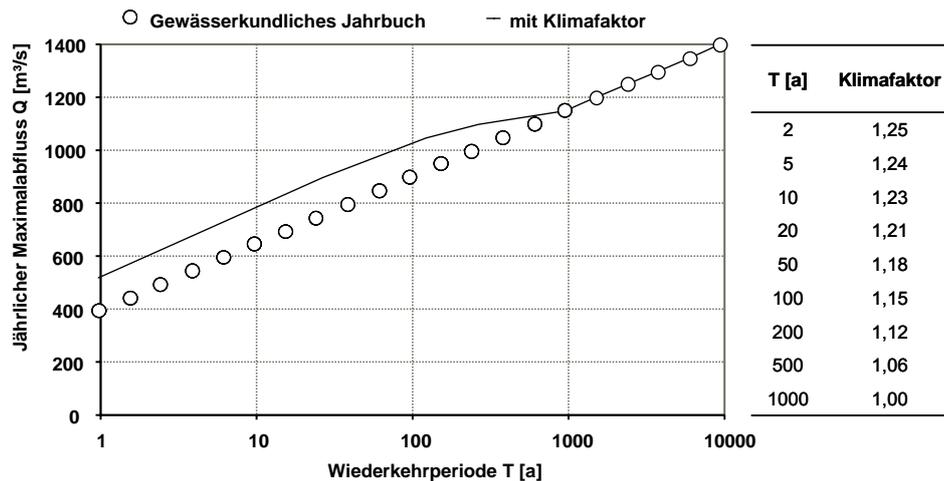


Abb. 7-12 Erhöhung der Bemessungsabflüsse, entnommen aus dem Gewässerkundlichen Jahrbuch Donau DGKD (2003) mit einem Klimaänderungsfaktor gemäß LUBW (2006).

Im Folgenden wird anhand eines Illerdeiches A, bestehend aus 4 in sich homogenen Abschnitten, die Auswirkung des Klimafaktors und damit auch die Sensitivität des Sicherheitsniveaus demonstriert.

Abb. 7-12 zeigt führt bei HQ_{100} zur Erhöhung des Abflusses um ca. $130\text{m}^3/\text{s}$. Die Berechnungen mit dem hydraulischen Modell ergeben damit um 0,15 m bis 0,25 m höhere Wasserspiegellagen innerhalb des eingedeichten Bereichs. Im Rückstaubereich hinter den Brücken sind bis zu 0,35 m möglich.

Die folgende Abb. 7-13 zeigt die resultierende Veränderung der Wiederkehrperiode des Versagens T [a] für jeden der vier Abschnitte und die Aufschlüsselung nach Versagensmechanismen gemäß Kapitel 2.2. Es handelt sich dabei um einen Deich der dem aktuellen Stand der Technik genügt, weil er bereits im Nachlauf des Illerhochwassers 2005 an aktuelle Anforderungen angepasst wurde.

Der offensichtlichste Versagensmechanismus, Überströmen, wird durch die erhöhten Wasserspiegellagen nicht bemerkenswert häufiger auftreten. Dies liegt daran, dass für die selteneren Ereignisse, die ausreichend hohe Wasserspiegellagen für Überströmen erreichen, keine Veränderung durch den Klimafaktor vorgeschrieben wird. Der Deich bietet genügend Reserven.

Die Abschnitte A-2 und A-3 zeigen jedoch eine Verkürzung der Wiederkehrperiode T auf ca. 1/3 der ursprünglichen Zeit, hauptsächlich verursacht durch die erhöhte Gefahr für landseitigen Böschungsbruch. Dieser kann auch bei Ereignissen eintreten, die nicht die Deichkrone erreichen.

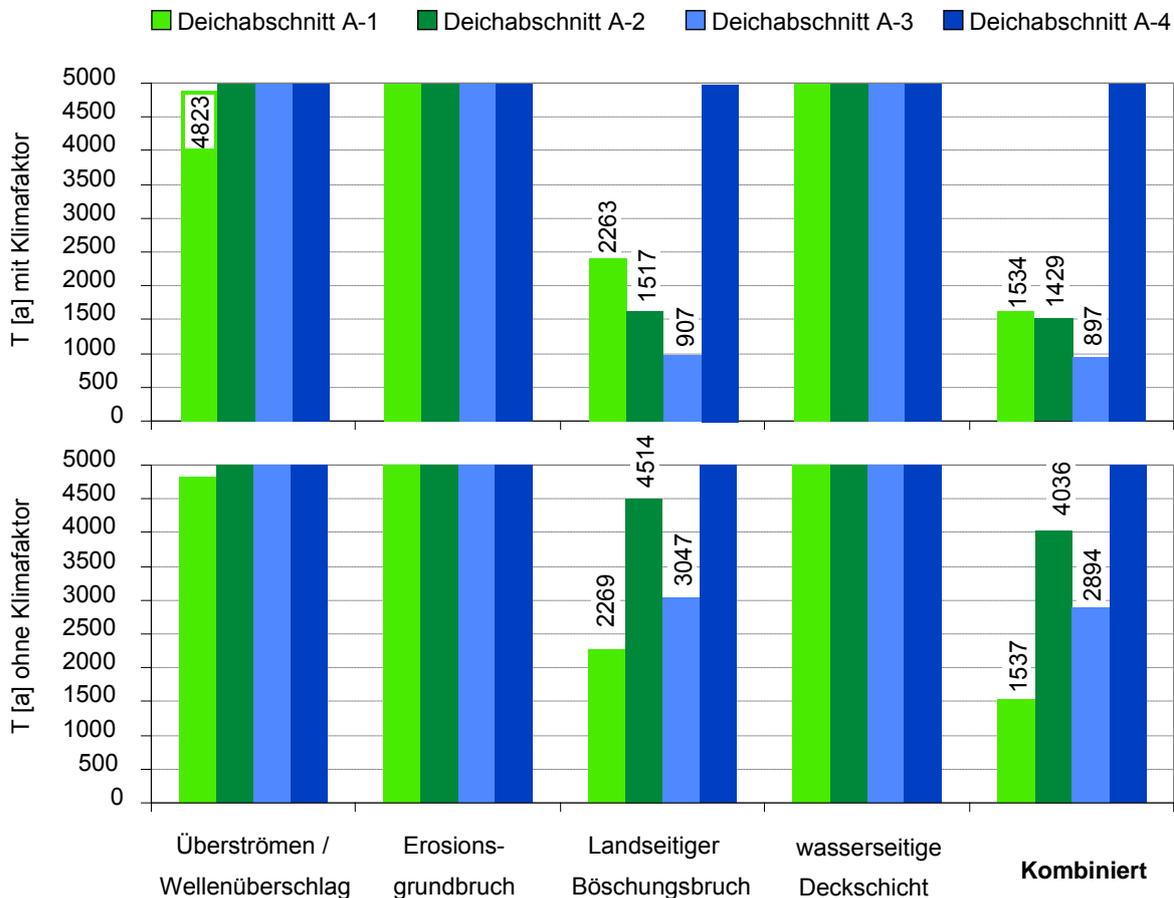


Abb. 7-13 Vergleich der Wiederkehrperioden des Versagens T [a] für die aktuelle Situation (unten) und nach Anwendung des Klimafaktors auf den Abfluss Q (oben), ermittelt mit PC-Ring.

Dies wirkt sich auch in der Kombination zur Wiederkehrperiode des Versagens für den gesamten Deich A gemäß Tabelle 7-2 aus, die unter Berücksichtigung bedingter Wahrscheinlichkeiten ermittelt wurde. Durch Einführung des Klimafaktors verringert sich T von 809 Jahren auf nur noch 411 Jahre.

