

Optimierung des Mitteleinsatzes
für Hochwasserschutzmaßnahmen
an Fließgewässern im urbanen Raum

Lutz Feldmann

Optimierung des Mitteleinsatzes
für Hochwasserschutzmaßnahmen
an Fließgewässern im urbanen Raum

Von der Fakultät für Umweltwissenschaften und Verfahrenstechnik
der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus zur Erlangung des
akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs
genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Diplom-Ingenieur
Lutz Feldmann

aus Wiehl

Gutachter: Universitätsprofessor Dr. rer. nat. habil. U. Grünewald
Gutachter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. W. Kudla
Gutachter: Professor Dr.-Ing. habil. R. Pohl

Tag der mündlichen Prüfung: 03. Juli 2009

Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand in den Jahren 2004 bis 2008 und ist maßgeblich beeinflusst von meinen Tätigkeiten zum Hochwasserschutz an der Vereinigten Weißeritz in Dresden nach dem Hochwasser im August 2002. Die Forderung nach ganzheitlichen Betrachtungen und die Vielzahl zu berücksichtigender Randbedingungen machen die Planung von wirtschaftlichen Hochwasserschutzmaßnahmen zu einer komplexen Aufgabe. Darüber hinaus ist die Variantenstudie mit hydraulischer Modellierung und belastbarer Kostenermittlung ein zeit- und kostenintensiver Prozess. Mit vorliegender Arbeit wird ein Planungswerkzeug entwickelt, das den Ingenieur in der Ausarbeitung optimaler Planungen unterstützt und so einen Beitrag zur wirtschaftlichen Mittelverwendung leistet.

Herrn Professor U. Grünewald danke ich für die motivierende Diskussionsbereitschaft, die entgegenkommende Unterstützung und die Übernahme des Hauptreferates. Für die gute fachliche Betreuung, die wertvollen Anregungen und die Übernahme der Korreferate danke ich Herrn Professor W. Kudla und Herrn Professor R. Pohl gleichermaßen.

Der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, im Besonderen Frau B. Lange und dem Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden, im Besonderen Herrn T. Jakob, danke ich für die Bereitstellung von Unterlagen und Daten. Der Praxisbezug dieser Arbeit konnte dadurch wesentlich verbessert werden.

Ein besonderer Dank gilt auch meinen ehemaligen Kollegen Herrn Dr. G. Hensel, Herrn S. Hommel, Herrn Dr. J. Schramm und Herrn T. Knoblauch für die vielen fruchtbaren Diskussionen, die wertvolle Unterstützung und die herzlichen Bestärkungen. Herrn A. Richter danke ich, der mit seinem tatkräftigen Engagement – und der unermüdlichen Unterstützung von Frau R. Guhr – einen wichtigen Beitrag für diese Arbeit geleistet hat.

Bei Frau M. Heinrichs und Frau C. Hoppe bedanke ich mich für die kompetente Hilfe.

Ganz herzlich danken möchte ich meinen Eltern, die durch vielfältige Entlastung und ihre Unterstützung wesentlich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Abstract

The design of large-scale flood-protection systems for urban rivers is a complex task with many variables and constraints to consider. To evaluate a design, river hydraulics must be computed and costs for flood-protection measures must be calculated in detail. Finding economical solutions is a time-consuming and costly process. In this dissertation an automatic optimization system is described, which enables an engineer to design cost-efficient solutions for defined levels of urban river flood protection. The automatic optimization process is similar to that of the conventional, manual design process, and analyzes input variables iteratively. Each iteration builds a flood-protection system by combining flood-protection measures, computes the water surface, and evaluates the system by determining investment costs for the chosen flood-protection measures. Throughout the optimization process, which is controlled by an optimization algorithm based on Evolutionary Strategies, costs are minimized.

To increase flood protection, changes in the height of river banks and protective walls, the width, the depth and the slope of the channel, and the height of bridges are considered. To vary these parameters automatically, parameterization approaches are applied, which connect the optimization algorithm with the one-dimensional hydraulic river model. Cost-functions are developed and applied to rate each flood-protection system by calculating the investment costs required to realize runoff without flooding.

Several test cases are used to analyze the performance of the automatic optimization system. It is shown, that the automatic optimization system solves given problems well and generates realistic, natural river designs. By applying the automatic optimization system to a known problem taken from literature, the correct solution is found in a reasonable computing time. Further the automatic optimization system is applied to a real-world problem. The computed results compare well with the conventionally generated solutions, however, investment costs can be reduced significantly.

Once the automatic optimization system is configured to a problem, it generates detailed and reliable solutions automatically. This allows a comprehensive analysis of how discharge, freeboard and other boundary conditions affect the costs. The comparable data supports the decision-making process and the economical expenditure of financial resources. The evaluation of flood-protection systems can be extended further to consider ecological interests, for example. To determine long-term operating efficiency, annualized maintenance costs can be considered as well.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Einführung in die Thematik	1
1.2	Fragestellungen und Ziele	3
1.3	Stand der Technik	5
1.4	Vorgehensweise bei Aufbau und Anwendung des Optimierungssystems	8
2	Einsparpotenziale	9
2.1	Vorbemerkungen	9
2.2	Planungsprozess am Beispiel der Vereinigten Weißeritz	9
2.2.1	Das Hochwasserereignis	9
2.2.2	Grundlagenermittlung und Vorplanung: Hochwasserschutzkonzept	10
2.2.3	Entwurfs-, Genehmigungs- und Ausführungsplanung	10
2.3	Beispiele für Einsparpotenziale	11
2.3.1	Vorüberlegungen	11
2.3.2	Hydraulische Randbedingungen	12
2.3.2.1	Beispiel	12
2.3.2.2	Hervorgerufene Problematik	12
2.3.2.3	Bemerkung	13
2.3.3	Ufermauern mit und ohne Natursteinverblendung	14
2.3.3.1	Beispiel	14
2.3.3.2	Hervorgerufene Problematik	14
2.3.3.3	Bemerkung	17
2.3.4	Auswirkung der Bemessungsgrößen auf die Kosten	17
2.3.4.1	Beispiel	17
2.3.4.2	Hervorgerufene Problematik	18
2.3.4.3	Bemerkung	18
2.3.5	Variantenspektrum	20
2.3.5.1	Beispiel	20
2.3.5.2	Hervorgerufene Problematik	20
2.3.5.3	Bemerkung	20
2.3.6	Feinabstimmung	21
2.3.6.1	Beispiel	21
2.3.6.2	Hervorgerufene Problematik	21
2.3.6.3	Bemerkung	21
3	Optimierungssystem	23
3.1	Vorbemerkungen	23
3.2	Planungsziele	23
3.3	Übersicht und Optimierungsaufgabe	24
3.4	Hydraulisches Modell	27

3.5	Variantenbildung	28
3.5.1	Notwendigkeit der Parametrisierung	28
3.5.2	Abbilden eines Gewässers mit Bézierkurven	29
3.5.3	Anpassen der Querprofile für den Planzustand	31
3.6	Variantenbewertung	34
3.6.1	Vorbemerkung	34
3.6.2	Ermittlung der Kosten	35
3.7	Optimierungsalgorithmus	47
3.7.1	Allgemein	47
3.7.2	Derandomized Evolutionary Strategy	48
3.8	Auswertung von Optimierungsläufen	52
4	Testfälle	53
4.1	Vorbemerkungen	53
4.2	Zugrunde liegendes Gerinne	53
4.3	Testfall Brücke: Optimierung der Sohlenhöhen	55
4.3.1	Zielstellung und Randbedingungen	55
4.3.2	Manueller Lösungsversuch	56
4.3.3	Automatische Optimierung	56
4.3.3.1	Ausgeführte Optimierungsläufe	56
4.3.3.2	Optimierungsergebnis	60
4.3.4	Bewertung des Optimierungsergebnisses	65
4.4	Testfall Gebäude: Optimierung der Gerinnebreiten	65
4.4.1	Zielstellung und Randbedingungen	65
4.4.2	Optimierungsergebnisse ohne Hindernis	66
4.4.3	Optimierungsergebnisse mit Hindernis	69
4.4.3.1	Übersicht der ausgeführten Optimierungsläufe	69
4.4.3.2	Parametrisierung des rechten Ufers mit elf Bézierpunkten	69
4.4.3.3	Parametrisierung des rechten Ufers mit sieben Bézierpunkten	77
4.4.4	Bewertung der Optimierungsergebnisse	77
4.5	Testfall hydraulisch günstiger Fließquerschnitt	81
4.5.1	Zielstellung und Randbedingungen	81
4.5.2	Optimierungsergebnisse	82
4.5.3	Bewertung des Optimierungsergebnisses	84
5	Anwendungsbeispiele	85
5.1	Vorbemerkungen	85
5.2	Modellaufbau und Randbedingungen	86
5.3	Optimierungsergebnisse	91
5.3.1	Anwendungsbeispiel A: Optimierung der Sohlenhöhen, Brückenanhebungen als zusätzliche Freiheitsgrade	91
5.3.2	Anwendungsbeispiel B: Optimierung der Sohlenhöhen, keine Brückenanhebung	98
5.3.3	Anwendungsbeispiel C: Optimierung der Sohlenhöhen und Gerinnebreiten, Brückenanhebungen als zusätzliche Freiheitsgrade	102
5.4	Vergleich und Bewertung der Optimierungsergebnisse	108
5.4.1	Anwendungsbeispiele	108
5.4.2	Anwendungsbeispiele und Studie <i>Weißeritz 400</i>	110
5.4.2.1	Vorbemerkung	110
5.4.2.2	Zugrunde liegende Istzustände	111

5.4.2.3	Anwendungsbeispiel A im Vergleich mit Variante 2	113
5.4.2.4	Anwendungsbeispiel B im Vergleich mit Varianten 3 und 4 . . .	114
5.4.3	Anwendungsbeispiele und <i>Risiko- und Tauglichkeitsanalyse</i>	120
5.4.3.1	Vorbemerkung	120
5.4.3.2	Zugrunde liegende Istzustände	121
5.4.3.3	Anwendungsbeispiel C im Vergleich mit <i>Risiko- und Tauglichkeitsanalyse</i>	123
6	Empfehlungen für die Ingenieurpraxis	127
6.1	Vorbemerkungen	127
6.2	Hydraulisches Modell	127
6.3	Variantenbildung	129
6.4	Variantenbewertung	131
6.4.1	Allgemein	131
6.4.2	Kosten-Nutzen-Betrachtungen	131
6.5	Optimierungsalgorithmus	134
7	Zusammenfassung und Ausblick	137
7.1	Zusammenfassung	137
7.2	Ausblick	139
	Literaturverzeichnis	141
	Abbildungsverzeichnis	146
	Tabellenverzeichnis	153
	Verzeichnis der mathematischen Symbole und Abkürzungen	154
A	Kostenfunktionen	161
A.1	Vorgehensweise	161
A.2	Ufermauern	163
A.2.1	Annahmen	163
A.2.2	Entwurf der Ufermauer	165
A.2.3	Zusammenhänge zwischen Eingangsgrößen und Mauerabmessungen . . .	165
A.2.4	Kostenfunktion für Ufermauern	169
A.2.4.1	Herstellungskosten	169
A.2.4.2	Teilkosten: Baustelleneinrichtung und Kleinteile	170
A.2.4.3	Teilkosten: Baugrube	170
A.2.4.4	Teilkosten: Kolkschutz	170
A.2.4.5	Teilkosten: Planum, Sauberkeitsschicht und Fundament	171
A.2.4.6	Teilkosten: Mauerwand	171
A.2.4.7	Teilkosten: Kappe	172
A.2.4.8	Teilkosten: Natursteinverblendung	172
A.2.4.9	Teilkosten: Rückwärtige Entwässerung	172
A.3	Böschungssicherungen	173
A.3.1	Entwürfe der Böschungssicherungen	173
A.3.2	Kostenfunktion für Böschungssicherungen	178
A.4	Kostenfunktion für Aufmauerungen geringer Höhe auf bestehende Ufersicherungen	180
A.5	Kostenfunktion für Sohlensicherungen	182
A.6	Kostenfunktionen für Rückbau von Ufer- und Sohlensicherungen	185
A.6.1	Rückbau Ufermauer	185
A.6.2	Rückbau Böschungssicherung	185

A.6.3	Rückbau Sohlensicherung	186
A.6.4	Erdbewegungen bei Gerinneeinengungen oder -aufweitungen und Sohlenerhöhungen oder -eintiefungen	186
A.7	Kostenfunktionen für Baugrubenumschließungen	187
A.7.1	Vorbemerkung	187
A.7.2	Offene Baugrube	187
A.7.3	Baugrubenverbau mit Trägerbohl- oder Spundwänden	187
A.8	Kostenfunktionen für Fangedamm und Wasserhaltung	188
A.9	Kostenfunktionen für Maßnahmen an vorhandener Infrastruktur am Gewässer	189
A.9.1	Rück- und Neubau von Brücken	189
A.9.2	Erweiterung und Rückbau von Wehren	189
A.9.3	Rück- und Neubau von Verkehrswegen	189
A.9.4	Rück- und Neubau von Abwasserkanälen	190
B	Einheitspreise	191
B.1	Allgemein	191
B.2	Ufermauern	191
B.3	Aufmauerungen auf bestehende Ufersicherungen	192
B.4	Böschungs- und Sohlensicherungen	192
B.5	Baugrubenumschließungen	193
B.6	Maßnahmen an vorhandener Infrastruktur	193

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Einführung in die Thematik

Starke Regenfälle im Einzugsgebiet der Elbe haben im August 2002 zu Hochwasserabflüssen geführt, die von vielen Fließgewässern nicht schadlos abgeleitet werden konnten. Neben dem Verlust von Menschenleben entstanden erhebliche Sachschäden in den betroffenen Gebieten. Der Gesamtschaden im Freistaat Sachsen wird vom Sächsischen Landesamt für Umwelt und Geologie auf 8,6 Mrd. Euro geschätzt (LfUG, 2004). Vom Freistaat und den Kommunen wurden und werden erhebliche Anstrengungen unternommen, um die betroffenen Gebiete wieder aufzubauen und im Zuge der Schadensbeseitigung den Hochwasserschutz zu verbessern. Die Finanzierung der Maßnahmen erfolgt aus öffentlichen Mitteln und Spenden und unterliegt gemäß Sächsischer Haushaltsordnung (SÄHO, 2001) den Grundsätzen der Wirtschaftlichkeit und Sparsamkeit.

Das Ausmaß und die Folgen dieser Hochwasserkatastrophe waren außergewöhnlich umfangreich. Die sich daraus ergebenden Fragestellungen und Herausforderungen sind jedoch typisch für viele Einzugsgebiete in Mitteleuropa: Der Hochwasserschutz soll verbessert werden und die begrenzt zur Verfügung stehenden Mittel müssen effektiv eingesetzt werden.

Die für Deutschland ausgearbeiteten Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) gliedern die Hochwasservorsorge und den Hochwasserschutz in drei Maßnahmenkategorien: Wasserrückhalt in der Fläche, technischer Hochwasserschutz und Hochwasservorsorge (LAWA, 2004). Im Zuge der Schadensbeseitigung steht die Kategorie technischer Hochwasserschutz im Vordergrund, die eine Reduktion oder Vermeidung von Schäden in besiedelten und bebauten hochwassergefährdeten Gebieten zur Aufgabe hat. Die Maßnahmen zum technischen Hochwasserschutz umfassen nach LAWA (2004)

- ◇ Hochwasserschutzanlagen wie zum Beispiel Deiche, Hochwasserschutzmauern,
- ◇ Stauanlagen mit Hochwasserrückhalteraum,
- ◇ Gewässerausbau im Siedlungsraum,
- ◇ mobile Schutzsysteme und
- ◇ Objektschutz.

Neben dem von der LAWA verwendeten Begriff *technischer Hochwasserschutz* findet sich in der Literatur auch der Begriff *technisch-infrastruktureller Hochwasserschutz*. Die zugehörigen Maßnahmen sind in beiden Fällen identisch.