Das Sicherheitsniveau reduziert sich in diesem Fall bereits auf etwa die Hälfte, bei einer mittleren Veränderung der Wasserspiegel um 0,15 bis 0,25 m bei HQ_{100} . Vergleicht man diese Werte mit den Toleranzen bei der hydraulischen Modellierung und mit der Qualität der Eingangsdaten, so sieht man sehr deutlich die gravierenden Fehler die bei mangelnder Sorgfalt in der Modellierung entstehen können. Auch die Berechnungsunterschiede zwischen 1D und 2D-Modellen (Abb. 7-1) liegen teilweise in

deutlich größeren Bereichen als die klimatisch verursachten Veränderungen der Wasserspiegellagen.

Tabelle 7-2: Wiederkehrperioden des Versagens T [a] unter Berücksichtigung des Klimafaktors für eine Deichstrecke A, getrennt nach Versagensmechanismen und in Kombination (MÖLLMANN, 2009B)

	Überströmen / Wellenüberschlag	Erosions- grundbruch	Landseitiger Böschungsbruch	wasserseitige Deckschicht	Kombiniert
Deichstrecke A	4712	> 5000	456	> 5000	411
Deichabschnitt A-1	4823	> 5000	2263	> 5000	1534
Deichabschnitt A-2	> 5000	> 5000	1517	> 5000	1429
Deichabschnitt A-3	> 5000	> 5000	907	> 5000	897
Deichabschnitt A-4	> 5000	> 5000	> 5000	> 5000	> 5000

Weiterführende Information zu diesem Beispiel, auch über geotechnische Randbedingungen und Sanierungsmaßnahmen, finden sich im Abschlussbericht des PC-River Projektes (MÖLLMANN, 2009B).

7.6. Leistungsanalyse der adaptiven Netzgenerierung

Das Netz der 2D-Berechnung wurde mit dem Adaptiven Netz Generator 2.0 erstellt. Dabei kommen die Algorithmen aus Kapitel 6 zum Einsatz. Durch adaptive Anpassung an Gelände und Strömung wurde eine sehr hohe Modellqualität erreicht. Abb. 7-14 zeigt den Vergleich zwischen einem adaptiven Netz und gewöhnlichen nur auf Delauny-Konformität generierten Netzen.

Dazu wurde flächig die Differenz der ermittelten Wasserspiegellagen aller Modellvarianten zur höchst aufgelösten Modellvariante im 5 m Raster berechnet und anschließend gemittelt.

$$\Delta H = H_{R5000} - H_{RX} \quad (24)$$

mit

H_{R5000} ... Referenzmodell mit der höchsten Zelldichte
(ca. 5000 Zellen / km²)

H_{RX} ... Referenzmodell mit geringerer Zelldichte
(ca. X Zellen / km²)

Durch Vergrößerung eines Rechnernetzes steigt in der Regel auch die Wasserspiegellage an. Dies liegt überwiegend an der mangelnden Abbildungsgenauigkeit kleinerer, tiefliegender Abflussquerschnitte, und an einem größeren relativen Einfluss der Randzellen mit niedriger Fließgeschwindigkeit im Übergangsbereich zwischen Zonen unterschiedlichen spezifischen Abflusses.

Das Mittel der Wasserspiegellagen aller Rasterpunkte zeigt für Modelle, die nach dem heutigen Stand der Technik erzeugt werden, eine deutliche Konvergenz bei zunehmender Zelldichte. So wurde es bereits in den Modellanforderungen festgelegt (Kapitel 3.2.2.4). Allerdings ist die Konvergenz sehr langsam.

Ohne größere Verluste in der Berechnungsqualität kann mit den hier vorgestellten neuen und verbesserten adaptiven Algorithmen durch Einsparung von Zellen und Festlegung einer Mindest-Kantenlänge für alle Zellkanten die Rechenzeit signifikant reduziert werden.

Für die Fallstudie Elbe mit 114 km² Modellfläche konnte auf diese Weise die Rechenzeit um mehr als Faktor 12 gegenüber herkömmlicher, manueller Modellierung reduziert werden, wenn man dieselbe Abbildungsqualität annimmt (Abb. 7-14). Die gesamte Monte-Carlo Simulation wurde so in nur 2 Monaten auf einem Desktop PC durchgeführt. An der Iller konnte die Leistungsfähigkeit der Netzoptimierungsalgorithmen nochmals um ca. 30% gesteigert werden.

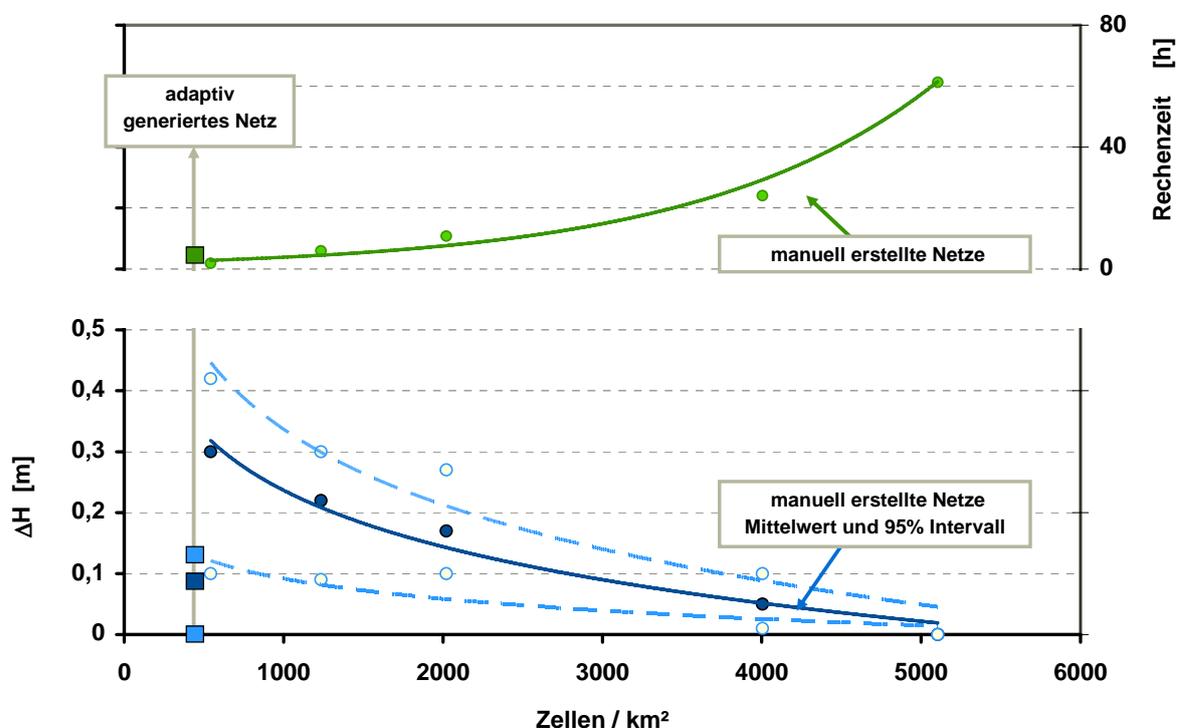


Abb. 7-14 Vorteile adaptiver Modellierung in der Fallstudie Elbe. Oben: Rechenzeit; Unten: mittlere Abweichung der Wasserspiegellagen gegenüber dem Modell mit der größten Zelldichte

8. Fazit und Ausblick

8.1. Ergebnisse der Fallstudie

Die beiden Fallstudien des PC-River Projektes haben sehr deutlich gezeigt, dass die oft angewandte Faustformel zur Genauigkeit für 2D-HN-Modell nur für den gebietsweiten Mittelwert gilt ($\sigma_{WSP} \sim 1$ bis 2 dm). Lokal sind Extremwerte von bis zu 0,6 m errechnet worden. Datenlage und lokale Gegebenheiten sind für diese Schwankungen verantwortlich.

In Kombination mit den Möglichkeiten probabilistischer Analysen lässt sich daher zeigen, dass das Sicherheitsniveau der Schutzbauwerke nicht gleichverteilt ist, obwohl alle Bauwerke den aktuellen Normungen entsprechen. Viele Bauwerke bieten außerordentlich hohe Sicherheitsreserven, während andere auf den ersten Blick vergleichbare Maßnahmen zum Sicherheitsrisiko werden können. Die Aufschlüsselung der Bedrohung in Versagensmechanismen ermöglicht eine wirtschaftliche Verbesserung der gesamten Schutzanlage durch lokale Maßnahmen.

Die Ermittlung von Verteilungsfunktionen für den Wasserspiegel konnte sehr effektiv mit Monte-Carlo Simulationen durchgeführt werden. Das Problem der sehr langen Rechenzeiten, die solche Untersuchungen bisher auf Großrechner limitierten, kann mit den in dieser Arbeit gezeigten Methoden umgangen werden. Mit adaptiven Algorithmen lässt sich eine große Menge Daten aus Naturuntersuchungen halbautomatisch in effiziente Rechennetze überführen, die einer vordefinierten Abbildungsqualität genügen. Rechengeschwindigkeiten lassen sich so auf einen Bruchteil reduzieren, ohne das zu große Abstriche an der Modellgenauigkeit hingenommen werden müssen. Die Berechnungen selbst können mit den bewährten, physikalisch begründeten Flachwassergleichungen durchgeführt werden. Der Einsatz vereinfachter empirischer Modelle wird damit vermieden.

Durch die weitgehende Automatisierung der Netzerstellung und der MC-Simulation lässt sich zusätzlich viel Zeit für Pre- und Postprocessing sparen, was die Anwendung dieser numerischen Werkzeugsammlung auch für Ingenieurbüros interessant macht.

8.2. Zukünftig Entwicklungen

Eine Reihe weiterer Anwendungs- und Verbesserungsmöglichkeiten eröffnen sich mit dem aktuellen Stand der Forschung.

Mit den Verbesserungen, wie sie in den Fallstudien gezeigt wurden, lassen sich auch andere Probleme des Hochwasserschutzes lösen. Im operationellen Einsatz sind bisher kaum 2D-Modelle zu finden, da die Rechenzeiten oftmals die Laufzeit eines

Hochwasserereignisses übersteigen. Mit der deutlichen Beschleunigung durch die adaptiven Methoden sind mittlerweile auch für größere Gebiete Rechenzeiten zu erreichen, die ein schnelles Nachrechnen aktueller Ereignisse ermöglichen (Deichbrüche, Verlegungen von Abflussquerschnitten). In Verbindung mit GIS, digitaler Luftaufklärung und Entscheidungsunterstützungssystemen kann somit präziser und schneller auf die neue Gefahrenlage reagiert werden.

Mit Hilfe der inzwischen weit fortgeschrittenen automatischen Klassifikation von Landnutzungsformen lässt sich in Zukunft mit tagesaktuellen Bildern die zur Prognose notwendige tatsächliche Nutzung der Ackerflächen bestimmen, ebenso wie der Waldzustand. Die Prognosequalität der Hochwasservorhersagezentralen kann so ebenfalls verbessert werden.

Eine automatische Kalibrierung ist auf Basis einer Monte-Carlo Simulation mit genetischen Algorithmen in gewissen Grenzen ebenfalls denkbar. Dabei kann das Projektgebiet noch viel feingliedriger kalibriert werden, als dies bei manueller Bearbeitung möglich ist. Ebenso ist eine jahreszeitlich aufgeschlüsselte Kalibrierung möglich.

An der Schnittstelle zu den geotechnischen Fragestellungen wird die Interaktion zwischen Bauwerk und Gewässer noch weitgehend separat betrachtet. Überströmen im hydraulischen Modell führt im Modell nicht automatisch zum Deichbruch und somit auch nicht zu den Entlastungseffekten für umliegende Schutzbauwerke.

Die Erforschung und statistischer Aufbereitung von selteneren lokalen Extremereignissen, Sturzfluten und Eisgang kann die Qualität der Versagenswahrscheinlichkeiten nochmals signifikant verbessern.

9. Literatur

- [AICHHOLZER, 1995] AICHHOLZER, O., AURENHAMMER, F., ALBERTS, D., & GARTNER, B. 1995. A novel type of skeleton for polygons. Inst. für Information Processing.
- [AKT, 2008] AKT. 2008. Flash Flood Kleine Emme. Stand: 10.12.2008 <http://alpin-kajak-team.ch/CMS/index.php?section=gallery&cid=11>
- [ALLSOP, 2007] ALLSOP, W. KORTENHAUS, A. MORRIS, & M. F. BUIJS, R. HASSAN, M. YOUNG N. DOORN J. VAN DER MEER P. VANGELDER M. DYER M. REDAELLI S. UTILY P. VISSER R. BETTESS D. LESNIEWSKA W. HORST. 2007. Failure Mechanisms for Flood Defence Structures. Report T04_06_01. HR Wallingford.
- [ANHALT, 2008] ANHALT, M. MEON, G. 2008. Risk-based procedure for design and verification of dam safety. Proceedings of the 4th International Symposium on Flood Defence, Toronto. S.154.
- [ARCEMENT, 1994] ARCEMENT, G.J., & SCHNEIDER, V.R. 1994. Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains. United States Geological Survey. Water-supply Paper 2339.
- [BACHMANN, 2007] BACHMANN, D., HUBER N.P. & KÖNGETER J. 2007. Multikriterielle Entscheidungsunterstützung zur Erstellung von Hochwasserisikomanagementplänen. Dresdner Wasserbauliche Mittelungen, 35, 85–94.
- [BAW, 2001] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (BAW). 2001. Erosionsstrecke der Elbe: Ergebnisse der Naturversuche zur Geschiebezugabe 1996 - 1999.
- [BAYERN, 2001] BAYERN, LANDESVERMESSUNGSAMT. 2001. CD: TOP 50 - Amtliche Topographische Karten - Bayern.
- [BEFFA, 2004] BEFFA, C. 2004. FLUMEN 2.0 - User Manual. www.fluvial.ch.
- [BEFFA, 2006] BEFFA, C. 2006. Integration von ein- und zweidimensionalen Abflussmodellen. Wasserbaukolloquium 2006: Strömungssimulation im Wasserbau Dresdener Wasserbauliche Mitteilungen Heft 32, 32.
- [BEFFA, 2008] BEFFA, C. 2008. Vorlesung Hydraulik II. ETH Zürich.