Mit den genannten Maßnahmen Hochwasserschutzanlagen, Gewässerausbau und mobile Schutzsysteme wird Einfluss auf die hydraulische Leistungsfähigkeit eines Gewässers genommen. Im Wesentlichen kann diese durch Vergrößerung des hydraulischen Radius (Verhältnis des durchflossenen Querschnitts zum benetzten Umfang), Vergrößerung des Sohlengefälles oder Verringerung der Gerinnerauheit gesteigert werden. Charakteristisch für Hochwasserschutzplanungen ist, dass geeignete Maßnahmen zur Steigerung der hydraulischen Leistungsfähigkeit auszuwählen und diese richtig zu kombinieren, zu positionieren und zu dimensionieren sind. Die zur Verfügung stehenden Finanzmittel sind optimal eingesetzt, wenn ein Hochwasserschutz effektiv und wirtschaftlich ist. Das heißt, wenn keine einzelne Maßnahme unter- oder überdimensioniert ist, die kostengünstigste Maßnahmenkombination von allen möglichen Kombinationen gefunden ist und bei der Planung alle relevanten Kosten berücksichtigt sind. Als Planungsvorgabe kann angesetzt werden, den Schutzgrad innerhalb eines festen Budgets zu maximieren oder die Kosten bei gegebenem Schutzgrad zu minimieren. Darüber hinaus kann unter Berücksichtigung von Schadenspotenzialen die Frage nach dem wirtschaftlichen Bemessungsdurchfluss beantwortet werden (siehe Abschnitt 6.4.2).

Für die konkrete Planung von Maßnahmen sind unter der Maßgabe einer optimalen Mittelverwendung allgemein gültige Aussagen zur Kombination, Positionierung und Dimensionierung nur sehr eingeschränkt möglich (vgl. IKS, 2002). Dies liegt zum einen begründet in der Individualität der jeweiligen Fragestellungen vor Ort. Die Planungen von technischem Hochwasserschutz an Fließgewässern werden – insbesondere im urbanen Raum – von vielen Randbedingungen beeinflusst. Neben wasserwirtschaftlichen Aspekten sind häufig auch ökologische, infrastrukturelle, städteplanerische und kulturelle Belange zu berücksichtigen. Zum anderen verlangt die Komplexität der Strömungsvorgänge in natürlichen oder naturnahen Fließgewässern eine individuelle Betrachtung. Eine einfache Wirkungsaddition von Hochwasserschutzmaßnahmen ist weder qualitativ noch quantitativ möglich (vgl. LAWA, 2000).

Für die Planung von wirtschaftlichen Hochwasserschutzmaßnahmen wäre eine mathematische Herleitung von optimalen Querschnittsgeometrien oder Sohlengefällen hilfreich. Die Differentialgleichungen zum Abbilden der Strömungsvorgänge lassen dies jedoch nur unter der Annahme stark idealisierter Verhältnisse zu. Eine entsprechende Vorgehensweise beschreibt BOLLRICH (2007) mit der analytischen Berechnung der Wasserspiegellinie. Sie kann für einfache, technische Gerinne mit gleichbleibenden Querschnitten und konstantem Sohlengefälle angewendet werden, vorausgesetzt es handelt sich um prismatische oder parabelförmige Querschnitte. Für natürliche oder naturnahe Fließgewässer mit variierenden Querschnittsgeometrien muss die Berechnung der Wasserspiegellinie schrittweise, von einem Querprofil zum nächsten erfolgen (BOLLRICH, 2007; MARTIN *et al.*, 2000). Die Wirkung von Hochwasserschutzmaßnahmen steht somit erst nach der hydraulischen Berechnung fest und eine Optimierung der Maßnahmen kann nur iterativ erfolgen.

Als Nachweis der Wirtschaftlichkeit von Planungen dient in der Ingenieurpraxis ein Vergleich zwischen mehreren erarbeiteten Varianten. Die Ausarbeitung einer wirtschaftlichen Vorzugsvariante, die alle Randbedingungen berücksichtigt, stellt insbesondere für großräumige Betrachtungen im urbanen Raum eine komplexe Aufgabe dar. Die Ingenieurpraxis zeigt, dass die Forderung nach einer optimalen Mittelverwendung nicht immer eingehalten wird. Die Gründe dafür sind vielfältig. Ein wesentlicher Punkt ist, dass die wirtschaftlichen und zeitlichen Ressourcen zum Erstellen einer Planung begrenzt sind. Oft wird der Planungsprozess mit guten Lösungen beendet, obwohl noch bessere Lösungen existieren.

1.2 Fragestellungen und Ziele

Unterstützend und zum Nachweis der Wirksamkeit von Planungen kommen numerische Modelle zur Berechnung der Wasserspiegellage und anderer hydraulischer Größen zum Einsatz. In der Ingenieurpraxis wird die Planung im Zuge einer Variantenstudie erarbeitet, für deren Umsetzung der Sachverstand und die Intuition des Ingenieurs gefordert sind. Für die hydraulische Modellierung der Varianten ist darüber hinaus die Fleißarbeit des Modellierers gefragt. Die Vorgehensweise bei der Variantenstudie ist in der Regel iterativ. Jeder Iterationsschritt beginnt mit der Ausarbeitung einer Variante, wobei auf die aus vorhergehenden Iterationsschritten gewonnenen Erkenntnisse aufgebaut wird. Die Variante wird im hydraulischen Modell abgebildet und es folgt die hydraulische Berechnung. Zum Abschluss wird die Variante bewertet (siehe Abbildung 1.1). Der Iterationsprozess wird beendet, sobald eine gute Lösung erarbeitet und es absehbar ist, dass die möglicherweise folgenden Lösungen nicht wesentlich besser sind.

Unterstützung bei der Variantenfindung können computergestützte automatische Optimierungssysteme bieten, die numerische Berechnungsmodelle mit mathematischen Optimierungsalgorithmen verknüpfen. Automatische Optimierungssysteme können unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Gesichtspunkte und unter Einhaltung von Planungsvorgaben (Randbedingungen) die jeweils optimale Lösung für komplexe Fragestellungen ermitteln. Gegenüber einer herkömmlichen Herangehensweise ergeben sich – insbesondere aber nicht ausschließlich für großräumige Planungen – Einsparpotenziale, indem zunächst ein großes Variantenspektrum untersucht und die Vorzugslösung abschließend sehr detailliert abgestimmt ausgearbeitet wird. Dabei kann für die Lösungsfindung eine Vielzahl von Randbedingungen berücksichtigt werden. Durch die Automatisierung ist es möglich, in verhältnismäßig kurzer Zeit die Sensitivität verschiedener Randbedingungen auf die Lösung und auf die Kosten zu ermitteln. Dadurch kann die Transparenz im Planungsprozess verbessert werden. Automatische Optimierungssysteme ermöglichen im Vergleich zu herkömmlichen Herangehensweisen einen verbesserten Nachweis der Wirtschaftlichkeit ausgearbeiteter Lösungen.

Die Vorgehensweise bei dem hier gewählten Optimierungsverfahren ist ähnlich der herkömmlichen, manuellen Variantenstudie und erfolgt iterativ. Wesentlich ist, dass die beiden bisher händisch ausgeführten Bearbeitungsschritte Variantenbildung und Bewertung der Variante automatisiert werden. Für die Steuerung des Optimierungsprozesses existieren leistungsfähige mathema-

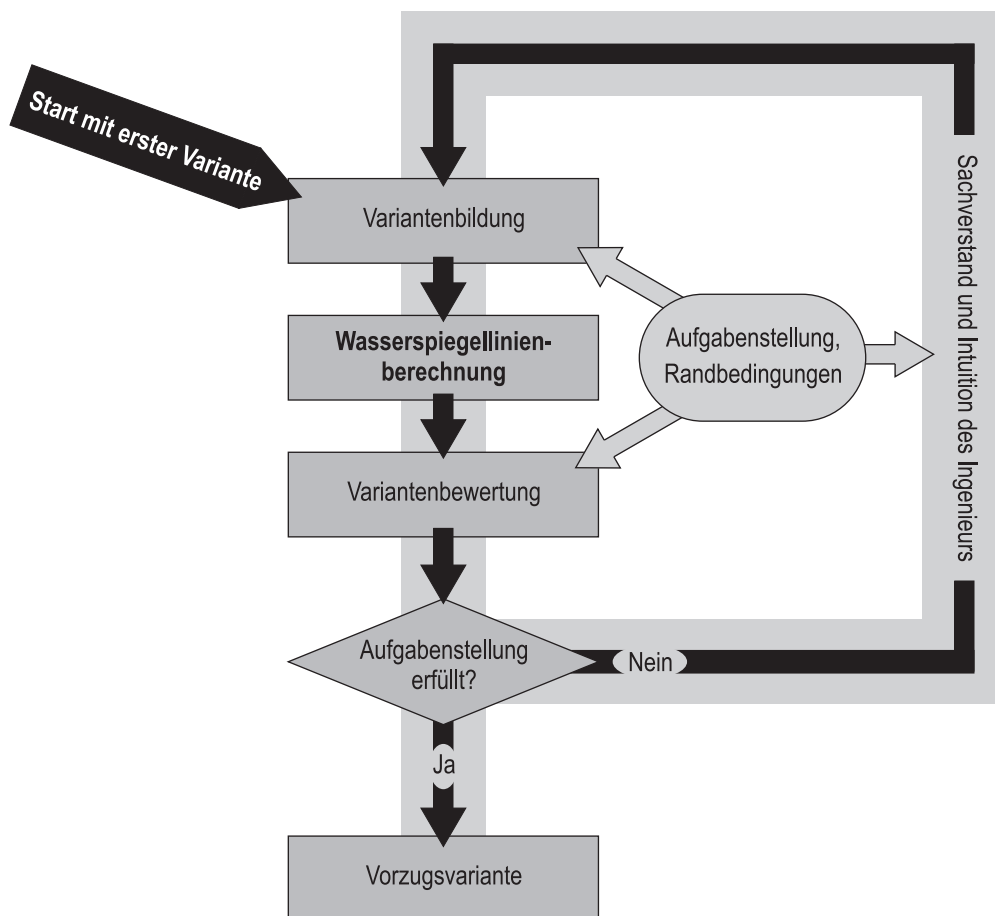


Abbildung 1.1: Iterative Vorgehensweise bei einer Variantenstudie

tische Algorithmen, auf die zurückgegriffen werden kann. Um die Variantenbildung zu automatisieren, sind Parametrisierungsansätze zu entwickeln, die eine Schnittstelle zwischen Optimierungsalgorithmus und hydraulischem Modell bilden. Zum einen wird damit die Anzahl der vom Optimierungsalgorithmus zu optimierenden Parameter reduziert. Zum anderen gewährleisten die Parametrisierungsansätze, dass nur Varianten gebildet werden, die auch in der Praxis umgesetzt werden können.

Für die vergleichende Bewertung der einzelnen Varianten werden in der Regel die anfallenden Kosten ermittelt. Dabei kann zwischen verschiedenen Kostenarten wie Investitions- und Unterhaltungskosten unterschieden werden. Als weitere Vergleichsgrößen dienen häufig Bewertungspunkte oder Noten, die eine Variante bezüglich der nicht monetär zu beschreibenden Zielvorgaben beurteilt. Hierzu können beispielsweise der Schutz von Kulturgütern und die Berücksichtigung ökologischer Belange zählen. Damit die automatische Bewertung der Varianten realistisch und belastbar ist, sind praxisnahe Kostenfunktionen zu entwickeln.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Entwicklung und Anwendung eines neuen Verfahrens, das mit Hilfe der automatischen Optimierung die zur Umsetzung eines Planungsziels wirtschaftlichste Variante zum Hochwasserschutz an Fließgewässern ermittelt. Als Maßnahmen zum Hochwasserschutz sollen Ufererhöhungen, Veränderungen der Gerinnebreiten sowie Veränderungen der Sohlenhöhen und des Sohlengefälles untersucht werden. Darüber hinaus soll die Möglichkeit bestehen, mit der Anhebung von niedrigen Brücken die hydraulische Leistungsfähigkeit eines Gewässerabschnittes zu erhöhen. Es wird von einem Fließgewässer im urbanen Raum ausgegangen, dessen natürliche Überschwemmungsgebiete besiedelt sind. Das entwickelte Optimierungssystem soll ein Planungswerkzeug darstellen, das die Planer und die Entscheidungsträger bei der Entscheidungsfindung mit praxisnahen Lösungen unterstützt.

1.3 Stand der Technik

Mit dem Einzug numerischer Berechnungsverfahren in die Wasserwirtschaft wurde auch die automatische Optimierung Gegenstand der Forschung. Entscheidend für eine erfolgreiche Anwendung ist die Auswahl einer geeigneten Optimierungsmethode. Im Bereich der Grundwassermodellierung ist die Leistungsfähigkeit der automatischen Optimierung bereits mehrfach unter Beweis gestellt worden. Das Spektrum der angewendeten Methoden ist weit und es lässt sich auf umfangreiche Untersuchungen zurückgreifen.

ATWOOD & GORELICK (1985) optimieren eine Grundwasserhaltung, um der Ausbreitung einer Grundwasserverschmutzung entgegenzuwirken. Die Herangehensweise ist so, dass aus einer Vorauswahl von Brunnenstandorten die wirksamste Konfiguration ausgewählt wird und für die Brunnen in dieser Konfiguration die optimalen Betriebszeiten (als abschnittsweise linear angenommen) ermittelt werden. Als Optimierungsmethode kommt die Lineare Programmierung zum Einsatz. Sie ist eine direkte Optimierungsmethode und setzt voraus, dass die Fragestellung linearisiert werden kann (vgl. GASS, 1985; GILL *et al.*, 1981). Für komplexe Grundwassermodelle mit instationären

Randbedingungen ist eine Linearisierung nicht immer möglich und es müssen andere Optimierungsmethoden angewendet werden (vgl. FELDMANN, 2002; HOMANN, 2006).

Die indirekten Optimierungsmethoden suchen in iterativer Vorgehensweise nach Optima und unterteilen sich in deterministische und heuristische Verfahren. SAIT & YOUSSEF (1999) und, ausschließlich für heuristische Verfahren, REEVES (1995) geben hierzu einen umfassenden Überblick und diskutieren Vor- und Nachteile. Für Fragestellungen, bei denen die vom Optimierungsalgorithmus zu minimierende oder maximierende Zielfunktion einen konvexen, stetigen Verlauf hat, bieten sich deterministische Optimierungsverfahren an. Hierzu zählt das von ACKERMANN (1999) angewendete Gradientenverfahren, mit dem die Regelung staugeregelter Fließgewässer optimiert wird.

Für hochgradig nichtlineare Problemstellungen eignen sich deterministische Verfahren jedoch nicht, weil sie – abhängig vom Startpunkt – häufig nur lokale Extrema finden. Für viele komplexe Fragestellungen des Ingenieurwesens sind heuristische Verfahren oft effizienter und zielführender, weil sie – unter Verwendung von Zufallszahlen – einen weiten Lösungsraum absuchen. Insbesondere sind sie für Optimierungsprobleme mit vielen lokalen Extremwerten sowie für Probleme, bei denen die Zielfunktion Unstetigkeiten aufweist, gut geeignet.

YOON & SHOEMAKER (1999) untersuchen die Leistungsfähigkeit acht verschiedener deterministischer und heuristischer Verfahren auf die Problemstellungen einer Grundwassersanierung. Die zu optimierenden Parameter sind Betriebszeiten von Brunnen. Überzeugend in Suchgeschwindigkeit und -genauigkeit ist die DES-Methode nach OSTERMEIER *et al.* (1994). DES steht für *Derandomized Evolutionary Strategy* und ist eine Fortentwicklung der Evolutionsstrategie von RECHENBERG (1973) und SCHWEFEL (1977). Eine kurze Übersicht der Entwicklung der Evolutionsstrategien geben LOHR (2001) und MUSCHALLA (2006). Im Vergleich zu anderen heuristischen Optimierungsmethoden wie beispielsweise der *Response Surface Method* (HOMANN, 2006) oder dem *Simulated Annealing* (FELDMANN, 2002; HOMANN, 2006) erweist sich DES als sehr robuste und zuverlässige Methode.

Um die Anzahl der vom Algorithmus zu optimierenden Entscheidungsvariablen zu reduzieren, untersucht RHODE (2002) geeignete Parametrisierungsansätze in Verbindung mit Evolutionsstrategien. Mit der Parametrisierung werden die Funktionsverläufe von Förderraten und Betriebszeiten für Brunnen einer Grundwassersanierung approximiert (abschnittsweise lineare Funktionen, Fourier-Reihe). Die Effizienz der Optimierung mit DES kann auf diese Weise deutlich gesteigert werden.

VANN LINN (2006) verwendet Parametrisierungen, um den Verlauf einer Deichtrasse und die Einbindetiefe einer Spundwand in einem Grundwassermodell mit DES zu optimieren. Hier zeigt sich, dass mit einer Reduzierung der Entscheidungsvariablen durch die Parametrisierung sowohl die Zuverlässigkeit als auch die Effizienz der Optimierung gesteigert werden kann.

HOMANN (2006) optimiert eine Grundwasserhaltung mithilfe heuristischer Algorithmen (Derandomized Evolutionary Strategy und Response Surface Method) und liefert damit praxisnahe Lösungen für die Frage nach Brunnenstandorten sowie Förderraten und Betriebszeiten der Brunnen. Als Parametrisierungsansatz werden unter anderem Bézierkurven untersucht, mit denen die Funktion

zur Abbildung der Förderraten und Betriebszeiten approximiert wird. Bézierkurven werden auch in dieser Arbeit angewendet und sind in Abschnitt 3.5 beschrieben.

Die genannten Arbeiten optimieren im weitesten Sinne Parameter zur Steuerung oder Regelung von Anlagen oder Systemen oder treffen eine Auswahl aus vorgegebenen diskreten Punkten, um beispielsweise den geometrischen Verlauf eines Deiches zu bestimmen. Für die Optimierung von Hochwasserschutzmaßnahmen an Fließgewässern, bei der die Gerinneoptimierung wesentlicher Bestandteil ist, sind Fragen der geometrischen Gestaltung zu lösen. Dabei soll die Lösung nicht aus mehreren diskret vorgegebenen Lösungen ausgewählt werden. Vielmehr soll sich im Zuge des Optimierungsprozesses die optimale Gerinneform möglichst frei innerhalb eines großzügig vorgegebenen Lösungsraumes entwickeln können.

Insbesondere Forschungen aus dem Bereich Luft- und Raumfahrt, der Automobilindustrie und des Maschinen- und Anlagenbaus haben bisher Arbeiten hervorgebracht, bei denen gestalterische Problemstellungen bearbeitet werden. DEMNY (2005) gibt aus dem Bereich der Strömungssimulation hierzu einen kurzen Überblick. Anfänglich waren starke Vereinfachungen seitens der numerischen Modelle und der zu optimierenden Fragestellung erforderlich, so dass nur einzelne Querschnitte optimiert wurden. Mit der Fortentwicklung der Computertechnologie werden die Modelle detaillierter und die mit Hilfe der automatischen Optimierung zu lösenden Probleme nehmen an Komplexität zu. So können immer häufiger ganze Bauteile in ihrer Gesamtheit betrachtet werden.

Aus dem Bauwesen ist im Bereich der Statik und Materialwissenschaften die Strukturoptimierung bekannt. GRILL (1998) nimmt die Geometrie von einfachen Fachwerken, Trägern und Scheiben als variabel an und erzielt Qualitäts- und Kostenvorteile gegenüber dem Ausgangszustand. Als Optimierungsalgorithmus kommen Evolutionsstrategien zum Einsatz. JEHLE (1993) untersucht verschiedene Ansätze zur Formoptimierung einer Stauwand aus unbewehrtem Beton und experimentiert mit Bézier- und B-Spline-Funktionen sowie kubischen Polynomansätzen, um die Bauwerksgeometrie abzubilden. Für die Ermittlung einer gewichtsminimierten Bauwerksgeometrie, die dem Wasserdruck standhält, wird die Wand mit 18 Teilflächen diskretisiert. Eine ähnliche Fragestellung wird von BEHFAR (1998) bearbeitet. Er optimiert eine doppelt gekrümmte Bogenstauwand mit Hilfe von Splines und anderen Funktionen zur Beschreibung von Punkten, Linien und Flächen. Die beiden letztgenannten Arbeiten verwenden deterministische Optimierungsverfahren.

Beispiele zur Lösung von komplexen gestalterischen Fragestellungen für oberirdische Fließgewässer sind bisher selten. Gestaltungsaufgaben umströmter Bauwerksgeometrien realisiert DEMNY (2005) mit der Ausformung eines Diffusors und eines umströmten Pfeilers mittels automatischer Optimierung. Dabei wird das Berechnungsnetz für das dreidimensionale Strömungsmodell variiert. Zur Ausformung der Geometrien werden unter anderem Bézierkurven verwendet. Für die Optimierung kommt ein deterministisches Gradientenverfahren zum Einsatz.

1.4 Vorgehensweise bei Aufbau und Anwendung des Optimierungssystems

Die vorliegende Arbeit ist neben der Einleitung in sechs weitere Kapitel sowie zwei Anhänge gegliedert. Zunächst werden in Kapitel 2 Einsparpotenziale erläutert, die sich bei der Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen an Fließgewässern bieten. Dabei werden Anregungen aus einem realen Planungsprozess aufgegriffen. Kapitel 3 erläutert das Optimierungssystem, mit dem die beschriebenen Einsparpotenziale ausgeschöpft werden sollen. Dabei wird auf die angewendeten Grundlagen zur Automatisierung der Variantenstudie eingegangen. Im Einzelnen werden die Variantenbildung mit Details zur Parametrisierung, die Variantenbewertung und der Optimierungsalgorithmus detailliert erläutert. Darüber hinaus wird das verwendete hydraulische Modell beschrieben.

Anhand von Testfällen wird in Kapitel 4 die Leistungsfähigkeit des Optimierungssystems geprüft. Die Praxistauglichkeit des Systems wird in Kapitel 5 mit der Anwendung auf einen Mittelgebirgsfluss gezeigt. Dabei werden verschiedene Anwendungsbeispiele ausgeführt und mit konventionell erarbeiteten Lösungen verglichen.

Kapitel 6 gibt Empfehlungen für die Ingenieurpraxis und weist auf Fehlerquellen bei der automatischen Optimierung hin. Eine Zusammenfassung der Arbeit sowie einen Ausblick auf weitere Anwendungsmöglichkeiten und Entwicklungspotenziale gibt Kapitel 7 wieder.

Die Voraussetzung für belastbare und praxisnahe Optimierungsergebnisse sind die Kosten, die mit der Variantenbewertung kalkuliert werden. Im Rahmen dieser Arbeit werden Kostenfunktionen für technisch-infrastrukturelle Hochwasserschutzmaßnahmen entwickelt und mit den Testfällen und den Anwendungsbeispielen angewendet. Die Kostenfunktionen sowie die zugrunde liegenden Einheitspreise sind in den Anhängen A und B beschrieben.

Kapitel 2

Einsparpotenziale

2.1 Vorbemerkungen

Die Veranlassung zu dieser Arbeit gab das Hochwasserereignis vom August 2002 im sächsischen Osterzgebirge und die darauf folgende Schadensbeseitigung. Durch das Hochwasser entstanden starke und weiträumige Beschädigungen an der Infrastruktur in und an den Gewässern sowie in deren Überschwemmungsgebieten. Im folgenden Abschnitt wird am Beispiel der Vereinigten Weißeritz, einem Mittelgebirgsfluss, der durch die Stadt Freital und die Landeshauptstadt Dresden fließt, die praktizierte Vorgehensweise zur Schadensbeseitigung und zum Hochwasserschutz geschildert. Die Betrachtungen beschränken sich dabei auf den ca. 5,2 Kilometer langen Gewässerabschnitt im Stadtgebiet von Dresden, der in Abbildung 5.1 auf Seite 87 dargestellt ist.

Der in Abschnitt 2.2 beschriebene Planungsprozess und die in Abschnitt 2.3 aufgeführten Beispiele verdeutlichen, welche Schwierigkeiten bei der Ausarbeitung wirtschaftlicher Lösungen bestehen. Es werden mögliche Einsparpotenziale beschrieben, die sich im Zuge der Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen an Fließgewässern ergeben und es wird erläutert, wie sie ausgeschöpft werden können.

Die hier wiedergegebenen Erkenntnisse stützen sich zum einen auf Erfahrungen, die bei Hochwasserschutzplanungen aus Sicht des Planers gemacht wurden. Zum anderen wird auf unmittelbare Beobachtungen der Projektsteuerung zur Schadensbeseitigung an der Vereinigten Weißeritz zurückgegriffen.

2.2 Planungsprozess am Beispiel der Vereinigten Weißeritz

2.2.1 Das Hochwasserereignis

Im Einzugsgebiet der Roten Weißeritz und der Wilden Weißeritz, die sich in Freital zur Vereinigten Weißeritz zusammenschließen, kam es im August 2002 zu sehr intensiven Regenfällen und die überwiegende Anzahl der Gewässer konnte die Hochwasserabflüsse nicht schadlos ableiten. Wie viele andere Bäche und Flüsse war auch die Vereinigte Weißeritz stark überlastet und es kam zu

Ausuferungen und Überschwemmungen besiedelter Gebiete. Neben dem Stadtzentrum der Landeshauptstadt Dresden waren auch andere Städte und Gemeinden stromaufwärts betroffen.

Die Schadensaufnahme gab das weite Ausmaß der Zerstörung wieder. Das 14 Kilometer lange Gewässerbett der Vereinigten Weißeritz war in großen Abschnitten zerstört. Darüber hinaus bestanden enorme Schäden an der am Gewässer vorhandenen Infrastruktur. Viele das Gewässer kreuzende Brückenbauwerke waren stark beschädigt.

2.2.2 Grundlagenermittlung und Vorplanung: Hochwasserschutzkonzept

Nach dem Ereignis wurde von der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) als gewässerunterhaltungspflichtige Behörde ein Ingenieurbüro mit der Erstellung eines Hochwasserschutzkonzepts (BRÖRNSEN, 2003) für die Vereinigte Weißeritz beauftragt. Auf der Grundlage des Hochwasserschutzkonzepts sollten die entstandenen Schäden beseitigt und der Hochwasserschutz zukünftig verbessert werden. Für die am Gewässer vorhandene Bebauung wurde das Schutzniveau außerhalb der Landeshauptstadt Dresden auf ein hundertjähriges Hochwasser (HQ_{100}) festgelegt. In Abstimmung mit der Landeshauptstadt und dem Staatlichen Umweltfachamt (StUFA) Radebeul (jetzt Regierungspräsidium Dresden, Umweltfachbereich) sollte für das Stadtgebiet ein schadloser Abfluss bis zu einem zweihundertjährigen Hochwasser (HQ_{200}) gegeben sein.

Zum Hochwasserschutz wurden als überregional wirksame Maßnahmen im Wesentlichen Hochwasserrückhalteräume und als örtliche Maßnahmen Hochwasserschutzmauern, Gewässerausbauten oder Objektschutze betrachtet. Aufgrund der kurzen Vorwarnzeiten für Hochwasserabflüsse im Osterzgebirge sollten mobile Schutzeinrichtungen weitgehend vermieden werden. Insbesondere wurden zwei Hochwasserrückhalteräume als sinnvoll beurteilt und die Realisierung empfohlen. Die Leistungsfähigkeit des Gewässers im Istzustand wurde mit einem eindimensionalen hydraulischen Modell ermittelt. Aus den Berechnungen ergaben sich Gewässerabschnitte, die den Bemessungsdurchfluss HQ_{200} nicht bordvoll ableiten konnten. Um Überschwemmungen besiedelter Bereiche zu vermeiden, wurden örtliche Maßnahmen zur Steigerung der hydraulischen Leistungsfähigkeit empfohlen. Dazu zählten hauptsächlich Ufererhöhungen, Sohleneintiefungen und Gerinneaufweitungen. Darüber hinaus wurden auch Maßnahmen an Brücken und Wehren vorgeschlagen, um die Leistungsfähigkeit zu erhöhen. Einen Auszug der Empfehlungen im Hochwasserschutzkonzept gibt Tabelle 2.1 beispielhaft wieder.

Aufgrund der großräumigen Betrachtung und der frühen Planungsphase wurden die zusätzlichen örtlichen Maßnahmen nicht als Planzustand im hydraulischen Modell abgebildet. Es erfolgte lediglich eine Maßnahmenauswahl und eine grobe Vordimensionierung. Zur Ausarbeitung und Ermittlung von Details wurde auf die nachfolgenden Planungsphasen verwiesen.

2.2.3 Entwurfs-, Genehmigungs- und Ausführungsplanung

Die Empfehlungen des Hochwasserschutzkonzepts wurden in nachfolgenden Planungsphasen konkretisiert. Die im Hochwasserschutzkonzept vorgeschlagenen und grob vordimensionierten

Tabelle 2.1: Auszug aus *Maßnahmenauswahl und -beschreibung des Hochwasserschutzkonzeptes* (BJÖRNSEN, 2003, ausgewählte Positionen und Angaben)

Maßnahme	Station (m)	Ziel der Maßnahme	Kosten- schätzung (Euro)
Wehr/Absturz, bauliche Änderungen oder Schleifen	205	Schleifen des Absturzes, Kanalverlegung; derzeit hoher Absturz, oberh. geringes Gefälle; Ziel: gleichmäßigeres Gefälle, Vermeidung Rückstau bis Tonbergstraße; Anm.: Wechselwirkung mit Brücke Hamburger Str. (EHQ)	200.000
sonstige Maßnahmen	204 bis 596	Absenken der Gewässersohle im Zusammenhang mit Schleifen des Absturzes; derzeit geringes Gefälle durch Absturz/Kanal; Ziel: gleichmäßigeres Gefälle, Gerinnekapazität oberh., Leistungsfähigkeit Brücke Hamburger Str.	400.000
Ufermauer, Instandsetzung, Erhöhung oder Neubau	200 bis 406	Umgestaltung Ufer (beidseitig); derzeit Betonmauer; Standsicherheitsfrage durch Schleifen des Absturzes Hamburger Straße	2.000.000
Maßnahme an Brückenbauwerk	470	Bauliche Änderung Bahnbrücke, Gerinneaufweitung; derzeit Leistungsfähigkeit nicht ausreichend; Ziel: Leistungsfähigkeit	1.250.000
Ufermauer, Instandsetzung, Erhöhung oder Neubau	545 bis 631	Erhöhung Ufermauer (linksseitig) im Aussenkrümmungsbereich; derzeit Gerinnekapazität nicht ausreichend, unterschiedliche Höhen; Ziel: Leistungsfähigkeit bis BHQ	459.000
Maßnahme an Brückenbauwerk	660	Neubau Brücke Tonbergstraße, absenken der Gewässersohle; Leistungsfähigkeit zu gering; Ziel: Leistungsfähigkeit; Anm.: im Bau	1.250.000

örtlichen Maßnahmen zum Hochwasserschutz bzw. zur Schadensbeseitigung wurden im Rahmen einer vertiefenden Vorplanung im hydraulischen Modell detailliert abgebildet, um die Wasserspiegellage zu berechnen und die Wirksamkeit der Maßnahmen nachzuweisen. An einigen Gerinneabschnitten wurde aufgrund neu gewonnener Erkenntnisse und Randbedingungen von den Vorgaben des Hochwasserschutzkonzeptes abgewichen.