- [BENTLEY, 1979] BENTLEY, J.L., & OTTMANN, T.A. 1979. Algorithms for reporting and counting geometric intersections. IEEE Transactions on Computers, 100(28), 643–647.
- [BERGHAUS, 2004] BERGHAUS, H.K.W. 2004. Dr. Heinrich Berghaus' Physikalischer Atlas. HM Enzensberger.
- [BfG, 2003] BUNDESANSTALT FÜR GEWÄSSERKUNDE (BfG). 2003. Wasserhaushaltsverfahren zur Berechnung vieljähriger Mittelwerte der tatsächlichen Verdunstung und des Gesamtabflusses. Bericht BfG-1342.
- [BfG, 2005] BUNDESANSTALT FÜR GEWÄSSERKUNDE (BfG). 2005. Praxisorientierte und vielseitig nutzbare Fernerkundungseinsätze an der Elbe. Veranstaltungen 1/2005.
- [BRIESE, 2007] BRIESE, C., MANDLBURGER, G., & PFEIFER, N. 2007. Airborne Laser Scanning - High Quality Digital Terrain Modelling. GEO-Sibirien-2007. Novosibirsk. Russia. S.79–92
- [BROEDENBREKER, 2009] BROEDENBREKER, U. 2009. Dike Breach induced waterlevel uncertainties. M.Phil. thesis, IWS, UNI-STUTT GART.
- [CGAL, 2009] CGAL. 2009. Computational Geometry Algorithms Library (CGAL). Online Manual, Release 3.4. 22 January 2009.
- [CHOW, 1959] CHOW, V.-T. 1959. Open-channel hydraulics. Auckland. New Zealand.
- [CIGNONI, 1998] CIGNONI, P., MONTANI, C., & SCOPIGNO, R. 1998. A comparison of mesh simplification algorithms. Computers & Graphics. Vol. 22(1), S.37-54.
- [COURANT, 1959] COURANT, R., FRIEDRICHS, K., & LEWY, H. 1959. On the partial difference equations of mathematical physics. Dept. of Meteorology. University of California. Berkley. USA.
- [DEVROYE, 1996] DEVROYE, L. 1996. Random variate generation in one line of code. 28th conference on Winter simulation. Washington. USA S.265–272.
- [DIN1054, 2005] DIN 1054. 2005. Deutsches Institut für Normung eV. Beuth-Verlag Berlin.
- [DIN19700, 2005] DIN 19700. 2005. Teile 11-15. Deutsches Institut für Normung eV. Beuth-Verlag Berlin.

- [DIN19712, 2005] DIN 19712. 1997. Deutsches Institut für Normung eV. Beuth-Verlag Berlin.
- [DITSCHKE, 2005] DITSCHKE, D. 2005. Seminar: Numerische Simulationsmodelle für Fließgewässer. DWA.
- [DOUGLAS, 1973] DOUGLAS, D., & PEUKER, T. 1973. Algorithms for the reduction of the number of points, required to represent a digitised line or its caricature. The Canadian Cartographer. Vol 10. S.112-122.
- [DVWK, 1991] DVWK. 1991. Hydraulische Berechnung von Fließgewässern. Parey. Hamburg
- [DVWK, 1999] DVWK. 1999. Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Vol. 251.
- [DWA, 2008] DWA. 2008. Erschließung und Einbeziehung historischer Informationen für die Ermittlung extremer Hochwasserabflüsse : Fallbeispiele und Empfehlungen. DWA-Themen. Bad Hoenf.
- [DWA, 2007] DWA, WW-4.3. 2007. Deiche an Fließgewässern, DWA M-507 (Entwurf). DWA. Bad Hoenf.
- [EEA, 2006] EEA. 2006. The thematic accuracy of Corine land cover 2000. European Environment Agency.
- [EINSTEIN, 1952] EINSTEIN, H.A., & BARBAROSSA, N.L. 1952. River channel roughness. American Society of Civil Engineers.
- [ENGELUND, 1966] ENGELUND, F. 1966. Hydraulic resistance of alluvial streams. Journal of the Hydraulics Division. Vol. 98. S. 315–326.
- [FAULHABER, 1998] FAULHABER, P. 1998. Entwicklung der Wasserspiegel- und Sohlenhöhen in der deutschen Binneneibe innerhalb der letzten 100 Jahre - Einhundert Jahre „Elbstromwerk “. Gewässerschutz im Einzugsgebiet der Eibe. 8. Magdeburger Gewässerschutzseminar. S. 217–220.
- [FAULHABER, 2000] FAULHABER, P. 2000. Veränderung hydraulisch-morphologischer Parameter der Eibe. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau. Vol. 82. S.97-117.
- [FERRY-BORGES, 1971] FERRY-BORGES, J., & CASTENHETA, M. 1971. Structural Safety. Laboratoria Nacional de Engenharia Civil. Lisabon. Portugal.

- [FORTUNE, 1987] FORTUNE, S. 1987. A sweepline algorithm for Voronoi diagrams. *Algorithmica*, Vol. 2(1). S. 153-174.
- [FRIETSCH, 2000] FRIETSCH, G. UND SCHERFKE, M. 2000. Color-Infrarot-(CIR)-Biotoptypen- und Landnutzungskartierung. Sächsisches Landesamt f. Umwelt und Geologie.
- [GENESIS, 2009A] GENESIS. 2009a. Land- und Forstwirtschaft, Fischerei, GENESIS-Online Datenbank. Bayern.
- [GENESIS, 2009B] GENESIS. 2009b. Land- und Forstwirtschaft, Fischerei, GENESIS-Online Datenbank. Sachsen.
- [GÖPFERT, 2006] GÖPFERT, J., & HEIPKE, C. 2006. Assessment of LiDAR DTM accuracy in coastal vegetated areas. *International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, Vol. 36(3), S. 79-85.
- [HARTLIEB, 2006] HARTLIEB, A. 2006. Modellversuche zur Rauheit durch- bzw. überströmter Maisfelder. *Wasserwirtschaft*, Vol. 03(03), S.38-40.
- [HECKBERT, 1997] HECKBERT, P.S., & GARLAND, M. 1997. Survey of Polygonal Surface Simplification Algorithms. *Multiresolution Surface Modeling Course, SIGGRAPH '97*.
- [HEINEMANN, 2003] HEINEMANN, E. FELDHAUS, R. 2003. *Hydraulik für Bauingenieure*. BG Teubner Verlag.
- [HEIPKE, 2006] HEIPKE, I.C., LOHRNANN, I.P., BRZANK, D.I.A., & GÖPFERT, D.I.J. 2006. KFKI-Projekt „Laserscan6“.
- [HELMS, 1999] HELMS, M., BELZ, S., & IHRINGER, J. 1999. Analyse und Simulation von Abflusszeitreihen der Elbe. *Fachtagung Elbe–Dynamik und Interaktion von Fluss und Aue, Wittenberge*, Vol. 4(7.5).
- [HELMS, 2002] HELMS, M., IHRINGER, J., & NESTMANN, F. 2002. Analyse und Simulation des Abflussprozesses der Elbe. *Morphodynamik der Elbe*, Inst. F. Wasserbau. UNI Karlsruhe. S.91-202.
- [HOHENBICHLER, 1983] HOHENBICHLER, M., & RACKWITZ, R. 1983. First-order concepts in system reliability. *STRUCTURAL SAFETY*, Vol.1(3), S. 177-188.
- [HORLACHER, 2005] HORLACHER, H.-B. 2005. Analyse der Deichbrüche an Elbe und Mulde während des Hochwassers im Bereich Sachsen. TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik.