Für die folgenden detaillierten Planungsphasen (Entwurfs-, Genehmigungs- und Ausführungsplanung) wurde das Gewässer in Planungsabschnitte unterteilt, die von verschiedenen Ingenieurbüros bearbeitet wurden. Die Abschnittslängen in der Landeshauptstadt Dresden variierten zwischen 0,4 und 2,6 Kilometern. Das hydraulische Modell wurde fortgeschrieben. Mit der Detailplanung erfolgte eine vertiefende Untersuchung der Örtlichkeit. Die dabei gewonnenen Erkenntnisse führten oft in Abweichung vom übergeordneten Lösungsansatz des Hochwasserschutzkonzeptes oder der vertiefenden Vorplanung zu einer lokal angepassten Planung.

2.3 Beispiele für Einsparpotenziale

2.3.1 Vorüberlegungen

Ein optimaler Mitteleinsatz für Hochwasserschutz an Fließgewässern ist gegeben, wenn die Schutzmaßnahmen optimal ausgewählt, kombiniert, positioniert und dimensioniert sind (siehe Kapitel 1). Erfüllt werden kann diese Maßgabe, indem

- ◇ alle relevanten Randbedingungen berücksichtigt werden,
- ◇ unzulässige Annahmen und Vereinfachungen vermieden werden,
- ◇ die Auswirkungen zu bestimmender Bemessungsgrößen auf die Kosten bekannt sind,
- ◇ ein weites Variantenspektrum untersucht wird und
- ◇ eine Feinabstimmung der Vorzugsvariante erfolgt.

Diese Forderungen sind für die meisten Planungen im Ingenieurwesen allgemein gültig. Dennoch gibt es vielfältige Gründe dafür, dass sie in der Praxis oft schwer einzuhalten sind und nicht erfüllt werden. Nachfolgend wird an Beispielen erläutert, wie es in der Praxis dazu kommen kann, dass diese Forderungen nicht eingehalten werden. Die dann ausgearbeitete Lösung unterscheidet sich von einer optimalen Lösung und Einsparpotenziale bleiben ungenutzt. Anregungen für die Beispiele liefert der oben beschriebene Planungsprozess zur Schadensbeseitigung an der Vereinigten Weißeritz. Die Beispiele spiegeln aber keine realen Gegebenheiten wider.

2.3.2 Hydraulische Randbedingungen

2.3.2.1 Beispiel

Es sei angenommen, dass das Hochwasserschutzkonzept und die daran anschließende vertiefende Vorplanung in den aneinander angrenzenden Planungsabschnitten A und B einseitige Gerinneaufweitungen vorsehen. Zusätzlich sind beidseitig Ersatzneubauten der beschädigten Ufermauern erforderlich. Eine alte Baumallee muss wegen der Aufweitung im Planungsabschnitt A gefällt werden. Im Zuge der Genehmigungsplanung wird von den Beteiligten gefordert, die Baumallee zu erhalten. Um auf die Aufweitung verzichten zu können, wird als alternative Hochwasserschutzmaßnahme eine Sohleneintiefung diskutiert. Ursprünglich schied die Eintiefung im Zuge der Variantenfindung des Hochwasserschutzkonzepts als Lösung aus, weil zum einen ein Abwasserkanal das Gewässer unterirdisch kreuzt und die Überdeckung der Leitung zur Gewässersohle als sehr gering angenommen wurde. Zum anderen wurde die Genehmigungsfähigkeit der Sohleneintiefung als nicht gegeben angenommen. Mit der aufkommenden Diskussion wird entschieden, die genaue Überdeckung des Abwasserkanals zu ermitteln.

Wider Erwarten ist die Überdeckung des Kanals ausreichend, um Sohleneintiefungen vorzunehmen und so den Bemessungsdurchfluss schadlos abzuleiten. Weil historische Fotografien belegen, dass das Gerinne ursprünglich deutlich tiefer war, gilt die Sohleneintiefung als Unterhaltungsmaßnahme und die Genehmigungsfähigkeit ist gegeben. Damit wird für Planungsabschnitt A die Aufweitung verworfen und die Sohleneintiefung als Vorzugslösung weiter geplant.

2.3.2.2 Hervorgerufene Problematik

Die Änderungen in Planungsabschnitt A wirken sich auf das Abflussgeschehen aus. Der sich mit der Sohleneintiefung einstellende Wasserspiegel liegt niedriger als bei der ursprünglich geplanten

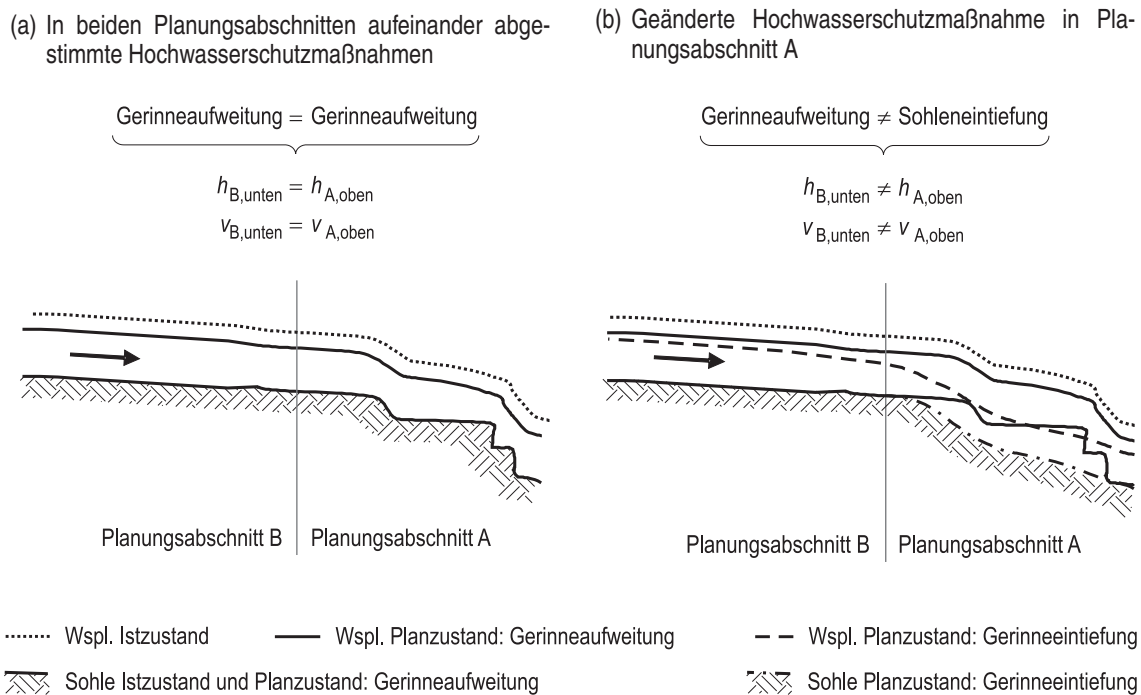


Abbildung 2.1: Beispiel für veränderte hydraulische Randbedingungen zwischen benachbarten Planungsabschnitten durch geänderte Hochwasserschutzmaßnahmen. In (a) sind die Maßnahmen aufeinander abgestimmt und die hydraulischen Randbedingungen (Fließtiefen h und Fließgeschwindigkeiten v) sind an der Abschnittsgrenze identisch. Für (b) stimmen die Randbedingungen nicht mehr überein und es ergibt sich Optimierungsbedarf.

ten Gerinneaufweitung. Um eine Überdimensionierung der Ersatzneubauten der Ufermauern zu vermeiden, müssen diese weniger hoch ausgeführt werden.

Darüber hinaus ändern sich die hydraulischen Randbedingungen zu dem im Oberstrom angrenzenden Planungsabschnitt B (siehe Abbildung 2.1(b)). Durch die Umplanung liegt der Wasserspiegel auch hier tiefer als zuvor. Falls auf eine Anpassung der bereits fortgeschrittenen Planung für Abschnitt B verzichtet würde, wäre die geplante Hochwasserschutzmaßnahme überdimensioniert. Der erhöhte Abstimmungs- und Planungsaufwand sollte akzeptiert werden, um die Dimensionierung der Maßnahme zu korrigieren und eine wirtschaftliche Mittelverwendung zu ermöglichen.

2.3.2.3 Bemerkung

Charakteristisch für Hochwasserschutzplanungen im urbanen Raum ist, dass bei Planungsbeginn nicht alle Randbedingungen bekannt sind und sich der Kenntnisstand über Randbedingungen im Zuge des Planungsprozesses verbessert. Beteiligte Träger öffentlicher Belange und Fachplaner sollten daher möglichst frühzeitig in den Planungsprozess eingebunden werden. Weil die Beteiligten jedoch oft erst mit fortgeschrittenem Planungsstand bekannt werden, ist es im Sinne einer wirtschaftlichen Mittelverwendung wichtig, den Lösungsansatz immer wieder zu hinterfragen.

Insbesondere bei einer Aufteilung des Gewässers in Planungsabschnitte, die hydraulisch nicht voneinander getrennt sind, ergibt sich intensiver Abstimmungsbedarf bezüglich der hydraulischen

Randbedingungen an den Abschnittsgrenzen. Die Folge ist ein aufwändiger iterativer Planungsprozess, der von finanziellen und terminlichen Zwängen geprägt ist. Entfallen die Anpassungen an geänderte hydraulische Randbedingungen, kann es zur Über- oder Unterdimensionierung einzelner Maßnahmen kommen, weil günstig oder ungünstig wirkende Effekte (zum Beispiel auf die Wasserspiegellage) nicht hinreichend berücksichtigt werden. Die einzelnen Maßnahmen sind dann nicht optimal aufeinander abgestimmt. Damit besteht die Gefahr, die zur Verfügung stehenden Finanzmittel nicht mit größtmöglichem Nutzen einzusetzen. Das durch Umplanung möglicherweise auszuschöpfende Einsparpotenzial sollte genutzt werden. In der Regel nehmen mit zunehmender Projektgröße auch die Einsparpotenziale zu.

2.3.3 Ufermauern mit und ohne Natursteinverblendung

2.3.3.1 Beispiel

Die meisten Ufermauern an der Vereinigten Weißeritz und ihren Zuflüssen waren vor dem Hochwasser 2002 als Natursteinmauern oder als (Stahl-)Betonmauern mit Natursteinverblendung ausgeführt. Es sei angenommen, dass für die Kostenschätzungen des Hochwasserschutzkonzepts und der vertiefenden Vorplanung ebenfalls Mauern mit Natursteinverblendungen kalkuliert sind. Für den im Osterzgebirge häufig verwendeten und im Rahmen der Schadensbeseitigung verstärkt nachgefragten roten Granit liegt der Preis für Verblendungen bei etwa 250,00 €/m² (RICHTER, 2005). Zur Veranschaulichung dieses Beispiels sei angenommen, dass unmittelbar nach Fertigstellung der vertiefenden Vorplanung ein Erlass zur Kosteneinsparung vorsieht, dass ab sofort keine Natursteinverblendungen mehr gebaut werden. Die Kosten für den laufenden Meter Ufermauer reduzieren sich somit um ca. 30 Prozent (siehe Abbildung 2.2(a)). Auf eine erneute Variantenstudie mit der geänderten Randbedingung wird verzichtet.

2.3.3.2 Hervorgerufene Problematik

Mit der Reduzierung der Kosten für Ufermauern ergibt sich eine erhebliche Einsparung bei den Gesamtkosten. Die Vereinfachung, auf eine erneute Variantenstudie zu verzichten, schöpft das vorhandene Einsparpotenzial jedoch nicht voll aus. Es wird übersehen, dass mit einer erneuten Variantenfindung die Gesamtkosten weiter reduziert werden können, weil sich mit einem veränderten Verhältnis der Kosten für Ufer- und Sohlensicherungen auch eine veränderte optimale Dimensionierung der Maßnahmen ergibt.

Die Thematik lässt sich am Beispiel des *hydraulisch günstigen Fließquerschnitts* veranschaulichen (siehe auch Abschnitt 4.5 und BOLLRICH, 2007). Für das Beispiel sei ein gleichförmiges Gerinne mit Trapezquerschnitt (Neigung der Ufer von 1 : 10), einem Sohlengefälle I_S von 0,5 Promille und einer Gerinnerauheit k_{St} von 40 m^{1/3}/s angenommen. Das Gerinne wird mit einem stationären Durchfluss von 330 m³/s beaufschlagt. Mit diesen Angaben und unter Anwendung der Fließformel nach *Manning-Strickler* (Gleichung (3.4) auf Seite 27) werden zu verschiedenen Sohlenbreiten b_{Sohle} die entsprechenden Fließtiefen h berechnet. Dabei werden Sohlenbreiten von ca. 5,2 bis

Tabelle 2.2: Zum Beispiel Natursteinverblendung: Hydraulisch günstiger Querschnitt für Ufermauern mit und ohne Natursteinverblendung

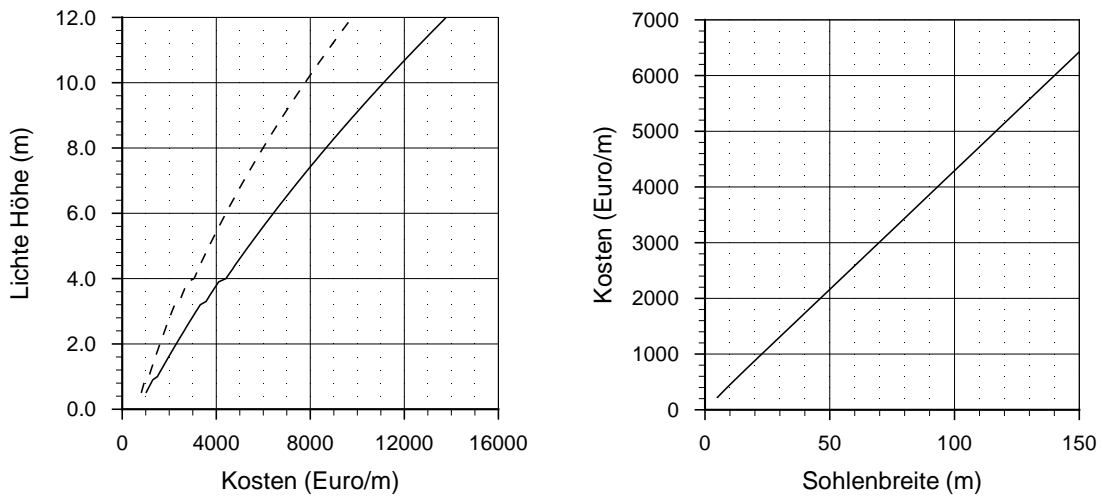
Szenario	Fließtiefe h (m)	Sohlenbreite b_{Sohle} (m)	Kosten Ufermauern (Euro/m)	Kosten Soh- lensicherung (Euro/m)	Gesamt- kosten (Euro/m)
Mit Verblendung (optimierter Querschnitt)	2,0	38,91	4.596	2.092	6.688
Ohne Verblendung (aber Querschnitt wie mit Verblendung)	2,0	38,91	3.207	2.092	5.298
Ohne Verblendung (optimierter Querschnitt)	2,5	27,88	3.705	1.499	5.204

150,0 Metern betrachtet, was zu Fließtiefen zwischen ca. 12,0 und 1,0 Metern führt. Das Ergebnis ist in Abbildung 2.3 dargestellt.

Für jede b_{Sohle} - h -Kombination werden nun die Kosten für die Sohlensicherung sowie für die linke und die rechte Ufermauer berechnet und zu Gesamtkosten addiert. Dabei wird angenommen, dass bordvoller Abfluss herrscht und die Fließtiefe auch der Gerinnetiefe entspricht. Es werden die in Anhang A beschriebenen Kostenfunktionen angewendet. Als Sohlensicherung wird ein Raupflaster aus Wasserbausteinen LMB_{10/60} gewählt. Die Ufermauern sollen als Winkelstützmauern ausgeführt werden, die für die Lastannahme $p_{Straße}$ nach Tabelle A.2 (auf Seite 165) bemessen sind. Für dieses Beispiel wird zwischen zwei Szenarien unterschieden: Ufermauern *mit* und *ohne* Natursteinverblendung. Die angewendeten Kostenfunktionen sind in Abbildung 2.2 dargestellt. Der eigentliche Gültigkeitsbereich der Kostenfunktion für Winkelstützmauern endet bei maximal acht Metern lichter Mauerhöhe. Hier wird die Kostenfunktion bis zwölf Meter lichter Mauerhöhe angewendet. Wie im Folgenden gezeigt wird, liegen die für dieses Beispiel relevanten Mauerhöhen unter acht Metern. Daher hat die Überschreitung des Gültigkeitsbereichs keinen Einfluss auf das Ergebnis.

Die Gesamtkosten aller b_{Sohle} - h -Kombinationen sind in der Abbildung 2.4 über die Sohlenbreiten b_{Sohle} aufgetragen. Beide Szenarien stellen einen konvexen Kurvenverlauf dar, und die Gesamtkosten für das Szenario ohne Verblendung liegen erwartungsgemäß unter denen mit Verblendung. Für das Szenario mit Verblendung hat die Kurve bei einer Sohlenbreite b_{Sohle} von 38,91 Metern ein Minimum, an dem die Gesamtkosten 6.688 Euro pro Meter Gewässerachse betragen. Die dazugehörige Gerinne-/Fließtiefe h ist 2,0 Meter. Für das Szenario ohne Verblendung liegt das Minimum bei 5.204 Euro pro Meter, was einer Sohlenbreite b_{Sohle} von 27,88 Metern und einer Gerinnetiefe von 2,5 Metern entspricht. Die Einsparung liegt mit 1.484 Euro pro Meter bei 29 Prozent. Die optimierten Querschnitte sind in Abbildung 2.5 dargestellt und Tabelle 2.2 fasst die Ergebnisse zusammen.

Würde die Verblendung weggelassen und der Querschnitt nicht neu optimiert, lägen die Kosten bei 5.298 Euro pro Meter, was einer Einsparung von 26 Prozent entspricht. Für das gewählte Beispiel



(a) Kostenfunktionen für Winkelstützmauern mit (-) und ohne (- -) Natursteinverblendung. Es werden eine Bemessung für die Lastannahme p_{Strabe} (siehe Tabelle A.2 auf Seite 165) und eine Spundwand als Baugrubenverbau angesetzt.
 (b) Kostenfunktion für Sohlensicherung aus Raupflaster mit Wasserbausteinen LMB_{10/60}.

Abbildung 2.2: Zum Beispiel Natursteinverblendung: Kostenfunktionen für Winkelstützmauern und Sohlensicherung

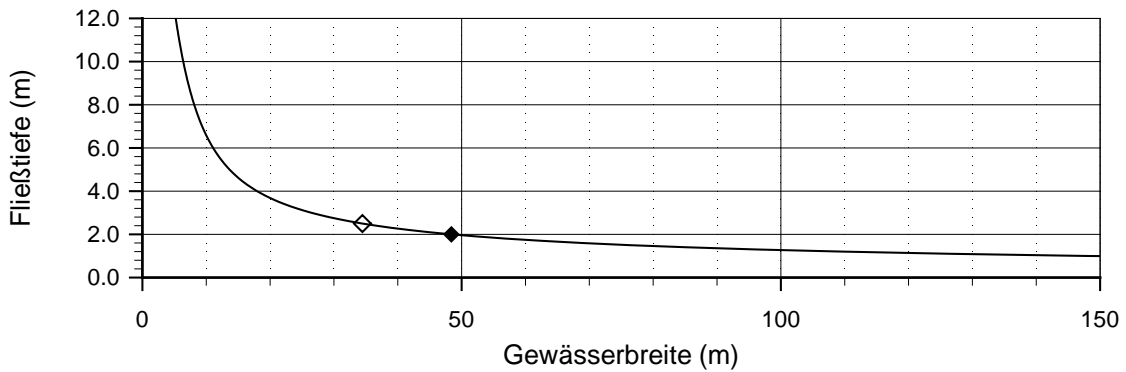


Abbildung 2.3: Zum Beispiel Natursteinverblendung: Fließtiefen in Abhängigkeit der Gewässerbreiten bei sonst gleichen Randbedingungen (siehe Text). Grundlage sind stationär-gleichförmige Berechnungen mit der Fließformel nach Manning-Strickler (Gleichung (3.4) auf Seite 27). Für das Szenario mit Natursteinverblendung an den Ufermauern (◆) ergibt sich ein anderer kostenoptimierter Querschnitt als für das Szenario ohne Verblendung (◊).

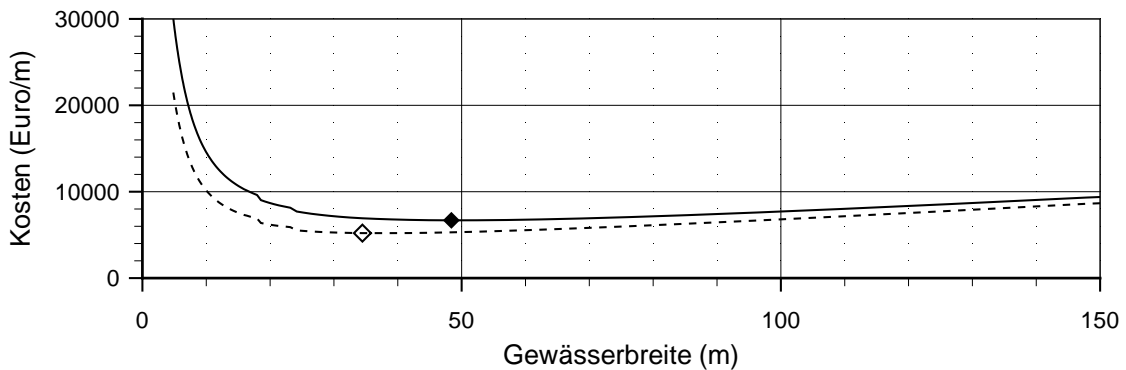


Abbildung 2.4: Zum Beispiel Natursteinverblendung: Gesamtkosten in Abhängigkeit der Gewässerbreiten für die Szenarien mit (-, Minimum: ◆) und ohne (- -, Minimum: ◊) Natursteinverblendung an den Ufermauern

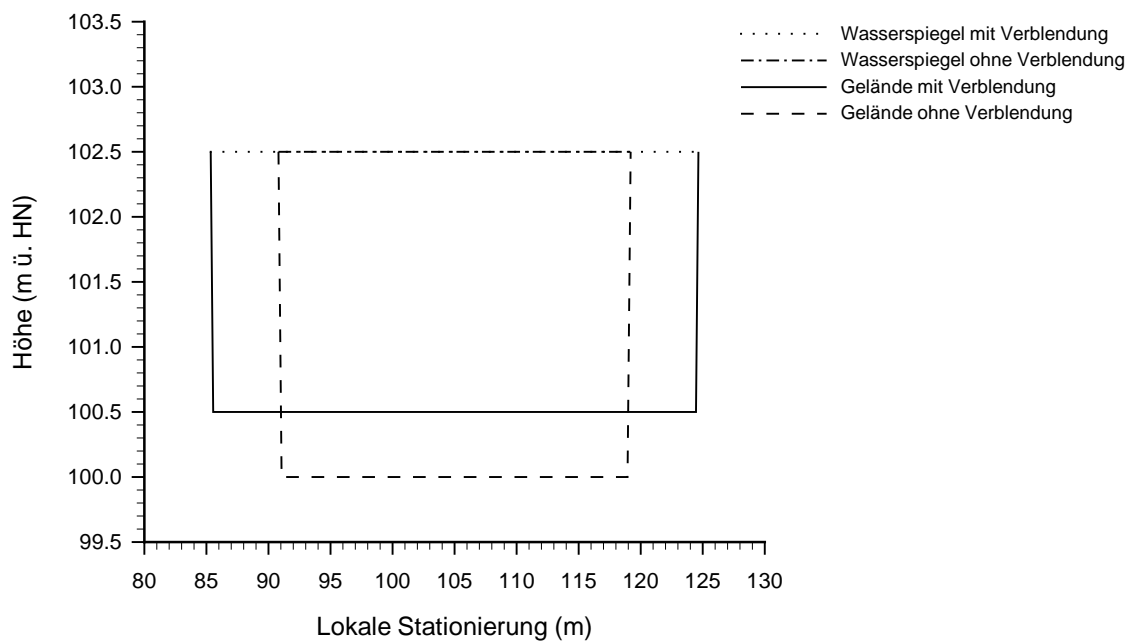


Abbildung 2.5: Zum Beispiel Natursteinverblendung: Querprofile, optimiert für Winkelstützmauern mit und ohne Natursteinverblendung

können die Kosten durch eine erneute Variantenfindung demnach um weitere drei Prozent gesenkt werden.

2.3.3.3 Bemerkung

Dass sich Randbedingungen über die Dauer des Planungsprozesses ändern, ist nicht ungewöhnlich. Mit jeder Änderung sollte jedoch geprüft werden, ob die bisherige Lösung immer noch die wirtschaftlichste ist. Gegebenenfalls ergeben sich aus den Änderungen Einsparpotenziale, die nur mit einer erneuten Variantenstudie voll ausgeschöpft werden können.

2.3.4 Auswirkung der Bemessungsgrößen auf die Kosten

2.3.4.1 Beispiel

Das Hochwasserschutzkonzept sieht vor, den Hochwasserschutz an der Vereinigten Weißeritz für die Landeshauptstadt auf ein zweihundertjähriges Hochwasser (HQ₂₀₀) auszulegen. Das entspricht einem Durchfluss von 267 m³/s (BJÖRNSSEN, 2003) für den überwiegenden Teil des Stadtgebietes. Als zusätzliche Sicherheit wird zum Bemessungswasserstand ein Freibord von 0,5 Metern addiert. Die Landeshauptstadt Dresden diskutiert, den Schutz abschnittsweise auf 400 m³/s ohne zusätzlichen Freibord zu erhöhen.

2.3.4.2 Hervorgerufene Problematik

Die Kosten für Hochwasserschutzmaßnahmen sind von großer Bedeutung und für alle beteiligten Entscheidungsträger von Interesse. Die Festlegung der Bemessungsgrößen wie Durchfluss und Freibord basiert auf Regelwerken (DVWK, 1989; LTV, 2003; DIN 19661-1, 1998). Sollen Schutzziele über die Empfehlungen der Regelwerke hinausgehen, sind dies häufig politische Entscheidungen, bei denen die Kosten eine maßgebliche Rolle spielen. Eine Gegenüberstellung der Kosten für verschiedene Bemessungsdurchflüsse und Freiborde kann den Entscheidungsprozess wesentlich unterstützen.

In Abbildung 2.6 sind verschiedene Durchflüsse und die Kosten für die entsprechenden Hochwasserschutzmaßnahmen gegenübergestellt. Dabei sind die Kosten des 1,0-fachen Bemessungsdurchflusses zu 100 Prozent definiert. Die Ergebnisse sind mit dem im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Optimierungssystem und unter Anwendung des in Kapitel 5 vorgestellten Anwendungsbeispiels A berechnet. Die Maßnahmen sind jeweils so bemessen, dass der Bemessungsdurchfluss ohne Ausuferungen abgeleitet wird. Mit einer derartigen Entscheidungsvorlage wird transparent, dass die Kosten nicht proportional zum Bemessungsdurchfluss ansteigen oder abnehmen. Der 1,1-fache Durchfluss erhöht die Kosten um 5 Prozent. Dagegen steigen die Kosten bei dem 1,2-fachen Durchfluss um 24 Prozent. Ab dem 1,4-fachen Durchfluss steigen die Kosten noch deutlicher an und für den 1,5-fachen Durchfluss liegen die Kosten bei 180 Prozent. Wird der Durchfluss auf das 0,9-fache reduziert, senkt das die Kosten auf 84 Prozent. Dieser Trend setzt sich in etwa bis zum 0,7-fachen Durchfluss fort. Für noch geringere Durchflüsse sind weniger umfangreiche Maßnahmen erforderlich und die Kosten sinken deutlich.

Eine ähnliche Betrachtung kann für verschiedene Freiborde angestellt werden. Abbildung 2.7 stellt verschiedene Freiborde zwischen 0,0 und 1,0 Meter mit den entsprechenden Kosten gegenüber. Auch dieses Diagramm basiert auf Berechnungen des Anwendungsbeispiels A. Die Kosten für die Variante mit 0,5 Meter Freibord sind zu 100 Prozent definiert. Erwartungsgemäß sind die Kosten für abgeminderten Freibord reduziert und für größeren Freibord steigen die Kosten. Aber auch hier verhalten sich Kosten und Freibord nicht proportional zueinander.

2.3.4.3 Bemerkung

Wegen der Komplexität von Hochwasserschutzplanungen ist es selten möglich, bei Projektbeginn alle Kosten detailliert zu kennen. Dennoch können Einsparpotenziale ausgeschöpft werden, wenn die Kosten für verschiedene Bemessungsgrößen gegenübergestellt werden. Voraussetzung für eine belastbare Entscheidungsvorlage ist, dass die Kosten aller Varianten detailliert erfasst sind. Werden maßgebliche Positionen nur grob abgeschätzt, ermöglicht das nur vage Prognosen der zu erwartenden Kosten.

Eine Berechnung des wirtschaftlichsten Durchflusses mit einer Kosten-Nutzen-Analyse geht über eine Gegenüberstellung von Durchflüssen und Kosten hinaus. Hierfür sind die Schadenspotenziale der verschiedenen Durchflüsse zu berücksichtigen. Die Vorgehensweise ist Gegenstand von

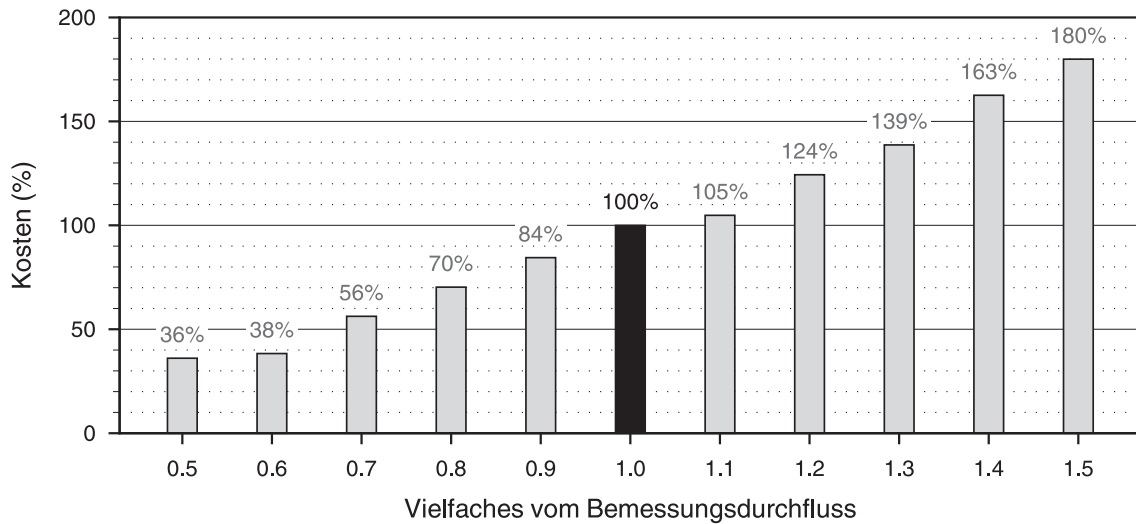


Abbildung 2.6: Kostenvergleich für verschiedene Durchflüsse. Der mit dem Faktor 1,0 angegebene Bemessungsdurchfluss beträgt $400 \text{ m}^3/\text{s}$, und die dafür entstehenden Kosten sind als 100% definiert. Zu den Uferoberkanten ist kein Freibord einzuhalten. Der Abfluss unter den Brücken erfolgt als Freisiegelabfluss.