- [IKG, 2008] IKG. 2008. Vorlesung GISII. Liniengeneralisierung. Institut für Kartographie und Geoinformatik. Universität Hannover.
- [IKSE, 2004] IKSE. 2004. Dokumentation des Hochwassers vom August 2002 im Einzugsgebiet der Elbe. Internationale Kommission zum Schutz der Elbe.
- [IKSE, 2007] IKSE. 2007. Hydrologische Auswertung des Frühjahrs-hochwassers 2006 im Einzugsgebiet der Elbe. Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (IKSE), Magdeburg.
- [JAMESON, 1981] JAMESON, A., SCHMIDT, W., & TURKEL, E. 1981. Numerical solutions of the Euler equations by finite volume methods using Runge-Kutta time-stepping schemes. AIAA paper No. 1259.
- [JENKS, 1989] JENKS, G.F. 1989. Geographic logic in line generalization. Cartographica: The International Journal for Geographic Information and Geovisualization. Vol. 26(1). S. 27–42.
- [JENSEN, 2007] JENSEN, J. UND FRANK, T. 2007. Anwendung probabilistischer Verfahren für Extremereignisse mit sehr kleinen Eintrittswahrscheinlichkeiten. Dresdner wasserbauliche Mitteilungen. Vol. 35. Dresden.
- [JIRKA, 2001] JIRKA, G.H. 2001. Hydromechanik. Institut für Hydromechanik, Universität Karlsruhe.
- [KALUZA, 2009] KALUZA, T. 2009. Einfluss der Bewuchsentwicklung auf das Abflussverhalten in Fließgewässern. Wasserwirtschaft, Vol. 4, S. 29–32.
- [KORTENHAUS, 2002] KORTENHAUS, A. & OUMERACI, H. 2002. Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche (ProDeich). Bericht Nr. 877. Leichtweiss-Institut für Wasserbau. Technische Universität Braunschweig.
- [KRON, 2009] KRON, W. 2009. Überschwemmungsüberraschung: Sturzfluten und Überschwemmungen fernab von Gewässern. Wasserwirtschaft. Vol. 6.
- [LfU, 2003] LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (LfU). 2003. Hydraulik naturnaher Fließgewässer. Teil 3 - Rauheits- und Widerstandsbeiwerte für Fließgewässer in Baden-Württemberg. Oberirdische Gewässer, Vol. 78.

- [LUBW, 2006] LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (LFU). 2006. KLIWA – Klimaveränderung und Wasserwirtschaft, Auswirkungen auf die Wasserwirtschaft in Süddeutschland.
- [LHWZ, 2004] SÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR UMWELT UND GEOLOGIE (LHWZ), LANDESHOCHWASSERZENTRUM. 2004. Ereignisanalyse des Hochwasser August 2002 in den Osterzgebirgsflüssen..
- [LOHNINGER, 2008] LOHNINGER, H. 2008. Grundlagen der Statistik. <http://www.statistics4u.info/fundstat/> . 29.04.2009
- [MALCHEREK, 2001] MALCHEREK, A. 2001. Hydromechanik der Fließgewässer. Inst. für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen. Hannover.
- [MALCHEREK, 2004] MALCHEREK, A. 2004. Numerische Methoden der Stromungsmechanik. Lecture notes. Bundesanstalt für Wasserbau, Hamburg. Germany
- [MERKEL, 2009] MERKEL, U. MÖLLMANN, A. HUBER M. 2009. Probabilistische Analyse von Flussdeichen für die Praxis. Hydrologie und Wasserbewirtschaftung. Vol. 3.
- [MERKEL, 2007] MERKEL, U., A. KRON P. OBERLE. 2007. Combined 1- and 2-dimensional numerical modelling techniques for operational flood simulation in complex river systems - Case study "Middle Elbe" In: Special Aspects of Urban Flood Management (Aqua Terra Conference 2007, Amsterdam). Hamburger Wasserbau-Schriften, Vol.7, S.241-264.
- [MERKEL, 2006] MERKEL, U. 2006. Optimierte 2D-HN Modelle für Operationelles Hochwassermanagement. RIMAX-Jungwissenschaftlertreffen. Dresden.
- [MÖLLMANN, 2008] MÖLLMANN, A. HUBER, M. VERMEER P.A. 2008. Risikobasierte Bemessung von Flussdeiche. 3. Symposium Sicherung von Dämmen. Deichen und Stauanlagen. Siegen. S.26-28.
- [MÖLLMANN, 2009A] MÖLLMANN, A. 2009a. Probabilistische Untersuchung von Hochwasserschutzdeichen mit analytischen Verfahren und der Finiten Elemente Methode. Mitteilung 64. Institut für Geotechnik. Universität Stuttgart.
- [MÖLLMANN, 2009B] MÖLLMANN, A. MERKEL, U. HUBER M. WESTRICH B. VERMEER P. 2009b. Abschlussbericht BMBF-RIMAX Projekt 30: PCRIVER. Inst. f. Wasserbau. Universität Stuttgart.

- [MOSIMANN, 2001] MOSIMANN, E. 2001. Weidemanagement mit Messung der Grashöhe. UFA-Revue, Vol. 4.
- [MOSIMANN, 1999] MOSIMANN, E. TROXLER, J. MÜNGER A. VOGEL R. 1999. Schätzung des Futterertrages durch Messung der Pflanzenhöhe. Agrarforschung, Vol. 5, S.189-192.
- [MUDELSEE, 2004] MUDELSEE, M., BÖRNGEN, M., TETZLAFF, G., & GRÜNEWALD, U. 2004. Extreme floods in central Europe over the past 500 years: Role of cyclone pathway „Zugstrasse Vb“. J. Geophys. Res. Vol. 109.
- [NAUDASCHER, 1992] NAUDASCHER, E. 1992. Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. Springer-Verlag.
- [NEBEL, 2008] NEBEL, B. 2008. Die Brückeneinstürze im Jahre 1784. http://www.bernd-nebel.de/bruecken/4_desaster/1784/1784.html. Stand: 17.03.2008.
- [OBERLE, 2007] OBERLE, P., & MERKEL, U. 2007. Urban Flood Management-Simulation Tools for Decision Makers. Advances in Urban Flood Management, Vol. 91.
- [POHL, 2008] POHL, R. 2008. Ermittlung von Bemessungs- und Extremwasserständen auf Grund von langjährigen und historischen Datenreihen. Beiträge zum Fachkolloquium „Extremereignisse in der Wasserwirtschaft“. Reihe der Berichte des Fachgebiets Wasserbau und Wasserwirtschaft. Vol. 19.
- [SACHSEN, 1999] SACHSEN, LANDESVERMESSUNGSAMT. 1999. CD: TOP 50 - Amtliche Topographische Karten - Sachsen.
- [SCHAEFER, 1848] SCHAEFER, W. 1848. Chronik der Dresdener Elbbrücke, nebst den Annalen der größten Elbfluthen von der frühesten bis auf die neueste Zeit. Adler & Dietze.
- [SCHNEIDER, 1994] SCHNEIDER, J., & SCHLATTER, H.P. 1994. Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen: Grundwissen für Ingenieure. Verl. der Fachvereine. Teubner.
- [SCHNEIDER, 2008] SCHNEIDER, W. 2008. Bautabellen für Ingenieure : mit Berechnungshinweisen und Beispielen. 18. Aufl. edn. Köln: Werner Schneider, Klaus-Jürgen [Begr.] ; Goris, Alfons [Hrsg.] ; Albert, Andrej.

- [SELLMEIJER, 1988] SELLMEIJER, J.B. 1988. On the mechanism of piping under impervious structures. LGM-Medelingen. Vol. 96.
- [SHEWCHUK, 1996] SHEWCHUK, J.R. 1996. Triangle: Engineering a 2D quality mesh generator and Delaunay triangulator. Lecture Notes in Computer Science, Report 1148, S.203-222.
- [SHEWCHUK, 2002] SHEWCHUK, J.R. 2002. Delaunay refinement algorithms for triangular mesh generation. Computational Geometry: Theory and Applications, Vol. 22(1-3), S.21–74.
- [SIMON, 2005] SIMON, M. 2005. Die Elbe und ihr Einzugsgebiet. Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (IKSE).
- [SKIENA, 2008] SKIENA, S. S. 2008. The Algorithm Design Manual. 2. Auflage. Springer, Berlin.
- [SPEARMAN, 1987] SPEARMAN, C. 1987. The proof and measurement of association between two things. The American journal of psychology. S.441–471.
- [STEENBERGEN, 2004] STEENBERGEN, H., LASSING, BL, VROUWENVELDER, A., & WAARTS, PH. 2004. Reliability analysis of flood defence systems. Heron, Vol. 49(1), S. 51–73.
- [UMWELTAMT, 2008] UMWELTAMT DRESDEN. 2008. Bericht HQ₁₀₀. Stadt Dresden.
- [VANONI, 1967] VANONI, V.A., & HWANG, L. 1967. Relation between bed forms and friction in streams. WM Keck Laboratory of Hydraulics and Water Resources. California Institute of Technology. USA.
- [VANRIJN, 1982] VANRIJN, L.C. 1982. Prediction of bed forms, alluvial roughness and sediment transport: Delft Hydraulics Laboratory. REuromech Conference Sediment Transport, Istanbul, Turkey.
- [VENKATA, 2008] VENKATA, Y. 2008. Impact of bed forms on water level in alluvial channel. M.Phil. thesis. Institut für Wasserbau. Universität Stuttgart.
- [VRIJLING, 2001] VRIJLING, J.K. 2001. Probabilistic Design of water defence systems in The Netherlands. Reliability Engineering and System Safety, Vol. 74, S. 337-344.
- [YU, 2003] YU, G., & LIM, S.Y. 2003. Modified Manning formula for flow in alluvial channels with sand-beds. Journal of Hydraulic Research, Vol. 41(6), S.597–608.