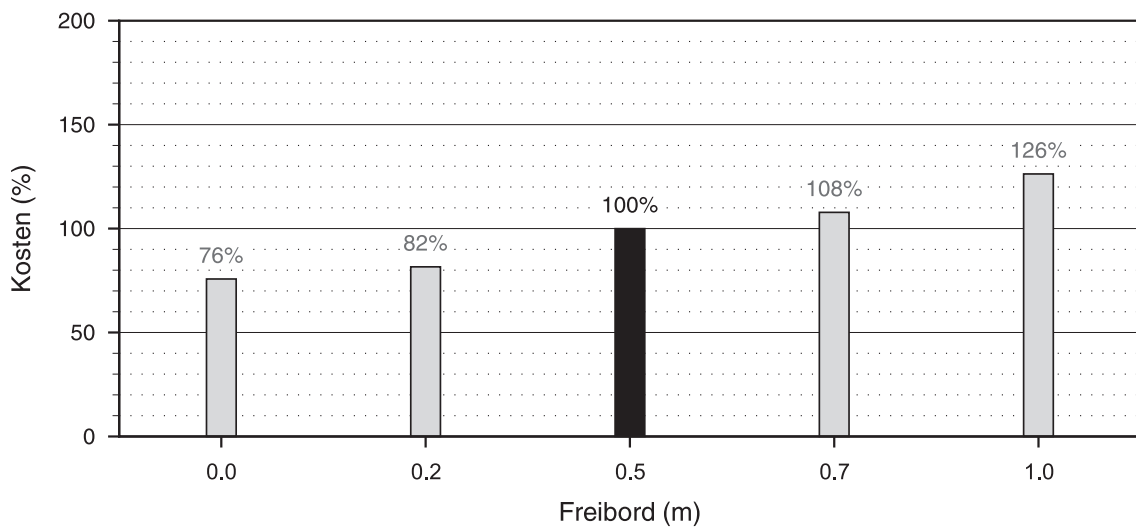


Abbildung 2.7: Kostenvergleich für verschiedene Freiborde. Der Bemessungsdurchfluss beträgt $400 \text{ m}^3/\text{s}$, und die Kosten für die Variante mit 0,5 Meter Freibord sind zu 100% definiert. Bei der Variante mit 0,0 Meter Freibord erfolgt der Abfluss unter den Brücken als Freisiegelabfluss.

Abschnitt 6.4.2, in dem auch beschrieben wird, wie das hier entwickelte Optimierungssystem entsprechend erweitert werden kann.

2.3.5 Variantenspektrum

2.3.5.1 Beispiel

Es sei angenommen, dass in einem Planungsabschnitt der Bemessungsdurchfluss nicht bordvoll abgeleitet werden kann, weil es unter- und oberstrom eines Wehres zu Ausuferungen kommt. Ursprünglich ist vom Hochwasserschutzkonzept der Umbau des Wehres in ein Schlauchwehr vorgesehen. Durch die Absenkung des Schlauchwehres bei Hochwasser soll der Bemessungsdurchfluss bordvoll abgeleitet werden können. Im Rahmen der weiteren Planungen wird durch die detaillierte Wasserspiegellagenberechnung ermittelt, dass zusätzlich zum Wehrrumbau die linken Ufermauern im Unter- und Oberstrom auf einer Länge von insgesamt 100 Metern um ca. 0,5 Meter erhöht werden müssen. Wegen des schlechten Zustands der Ufermauern werden Neubauten von drei Metern Höhe vorgesehen. Die Gesamtkosten des Vorhabens belaufen sich auf 770.000 Euro.

2.3.5.2 Hervorgerufene Problematik

In dem beschriebenen Beispiel wird versäumt, ein weites Variantenspektrum zu untersuchen. Mit der Feststellung, dass der Umbau des Wehres als alleinige Hochwasserschutzmaßnahme nicht ausreicht, sollten mehr Varianten untersucht werden als nur die Variante der Ufererhöhung. Als alternative Lösung sei angenommen, dass auf den Wehrrumbau verzichtet wird, weil durch Sohlenberäumungen und -entkrautungen die Wasserspiegellage deutlich gesenkt werden kann. Zusätzlich werden im Oberstrom des Wehres Ufererhöhungen erforderlich. Diese liegen aber unter dem ursprünglich geplanten Maß. Bei der Sohlenberäumung werden Bermen an den Mauerfüßen beibehalten, so dass auf Maßnahmen an den bestehenden Ufermauern verzichtet werden kann. Die Gesamtkosten reduzieren sich damit um 30 Prozent.

2.3.5.3 Bemerkung

Generell sollte die Variantenstudie ergebnisoffen geführt werden. Keine plausible Variante sollte ohne Analyse der Machbarkeit und Abschätzung der Kosten verworfen werden. Beispielsweise kann die Erhöhung einer Brücke oder die Tieferlegung einer das Gewässer kreuzenden Leitung kostengünstiger sein als nutzengleiche alternative Hochwasserschutzmaßnahmen wie Ufererhöhungen.

Das Abbilden von Planzuständen in einem hydraulischen Modell ist ein zeitintensiver Prozess. Insbesondere Gerinnevertiefungen oder -aufweitungen sind aufwändig zu modellieren und die gegebene Vielfalt der Varianten wird häufig nicht ausreichend untersucht. Automatische Optimierungssysteme können den Planer unterstützen, um die denkbaren Kombinationen an Maßnahmen möglichst umfassend zu untersuchen. Nur mit der Untersuchung eines weiten Variantenspektrums können alle Einsparpotenziale ausgeschöpft werden.

2.3.6 Feinabstimmung

2.3.6.1 Beispiel

Es sei angenommen, dass die räumliche Diskretisierung des Gewässers für einen Planungsabschnitt 30 Querprofile umfasst. Die geplante Sohleneintiefung erstreckt sich über einen Abschnitt von 200 Metern Länge, der mit 20 Querprofilen abgebildet wird. Im Zuge der Variantenstudie müssen diese Querprofile von Hand angepasst werden. Um den Planungsaufwand zu begrenzen, wird die Sohle zur Annäherung an die Lösung in Schritten von 20 Zentimetern im Modell angepasst. Der iterative Planungsprozess wird abgebrochen, sobald eine Variante die Vorgabe erfüllt, den Bemessungsdurchfluss auf dem gesamten Gewässerabschnitt ohne Ausuferungen abzuleiten.

2.3.6.2 Hervorgerufene Problematik

Mit der ausgearbeiteten Vorzugsvariante ist das Planungsziel, einen effektiven Hochwasserschutz zu entwerfen, gegeben, weil an keiner Stelle des Gewässers eine Maßnahme unterdimensioniert ist. Das Ziel, eine wirtschaftliche Variante zu planen, ist jedoch nicht erfüllt, weil die Ufermauern – es sei angenommen im Mittel um 0,15 Meter – höher sind als erforderlich. Damit stellt die Vorzugsvariante keine optimale Lösung dar. Bei Berücksichtigung aller Randbedingungen können die Baukosten weiter gesenkt und die Wirtschaftlichkeit der Maßnahme verbessert werden.

Für dieses Beispiel berechnen sich folgende Einsparungen unter Anwendung der in Anhang A.2 beschriebenen Kostenfunktionen. Dabei wird angenommen, dass die Ufermauern für die Lastannahme $p_{Lagerfläche}$ (siehe Tabelle A.2 auf Seite 165) bemessen sind und dass als Baugrubenumschließung Spundwände verwendet werden. Mit Ufermauerneubauten auf einer Länge von insgesamt 200 Metern und einer lichten Höhe von im Mittel 5,65 Metern ergeben sich Gesamtkosten für beide Ufer von 919.826 Euro. Wird das vorhandene Einsparpotenzial ausgeschöpft und werden die Ufermauern im Mittel mit 5,50 Metern lichte Höhe gebaut, reduzieren sich die Kosten auf 878.697 Euro. Die Einsparungen liegen damit bei fünf Prozent.

2.3.6.3 Bemerkung

Eine absolute Vermeidung von Überdimensionierungen bei Hochwasserschutzmaßnahmen ist eine theoretische Forderung, die in der Praxis nur selten eingehalten werden kann. Erfüllt werden könnte diese Forderung durch eine mathematische Herleitung der optimalen Gerinnegeometrie. Eine derartige Vorgehensweise ist für natürliche oder naturnahe Fließgewässer jedoch nicht möglich (siehe Kapitel 1). Dennoch sollte ein erhöhter Planungsaufwand akzeptiert werden, falls dadurch die Kosten deutlich gesenkt werden können. Alternative Vergütungsmodelle, die sich nicht an den anrechenbaren Kosten gemäß HOAI (2001) orientieren, könnten dem Planer einen entsprechenden finanziellen Anreiz schaffen.

Mit einem hydraulischen Modell werden die Wasserspiegellagen detailliert ausgegeben und die Feinabstimmung von Uferhöhen, Gerinnebreiten und Sohlenhöhen ist bis auf Zentimeter möglich. Die Prognosegenauigkeit der Wasserspiegellagen für extreme Durchflüsse beträgt in der

Regel nicht wenige Zentimeter, sondern liegt eher im Bereich von Dezimetern. FORKEL (2004) und DVWK (1999) erläutern Ursachen für Unsicherheiten bei der numerischen Modellierung, die größtenteils auch für die eindimensionale Spiegellinienberechnung gelten. Auf die Feinabstimmung einer Planung mit dem Verweis auf die Modellunsicherheiten zu verzichten, wäre jedoch falsch. Weil das Modell die anerkannte Nachweismethode darstellt, sind die damit gegebenen Möglichkeiten zum Ausschöpfen der Einsparpotenziale zu nutzen.

Kapitel 3

Optimierungssystem

3.1 Vorbemerkungen

Dieses Kapitel beschreibt das automatische Optimierungssystem, mit dem die in Kapitel 2 aufgeführten Einsparpotenziale ausgeschöpft werden sollen. In Abschnitt 3.2 wird zunächst die vom Optimierungssystem zu bearbeitende Aufgabe beschrieben und das Ziel der Optimierung definiert. Das Optimierungssystem, welches das hydraulische Modell mit einem Optimierungsalgorithmus verknüpft, ist Gegenstand von Abschnitt 3.3. Das für die hydraulische Berechnung verwendete Modell wird in Abschnitt 3.4 erläutert. Die Bestandteile Variantenbildung, Variantenbewertung und Optimierungsalgorithmus sind in den Abschnitten 3.5 bis 3.7 detailliert erklärt. Abschließend wird in Abschnitt 3.8 auf die statistische Auswertung von Optimierungsläufen eingegangen.

3.2 Planungsziele

Das Planungsziel ist die Verbesserung des Hochwasserschutzes an einem Fließgewässer für einen definierten Bemessungsdurchfluss. Bei der Umsetzung soll unter Berücksichtigung der in Kapitel 2 beschriebenen Einsparpotenziale die wirtschaftlichste Variante zur Erfüllung dieses Planungsziels ermittelt werden. Die Verbesserung des Hochwasserschutzes wird mit einer Steigerung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Gewässers erreicht. Hierfür werden folgende technisch-infrastrukturelle Hochwasserschutzmaßnahmen berücksichtigt:

- ◇ Erhöhung der Ufersicherungen (Mauern oder Böschungen),
- ◇ Veränderungen der Gerinnebreiten sowie
- ◇ Veränderungen der Sohlenhöhen und des Sohlengefälles.

Diese Aufgabenstellung lässt sich aus hydraulischer Sicht definieren als eine Optimierung der Gerinnegeometrie, bei der die Gerinnetiefen und -breiten sowie das Sohlengefälle die Freiheitsgrade sind. Im Zuge des Optimierungsprozesses wird eine Vorzugsvariante ausgearbeitet, indem diese Freiheitsgrade verändert werden. Die Bewertung einer Variante erfolgt im Anschluss an die hydraulische Berechnung anhand der anfallenden Kosten. Berücksichtigt werden die Kosten für

die oben genannten Hochwasserschutzmaßnahmen und für Maßnahmen an der bestehenden Infrastruktur. Dabei sollen alle für die Planung relevanten Randbedingungen wie

- ◇ bestehende Brücken,
- ◇ unter dem Gewässer kreuzende Leitungen und
- ◇ parallel zum Gewässer verlaufende Leitungen, Verkehrswege oder sonstige Bauwerke

berücksichtigt werden. Das Planungsziel ist erfüllt, wenn keine Überschwemmungen in besiedelten Gebiete auftreten. Aus dem Optimierungsprozess geht eine Vorzugsvariante hervor, die das Planungsziel mit minimalen Kosten umsetzt.

Für die Kalkulation der Kosten erfolgt eine Bemessung der Hochwasserschutzmaßnahmen, die sich an dem *Bemessungsziel* orientiert. Mit dem Bemessungsziel ist im Rahmen dieser Arbeit die Wasserspiegellinie und, falls vorgesehen, ein auf die Wasserspiegellinie zu addierender Freibord gemeint.

3.3 Übersicht und Optimierungsaufgabe

Zur Umsetzung der Planungsziele wird ein automatisches Optimierungssystem aufgebaut. Gesteuert wird der Optimierungsprozess mit einem heuristischen Optimierungsalgorithmus (siehe Abschnitt 3.7), der die Vorzugslösung in iterativer Vorgehensweise ermittelt. Voraussetzung für dessen Anwendung ist, dass die Variantenstudie automatisiert wird. Die wesentlichen Bestandteile des Optimierungssystems sind – in Übereinstimmung mit der manuellen Variantenstudie (Abbildung 1.1 auf Seite 4) – die Variantenbildung, die hydraulische Berechnung und die Bewertung einer Variante (siehe Abbildung 3.1). Sie werden in einer Zielfunktion miteinander verknüpft und für einen Iterationsschritt als einzelne Arbeitsschritte nacheinander durchlaufen. Im Zuge eines Optimierungslaufes wird die Zielfunktion wiederholt aufgerufen.

Die hydraulische Berechnung dient zur Ermittlung der Fließtiefen, Fließgeschwindigkeiten und Schubspannungen, die zur Erfüllung des Planungsziels von Bedeutung sind. Diese werden mit dem eindimensionalen Modell zur Spiegellinienberechnung (siehe Abschnitt 3.4) ermittelt. Das Modell ist über im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Schnittstellen in das Optimierungssystem eingebunden und kann ohne weitere Modifikationen automatisch aufgerufen und ausgeführt werden.

Entscheidend für den Erfolg der automatischen Optimierung sind die Arbeitsschritte Variantenbildung und -bewertung. Während bei der manuellen Variantenstudie diese Arbeitsschritte unmittelbar von dem Sachverstand und der Intuition des Ingenieurs beeinflusst werden, sind für die Automatisierung die maßgeblichen Kriterien, die der Ingenieur hierfür ansetzt, mathematisch zu formulieren. Dabei sind Vorgaben des Optimierungsalgorithmus zu beachten, die sich auf die Schnittstellen zwischen dem Algorithmus und der zu optimierenden Zielfunktion $f(\vec{x})$ beziehen.