10. Anhang: Übersichtspläne der Fallstudien

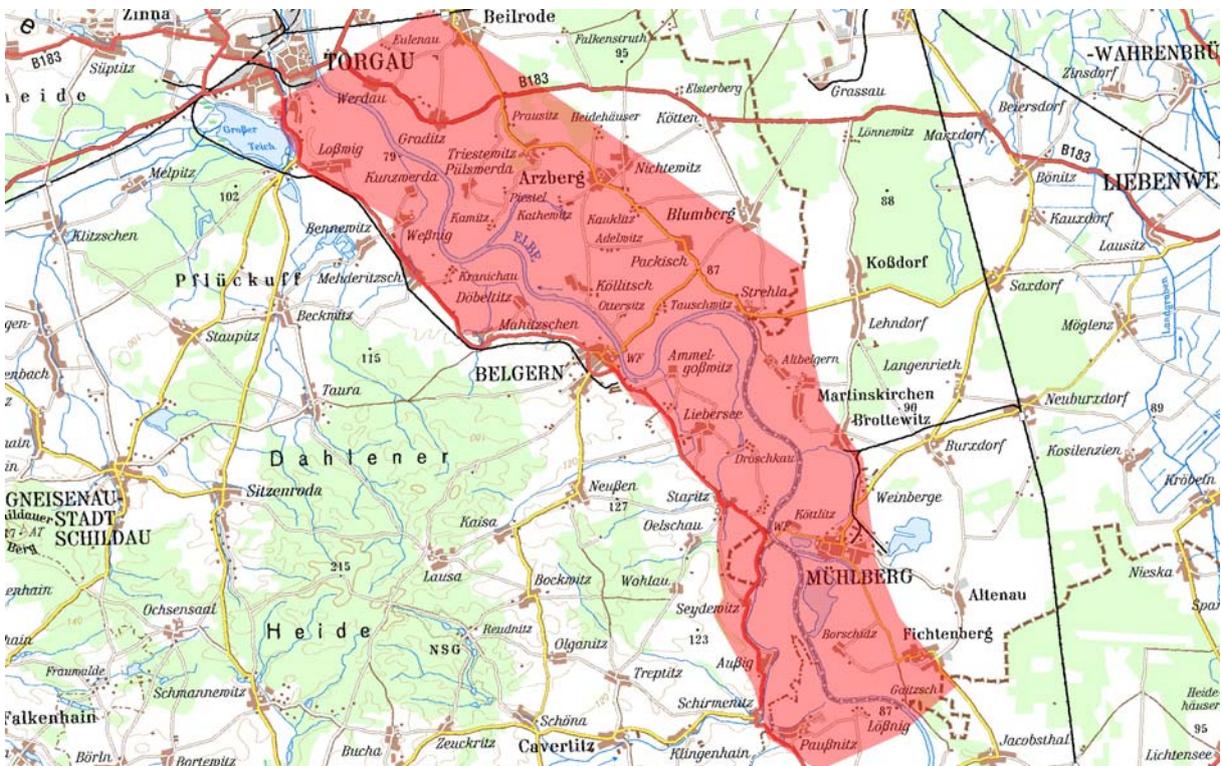
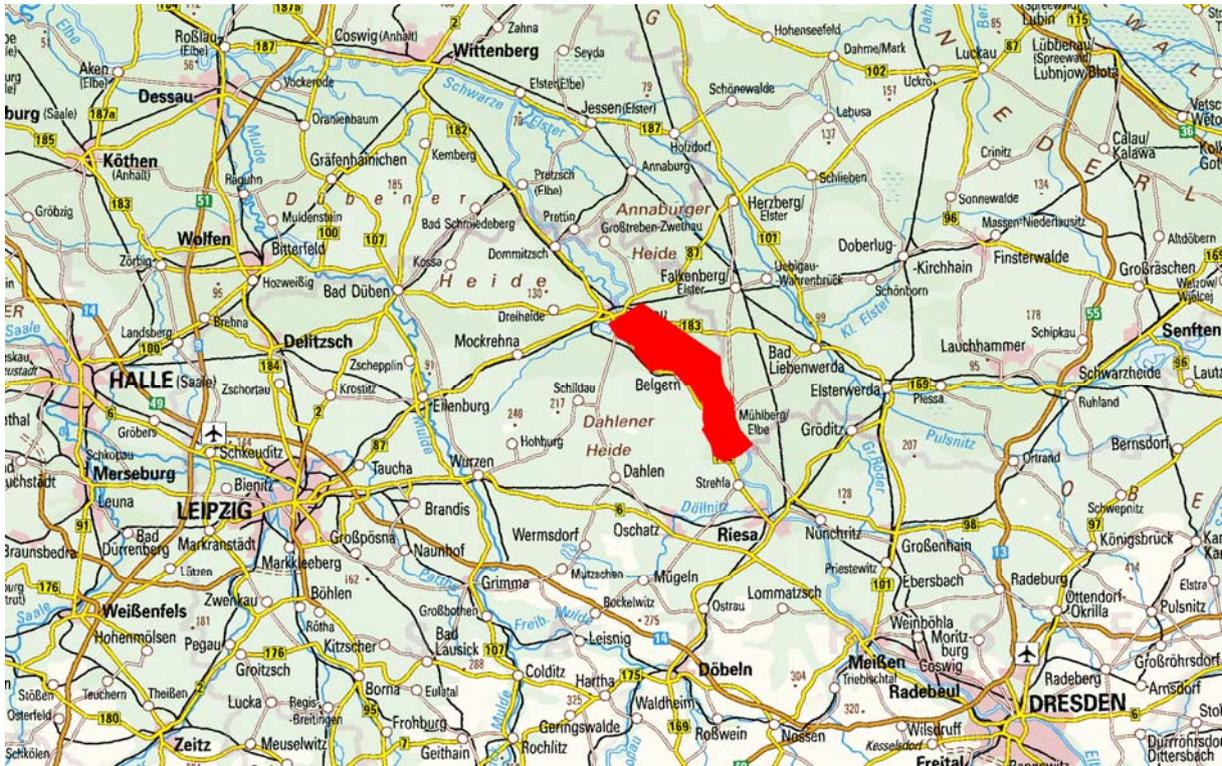


Abb. 10-1 Elbe km 120 bis km 154 (Torgau), TK1000 & TK200 (SACHSEN, 1999)



Abb. 10-2 DHM Fallstudie Elbe: Relief mit Bruchkanten (Straßendämme, Gewässer, Böschungen); Rote Linien: Integrierte Deichstrecken



Abb. 10-3 Orthofotos Fallstudie Elbe mit Bruchkanten (Straßendämme, Gewässer, Böschungen); Rote Linien: Integrierte Deichstrecken

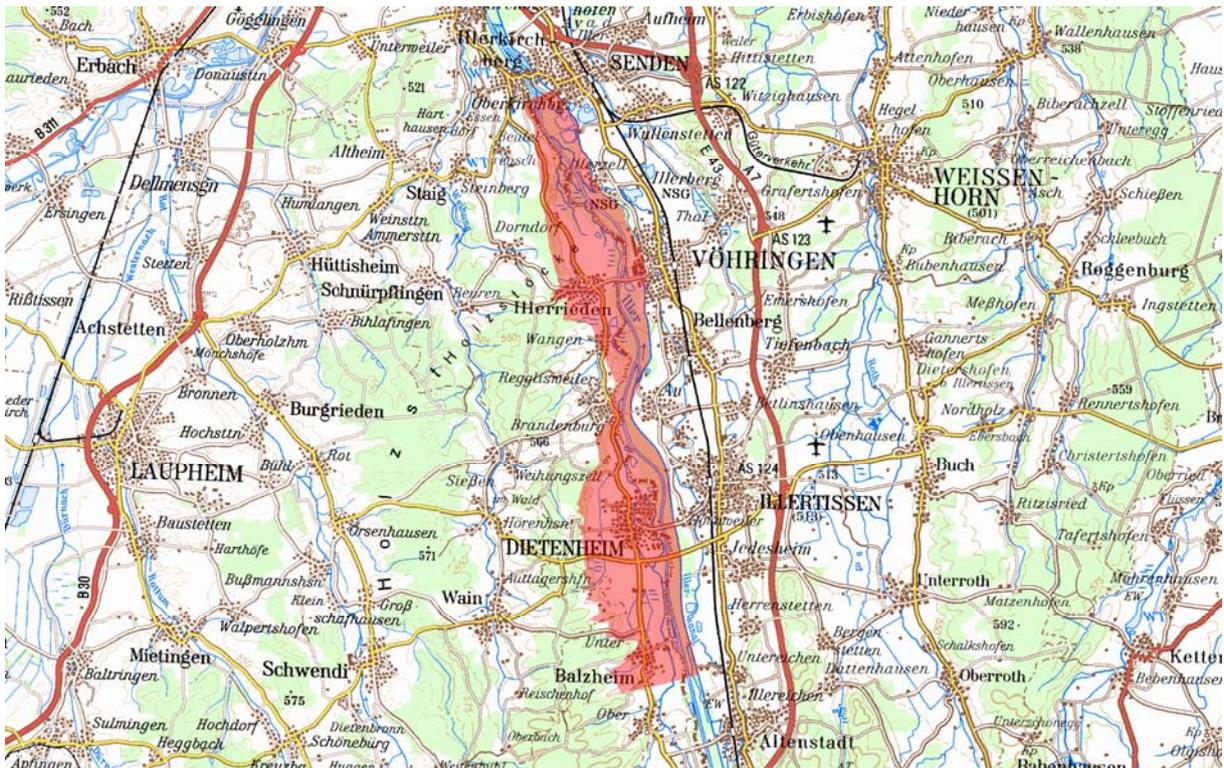
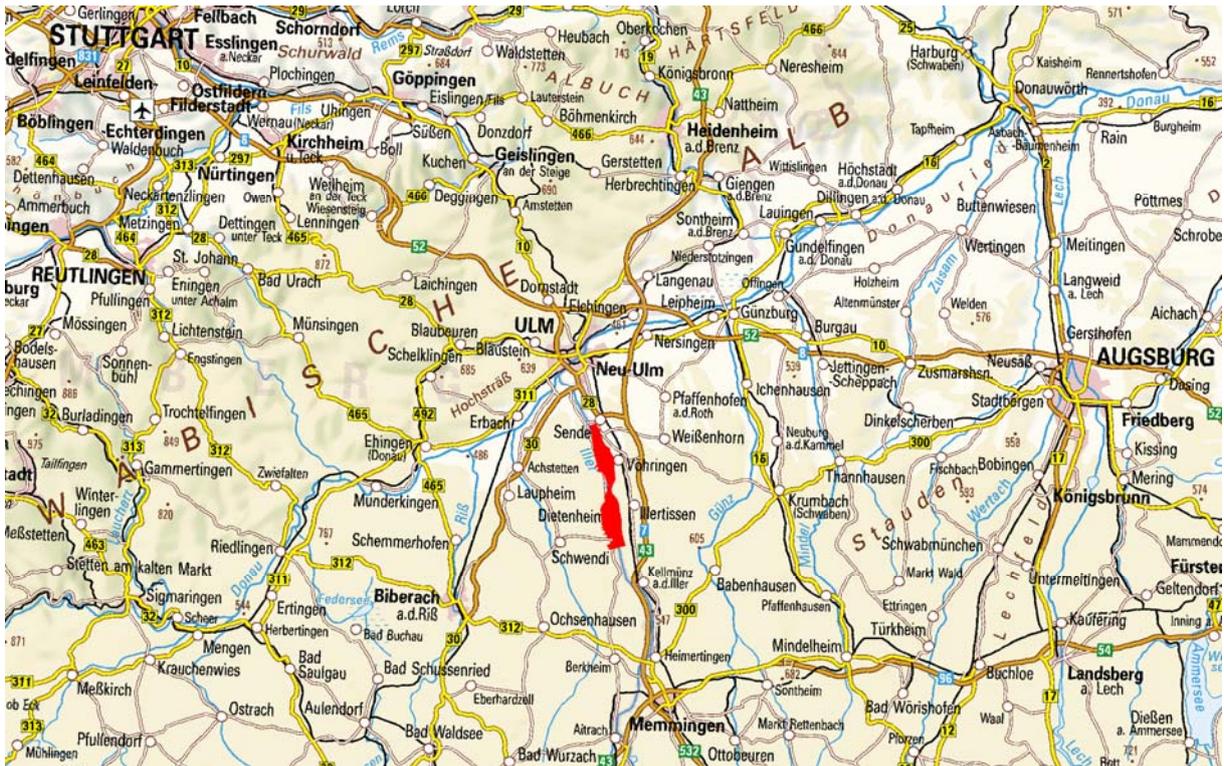


Abb. 10-4 Iller km 27 bis km 9 (Senden); TK1000 & TK200 (aus BAYERN, 2001)