Für den Algorithmus ist die Zielfunktion vollkommen unbekannt. Um dennoch eine zielorientierte Optimierung zu ermöglichen, sind Eingangsparameter zu definieren, die vom Algorithmus

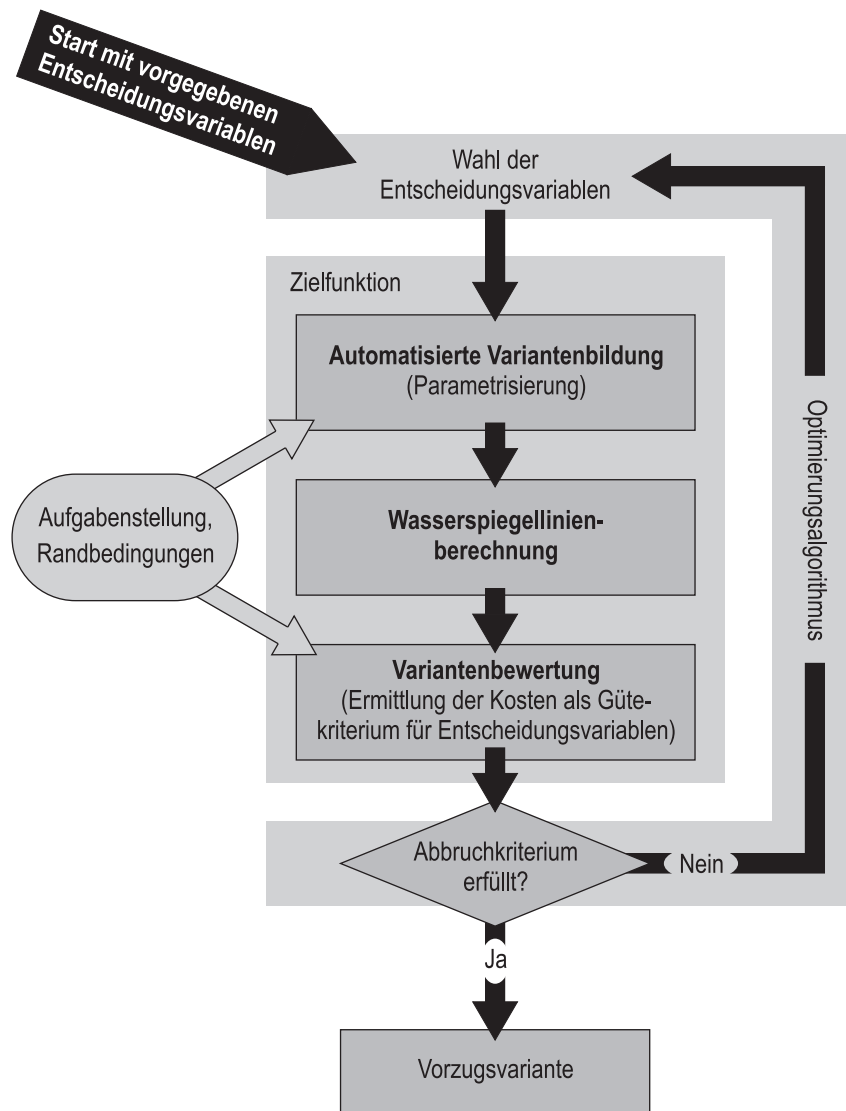


Abbildung 3.1: Schema des Optimierungssystems

im Zuge des Optimierungsprozesses variiert werden. Diese Parameter werden im Folgenden als Entscheidungsvariablen ε_i (mit $i = 1, \dots, n$) bezeichnet, die Komponenten des Vektors $\vec{\varepsilon}$ sind. Sie werden jeweils beschränkt auf ein Gültigkeitsintervall $[\vec{b}^u, \vec{b}^o]$, wobei für jede Entscheidungsvariable eine untere Grenze b_i^u und eine obere Grenze b_i^o festgelegt wird. Um anhand der Entscheidungsvariablen verschiedenste Varianten zum Hochwasserschutz bilden zu können, wird eine Schnittstelle zwischen dem Algorithmus und dem hydraulischen Modell Π erforderlich. Diese Schnittstelle wird über Parametrisierungsansätze (siehe Abschnitt 3.5) realisiert und bestimmt die Modelleingangsdaten $\chi(\vec{\varepsilon})$.

Als weitere Vorgabe des Algorithmus ist für die Variantenbewertung das Ergebnis der Zielfunktion in einem Wert zusammenzufassen. Dieser Wert wird in der Literatur häufig als Kosten bezeichnet, wenn auch nicht immer reale Kosten ermittelt werden (siehe z. B. SAIT & YOUSSEF, 1999). Die Kosten spiegeln die Güte der vom Algorithmus gewählten Entscheidungsvariablen wider und werden im Zuge des Optimierungsprozesses durch Variation der Entscheidungsvariablen minimiert. In vorliegender Arbeit setzt sich das Ergebnis der Zielfunktion in der Regel aus Kosten für Hochwasserschutzmaßnahmen zusammen (siehe Abschnitt 3.6). Diese ergeben sich mit der Ergebnisbewertung Θ aus den Modelleingangsdaten $\chi(\vec{\varepsilon})$ und den Ergebnissen der hydraulischen Berechnung $\eta(x)$. Nebenbedingungen der Optimierung Φ_j , die nicht in realen Kosten ausgedrückt werden können, gehen als Strafwerte mit Hilfe der Multiplikatorenmethode von LAGRANGE (BRONSTEIN *et al.*, 1995) in die Zielfunktion ein. Die Nebenbedingungen können sowohl von den Modellergebnissen $\eta(x)$ als auch von den Modelleingangsdaten $\chi(\vec{\varepsilon})$ abhängen.

In Anlehnung an GILL *et al.* (1981) lässt sich die Zielfunktion wie folgt mathematisch formulieren:

$$\begin{aligned} & \min f(\vec{\varepsilon}) \\ \text{mit } & f(\vec{\varepsilon}) = \Theta(\eta(x), \chi(\vec{\varepsilon})) + \sum_j \Phi_j(\eta(x), \chi(\vec{\varepsilon})), \\ & \eta(x) = \Pi(\chi(\vec{\varepsilon})), \\ & b_i^u \leq \varepsilon_i \leq b_i^o \quad \text{mit } i = 1, \dots, n. \end{aligned} \tag{3.1}$$

Mit der Gleichung 3.1 ergibt sich eine nichtlineare Optimierungsaufgabe mit den nichtlinearen Nebenbedingungen Φ_j und der linearen Nebenbedingung $b_i^u \leq \varepsilon_i \leq b_i^o$.

Das Optimierungssystem ist programmiert in der *Matlab*-Skriptsprache (MATHWORKS, 2007) und die Ausführung erfolgt mit dem Programm *Matlab (R14)* unter dem Betriebssystem *Microsoft Windows XP*. Für einen Iterationsschritt werden auf einem PC mit 2,0 GHz Prozessor (Intel T2500) etwa 3,3 Sekunden für die in Kapitel 4 beschriebenen Testfälle (mit 101 Querprofilen) und 4,3 Sekunden für die in Kapitel 5 beschriebenen Anwendungsbeispiele (mit 161 Querprofilen) benötigt. Das hydraulische Modell beansprucht mit ca. 0,2 Sekunden nur einen geringen Teil der Dauer eines Iterationsschritts.

3.4 Hydraulisches Modell

Für die hydraulische Berechnung wird das Programm WSPR2007 der Firma PSW-Knauf, Jungenheim verwendet. Das Programm ist in den Softwarepaketen WSPWIN (BCE Björnsen Beratende Ingenieure GmbH, Koblenz) und WSP-ASS (SYDRO Consult GbR, Darmstadt) als Rechenkern integriert und kommt seit Jahren für die Bearbeitung hydraulischer Fragestellungen zum Einsatz. Es dient zur eindimensionalen Berechnung der Wasserspiegellinie in natürlichen Gerinnen bei stationär-ungleichförmigem Abfluss für strömende und schießende Abflussverhältnisse. Wie bei allen eindimensionalen Modellen erfolgt die Diskretisierung des Gewässers über Querprofile.

Die Grundlage der Berechnung ist die nichtlineare Differenzialgleichung der Wasserspiegellinie, die sich für die Betrachtung zwei aneinander angrenzender Fließquerschnitte mit infinitesimal kleinem Abstand dx nach BOLLRICH (2007) ergibt zu

$$dh = (I_S - I_E) \cdot dx - d\left(\frac{v^2}{2g}\right) \quad (3.2)$$

mit dem Sohlgefälle I_S , dem Energieliniengefälle I_E , der Fließtiefe h in Metern, der über den Fließquerschnitt als konstant angenommenen Fließgeschwindigkeit v in m/s, der Erdbeschleunigung g , die mit $9,81 \text{ m/s}^2$ angesetzt wird, und dem horizontalen Abstand zwischen den betrachteten Fließquerschnitten x in Metern. Sie kann nach einer Umwandlung in die Differenzgleichung

$$\Delta h - I_S \cdot \Delta x + I_E \cdot \Delta x + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} = 0 \quad (3.3)$$

schrittweise gelöst werden (v_1 und v_2 sind die Fließgeschwindigkeiten an den benachbarten Querschnitten 1 und 2). Die Berechnung des unbekanntes Energieliniengefälles I_E erfolgt wahlweise mit der Fließformel nach *Manning-Strickler*

$$v = k_{St} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I_E^{1/2} \quad (3.4)$$

oder der universellen Fließformel von *Darcy-Weisbach*

$$v = \sqrt{\frac{8 \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I_E}{\lambda}} \quad (3.5)$$

Der dimensionslose Widerstandsbeiwert λ wird nach dem Gesetz von *Colebrook* und *White* für den rauen Bereich mit

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \lg\left(\frac{k}{14,84 \cdot r_{hy}}\right) \quad (3.6)$$

berechnet (KNAUF, 2003; DVWK, 1991). Der hydraulische Radius r_{hy} ist in Metern anzugeben. Die kontinuierlichen Verluste an hydraulischer Energie durch Wandreibung werden über die Angabe der Gerinnerauheiten als Strickler-Beiwerte k_{St} in $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ oder als äquivalente Sandrauheiten k in Metern berechnet. Darüber hinaus können mit dem Programm örtliche Verluste aufgrund von Bewuchs, diskontinuierlichen Querschnittserweiterungen oder -einengungen und Sonderbauwerken

wie Wehre, Durchlässe und Brücken berücksichtigt werden. Die Diskretisierung von Wehren erfolgt über die Angabe der Kronenhöhe in Metern über Meeresspiegel, der Kronenbreite in Metern sowie des dimensionslosen Überfallbeiwerts μ . Es können eingestaute und überströmte Durchlässe und Brücken berücksichtigt werden. Für Durchlässe kann aus einer Auswahl an Sonderprofilen gewählt werden. Brücken werden unter Angabe der horizontalen Konstruktionsunterkante und -oberkante in Metern über Meeresspiegel diskretisiert; für Bogenbrücken ist ein gemittelter Wert für die Unterkante zu wählen.

Die Schubspannungen τ werden in N/m^2 ausgegeben und berechnen sich zu

$$\tau = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I_E, \quad (3.7)$$

wobei die Dichte des Wasser ρ mit $1.000 \text{ kg}/\text{m}^3$ angesetzt wird.

Um die hydraulischen Verluste in Gewässerkrümmungen zu erfassen, werden die Abstände benachbarter Querprofile zueinander für das Hauptgerinne und die linken und rechten Vorländer angegeben. Darüber hinaus sind aufgrund der eindimensionalen Betrachtung keine Angaben über die Lage der Querprofile erforderlich.

Die theoretischen Grundlagen des Programms entsprechen den Empfehlungen zur hydraulischen Berechnung von Fließgewässern des DVWK (1991) und sind in dem Anwenderhandbuch zum Programmsystem HYDRA-WSPR2003 (KNAUF, 2003) detailliert beschrieben. Auf weiterführende Erläuterungen wird daher verzichtet.

3.5 Variantenbildung

3.5.1 Notwendigkeit der Parametrisierung

Eine automatisierte Variantenbildung gemäß der formulierten Optimierungsaufgabe wird erst mit Hilfe von Parametrisierungsansätzen möglich, die die Schnittstelle zwischen dem Optimierungsalgorithmus und dem hydraulischen Modell bildet (siehe Abschnitt 3.3). Dabei sind vier Ziele zu verfolgen: Die Anzahl Entscheidungsvariablen sollte gering gehalten werden, weil mehr Variablen in der Regel auch mehr Iterationsschritte des Optimierungsalgorithmus und somit mehr Optimierungszeit erfordern. Zugleich muss die Untersuchung eines weiten Variantenspektrums möglich sein. Darüber hinaus sollen nur Varianten gebildet werden, die sinnvoll sind und in der Praxis umgesetzt werden können. Letztlich ist zu berücksichtigen, dass die Varianten mit dem hydraulischen Modell abgebildet und berechnet werden können.

Beispielsweise wäre eine Parametrisierung ungeeignet, bei der die Sohlenhöhe für jedes Querprofil separat und noch dazu unabhängig von den benachbarten Profilen variiert werden kann. Für lange Gewässerabschnitte mit vielen Querprofilen wären viele Entscheidungsvariablen erforderlich. Darüber hinaus würde der Ansatz Varianten mit vielen negativen und positiven Sohlensprüngen liefern, die keinem natürlichen Gewässerverlauf entsprechen. Je nach Maß der Sohlensprünge ist fraglich, ob das hydraulische Modell eine Lösung der Wasserspiegellinie berechnen kann.

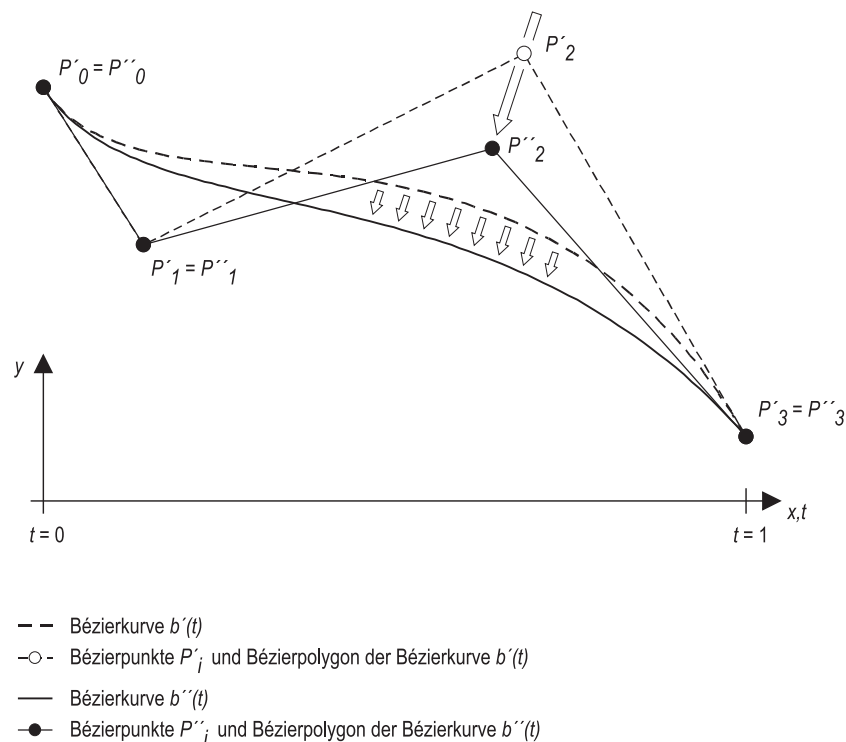


Abbildung 3.2: Zwei Bézierkurven, die sich in einem Bézierpunkt unterscheiden. Der Punkt P''_2 ist gegenüber P'_2 sowohl in x- als auch in y-Richtung verschoben. Zur Veranschaulichung lassen sich die Bézierkurven mit Bändern aus Metall assoziieren, die von Magneten – den Bézierpunkten – angezogen werden.

3.5.2 Abbilden eines Gewässers mit Bézierkurven

Für die computergestützte Modellierung von Fahrzeugkarosserien bei Renault entwickelte BÉZIER (1968) Ausgleichsfunktionen, mit deren Hilfe Kurven und gekrümmte Flächen dargestellt werden. Die Besonderheit dieser Bézierkurven liegt darin, dass sie über wenige Stützstellen definiert werden können und sehr gleichmäßige Verläufe annehmen. Im Gegensatz dazu werden mit gewöhnlichen Interpolationsmethoden Kurven berechnet, die alle Stützstellen (zum Beispiel Werte einer Messreihe) durchlaufen. Dies kann mit zunehmender Anzahl Stützstellen zu starken Oszillationen und ungleichmäßigen Kurvenverläufen führen. Mit Ausgleichsfunktionen wird versucht, dies zu vermeiden, indem nicht zwingend alle Stützstellen durchlaufen werden und so das Ausschlagen gehemmt wird. Splines sind für die Darstellung von Kurven weit verbreitet. Bei Bézierkurven handelt es sich um eine spezielle Art von Splines auf der Basis von Bernstein-Polynomen (DE BOOR, 1987; PRAUTZSCH *et al.*, 2002).