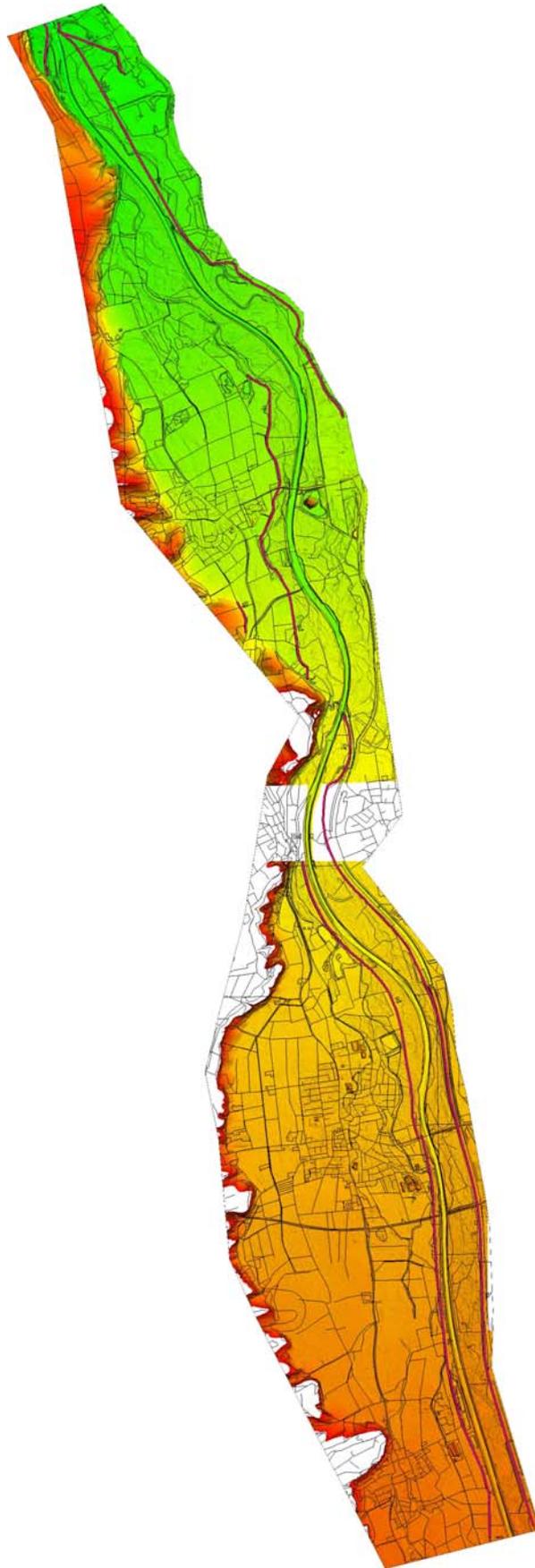


Abb. 10-5 DHM Fallstudie Iller: Relief mit Bruchkanten (Straßen, Gewässer, Böschungen); Magenta: Überarbeitete Deichstrecken

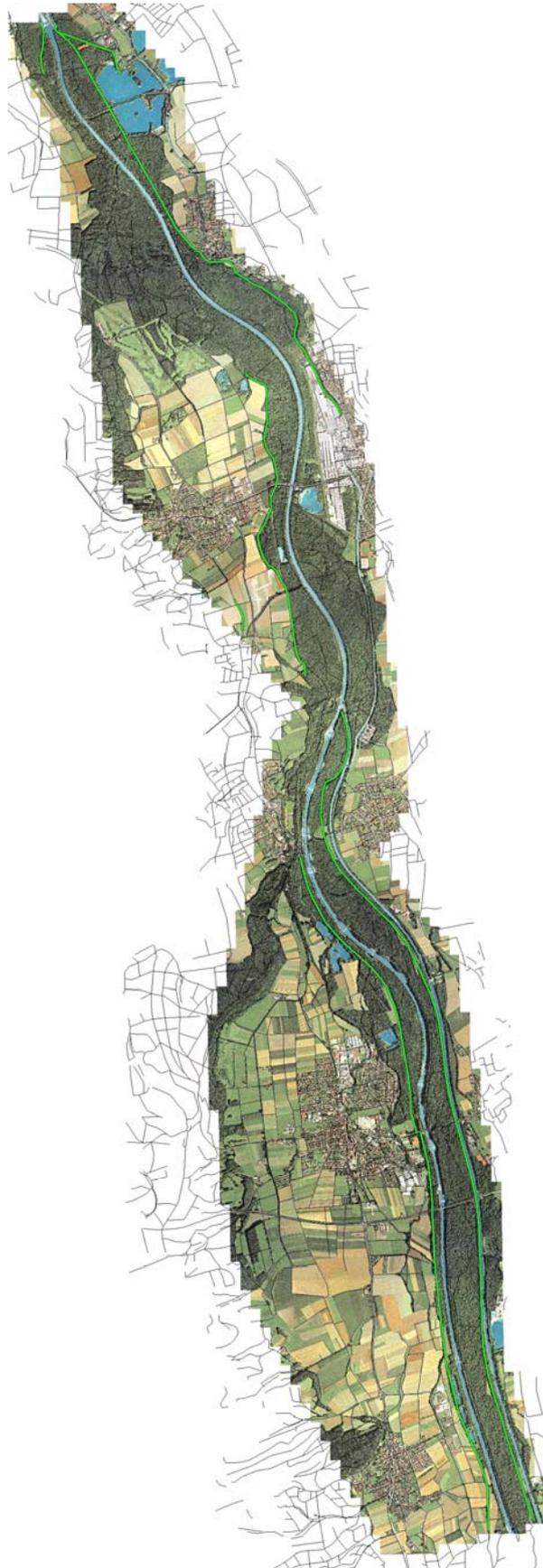
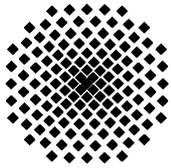


Abb. 10-6 Orthofotos Iller [Quelle: maps.google.de]. Grüne Linien: Überarbeitete Deichstrecken.



Institut für Wasserbau Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 61
70569 Stuttgart (Vaihingen)
Telefon (0711) 685 - 64717/64749/64752/64679
Telefax (0711) 685 - 67020 o. 64746 o. 64681
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. Silke Wieprecht

Vorstand (Stand 01.04.2009)

Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. A. Bárdossy
Prof. Dr.-Ing. R. Helmig
Prof. Dr.-Ing. S. Wieprecht
Jürgen Braun, PhD
Dr.-Ing. H. Class
Dr.-Ing. S. Hartmann
Dr.-Ing. H.-P. Koschitzky
PD Dr.-Ing. W. Marx
Dr. rer. nat. J. Seidel

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

Leiter: Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht
Stellv.: PD Dr.-Ing. Walter Marx, AOR

Versuchsanstalt für Wasserbau

Leiter: Dr.-Ing. Sven Hartmann, AOR

Lehrstuhl für Hydromechanik und Hydrosystemmodellierung

Leiter: Prof. Dr.-Ing. Rainer Helmig
Stellv.: Dr.-Ing. Holger Class, AOR

Lehrstuhl für Hydrologie und Geohydrologie

Leiter: Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. András Bárdossy
Stellv.: Dr. rer. nat. Jochen Seidel

VEGAS, Versuchseinrichtung zur Grundwasser- und Altlastensanierung

Leitung: Jürgen Braun, PhD
Dr.-Ing. Hans-Peter Koschitzky, AD

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 Flächen-tragwerke unter besonderer Berücksichtigung ebener Stauwände, mit Hilfe von Randwert- 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; Gesteungskosten 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 Binnenschifffahrt 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 Binnenschifffahrt 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 Gál, 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; Gál, 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 Binnenschifffahrt durch Schwimmerhebwerke*, 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; Gál, 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 rotations-symmetrisch 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 seegangbelasteter 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 horizontalebene 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 Schußbrinnen 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 Klufdaten zur realitätsnahen Generierung von Klufnetzen 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: *Versucheinrichtung 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 Karst-aquiferen 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, ISBN 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 instationärer 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
- 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 Porous 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 Flusstauhaltungen*, 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: Upscaling, 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 Sub-surface - 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, 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 Hochwasserrückhaltebecken-systemen*, 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; Stuhmann, 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 eingeeerdeter 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 3-933761-57-3
- 155 Bielinski, Andreas: *Numerical Simulation of CO₂ 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; Stuhmann, 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; Stuhmann, 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 CO₂ 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 CO₂ 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 modeling 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 Hochwasserabflusserignissen*, 2010, ISBN 978-3-933761-94-1
- 191 Merkel, Uwe: *Unsicherheitsanalyse hydraulischer Einwirkungen auf Hochwasserschutzdeiche und Steigerung der Leistungsfähigkeit durch adaptive Strömungsmodellierung*, 2010, ISBN 978-3-933761-95-8

Die Mitteilungshefte ab der Nr. 134 (Jg. 2005) stehen als pdf-Datei über die Homepage des Instituts: www.iws.uni-stuttgart.de zur Verfügung.