In Abbildung 3.2 sind zwei Bézierkurven mit den entsprechenden Stützstellen (im Folgenden Bézierpunkte genannt) dargestellt. Die direkte Verbindung der Bézierpunkte wird als Bézierpolygon (oder Stützpolygon) bezeichnet. Ein Punkt auf einer Bézierkurve $\vec{b}(t)$ an der Stelle t berechnet sich nach BRONSTEIN *et al.* (1995) aus

$$\vec{b}(t) = \sum_{i=0}^n B_{i,n}(t) \cdot \vec{P}_i. \quad (3.8)$$

Die Bernstein'schen Grundpolynome

$$B_{i,n}(t) = \binom{n}{i} \cdot t^i \cdot (1-t)^{(n-i)} \quad \text{mit } i = 0, 1, \dots, n \quad (3.9)$$

sind die Grundlage der Bézierkurve und werden für das Intervall $0 \leq t \leq 1$ ermittelt. Dabei gilt: $0 \leq B_{i,n}(t) \leq 1$. Das Bézierpolygon \vec{P}_i wird aus den $n - 1$ Bézierpunkten P_i gebildet. Für Kurven in einer Ebene wird Gleichung (3.8) für die x- und y-Komponenten von \vec{P}_i gelöst, wobei die Grundpolynome $B_{i,n}(t)$ unabhängig von den Komponenten sind. Bei dreidimensionalen Kurven – die hier keine Anwendung finden – würde zusätzlich die z-Komponente berücksichtigt. Der Grad der Grundpolynome ist um Eins kleiner als die Anzahl Stützstellen. Das heißt, mit $n - 1$ Stützstellen wird die Gleichung (3.9) zu einem Polynom n -ten Grades und somit beschreibt die Gleichung (3.8) eine Bézierkurve n -ter Ordnung.

Mit den Untersuchungen zu dieser Arbeit zeigt sich, dass Bézierkurven sehr gut geeignet sind, den Verlauf einer Gewässersohle im Längsschnitt oder einer Uferlinie im Lageplan abzubilden. Insbesondere die für Gewässergeometrien charakteristischen gleichmäßigen Kurvenverläufe können von Bézierkurven angemessen berücksichtigt werden. Unter Verwendung mehrerer Bézierkurven ist es möglich, die Geometrie eines Gewässers vollständig abzubilden. Unstetigkeiten im Gewässerverlauf, wie sie beispielsweise bei Wehren auftreten, werden berücksichtigt, indem verschiedene Bézierkurven mit linearen Teilstücken verbunden werden. Das Beispiel in Abbildung 3.3 zeigt, wie mit zwei Bézierkurven der Verlauf einer Gewässersohle im Längsschnitt angenähert wird. Um für einen Planzustand den Verlauf der Gewässersohle zu verändern, werden die Bézierpunkte in der Höhe (y-Komponente) verschoben (vgl. auch Abbildung 3.2). Wenn die Anfangs- und Endpunkte der Bézierpolygone unverändert bleiben, ergeben sich gleichmäßige, gewässertypische Funktionsverläufe, weil der Kurvenanfang und das -ende immer tangential zu dem Bézierpolygon verlaufen. Der sich einstellende neue Sohlenverlauf ist die Grundlage für die Anpassung der Querprofile in dem hydraulischen Modell. Dazu wird die minimale Sohlenhöhe aus dem Längsschnitt auf die Sohlenpunkte im entsprechenden Querprofil übertragen. Gegenüber dem Istzustand, in dem eine geschiebeführende Sohle häufig unregelmäßig ist, wird für den Planzustand die Sohle geebnet. Falls gewünscht, können für den Planzustand eine Mittelwasserrinne oder ein Quergefälle gemäß Abbildung 3.5 berücksichtigt werden.

Um die Lage eines Gewässers zu beschreiben, können die linken und rechten Uferlinien mit Bézierkurven approximiert werden, wie es in Abbildung 3.4(a) dargestellt ist. Weil für die eindimensionale hydraulische Berechnung die tatsächliche Lage der Querprofile keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat (siehe Abschnitt 3.4), bietet sich folgende Vereinfachung an: Alle Querprofile werden am linken Ufer ausgerichtet und die Variation der Gerinnebreiten erfolgt lediglich über die Veränderung des rechten Ufers wie in Abbildung 3.4(b) gezeigt. Der Vorteil, nur ein Ufer zu variieren, besteht darin, dass die Anzahl Bézierpunkte zur Abbildung eines Gewässers halbiert wird, was für die Optimierung die Anzahl Entscheidungsvariablen ebenfalls halbiert und die Lösungsfindung vereinfacht. Damit die modellierte Charakteristik des Gewässers nicht verlorenght, bleiben die Modellparameter zur Beschreibung der Vorländer- und Hauptgerinneabstände unverändert. Bei größeren Eingriffen in die Gewässerradien sind diese Parameter im Planzustand

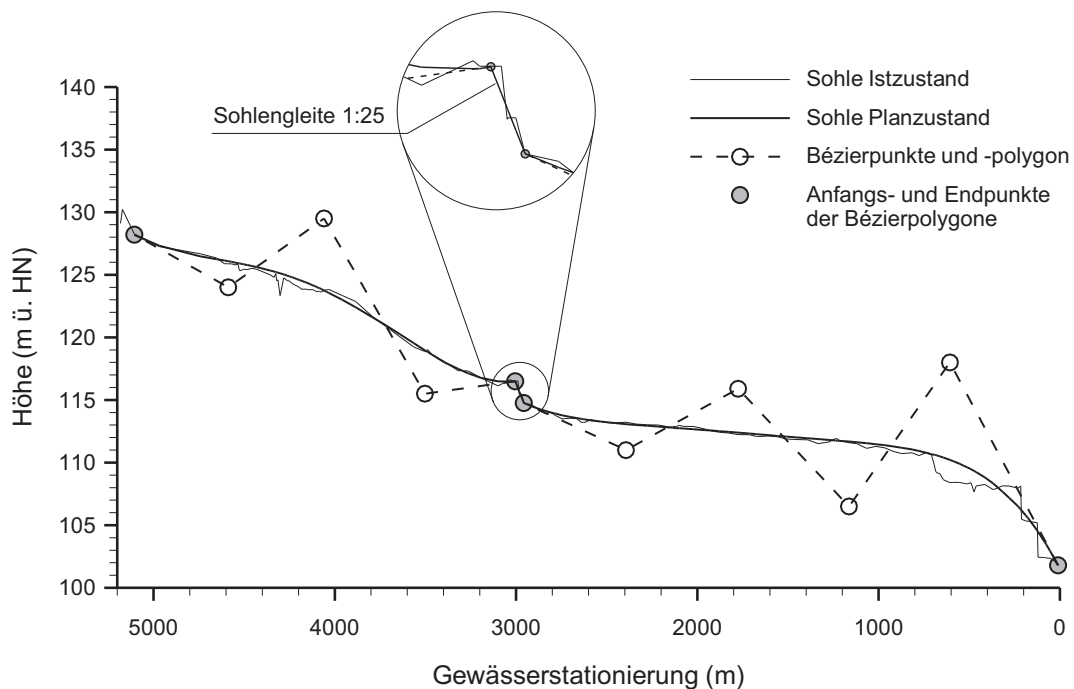


Abbildung 3.3: Beispiel für die Annäherung einer Gewässersohle im Längsschnitt durch zwei Bézierkurven und eine Gerade. Die Gerade entspricht in der Natur einer Sohlengleite mit einem Gefälle von ca. 1:25. Die Bézierpunkte sind hier in annähernd gleichen Abständen über die Gewässerachse verteilt. Geringe Abstandsunterschiede resultieren dadurch, dass die Bézierpunkte an den Querprofilen angeordnet werden und diese nicht zwingend gleich weit voneinander entfernt sind.

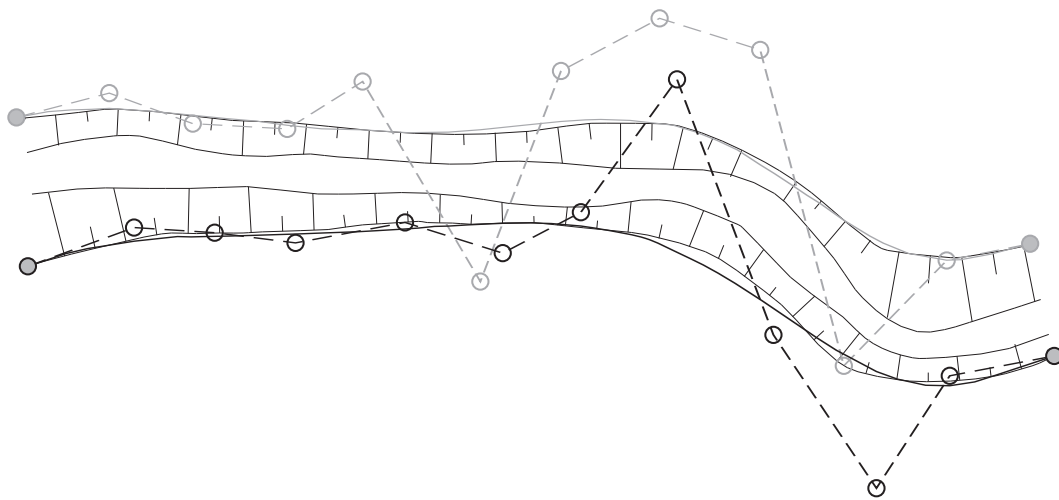
anzupassen. Für mäandrierende Gewässer ist darauf zu achten, dass die Bézierkurve eine angemessene Flexibilität aufweist, um alle Krümmungen gut abzubilden. Dafür sind ausreichend Bézierpunkte entlang des Ufers zu platzieren, die in sensiblen Bereichen in geringeren Abständen zueinander vorzusehen sind. Um einen Planzustand im Lageplan korrekt darzustellen, werden die Oberkanten der linken Ufer wieder an ihre ursprüngliche Position verschoben. Die geplante Gerinneaufweitung oder -einengung wird dann ausschließlich am rechten Ufer realisiert. Alternativ liegt es in der Freiheit des Planers, den Planzustand am linken Ufer auszuführen oder auf beide Ufer zu verteilen.

3.5.3 Anpassen der Querprofile für den Planzustand

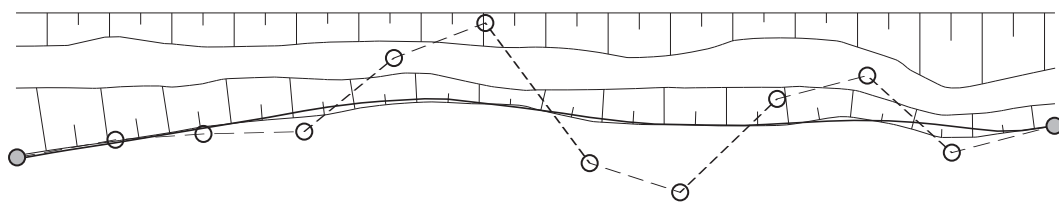
Um die mit Hilfe der Bézierkurven geplante Variante hydraulisch zu berechnen, wird die räumliche Diskretisierung des Modells entsprechend verändert. Eine entwickelte Schnittstelle passt hierzu die im Modell vorhandenen Querprofile an, so dass auf Basis des Istzustands der jeweilige Planzustand modelliert wird. Als vorbereitender Arbeitsschritt werden für jedes Querprofil die Ober- und Unterkanten der Ufer im Istzustand gekennzeichnet und gespeichert. Die sich daraus berechnenden Uferneigungen im Istzustand werden ebenfalls gespeichert.

Für Veränderungen an der Sohlenhöhe werden alle Sohlenpunkte eines Querprofils an dem entsprechenden Punkt auf der Bézierkurve im Längsschnitt ausgerichtet. Die Sohlenpunkte liegen

- Gewässer im Istzustand
- OK linkes Ufer im Planzustand
- -○- - Bézierpunkte- und -polygon OK linkes Ufer im Planzustand
- OK rechtes Ufer im Planzustand
- -○- - Bézierpunkte- und -polygon OK rechtes Ufer im Planzustand
- ● Anfangs- und Endpunkte der Bézierpolygone



(a) Annäherung des Gewässerverlaufs mit zwei Bézierkurven.



(b) Annäherung des Gewässerverlaufs mit einer Bézierkurven. Die Querprofile wurden alle an der Oberkante des linken Ufers ausgerichtet. Diese Vorgehensweise ist zulässig, weil für die eindimensionale hydraulische Berechnung die tatsächliche Lage der Querprofile keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat. Veränderte Vorländer- und Hauptgerinneabstände sind im Modell anzupassen.

Abbildung 3.4: Beispiel für die Annäherung eines Gewässerverlaufs im Lageplan durch Bézierkurven

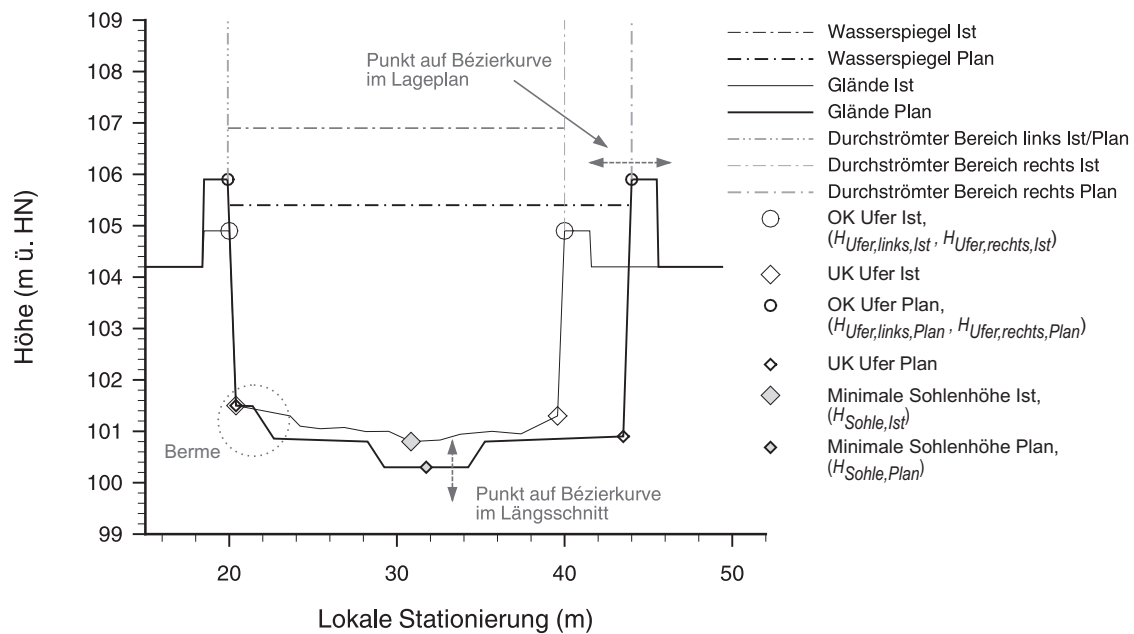


Abbildung 3.5: Querprofil im Ist- und Planzustand. Die minimalen Sohlenhöhen werden in Längsschnitten dargestellt und entsprechen im Planzustand den Punkten auf der Bézierkurve (siehe Abbildung 3.3). Die Oberkante des rechten Ufers im Planzustand (OK Ufer Plan) sind die Punkte auf der Bézierkurve im Lageplan (siehe Abbildung 3.4(b)).

zwischen den definierten Unterkanten des linken und rechten Ufers. Wahlweise kann eine Mittelwasserrinne oder ein Berme modelliert werden. Die Abschrägungen der Bermen werden hier mit Neigungen von 1 : 2 angesetzt. Die Querneigungen zur Profilmittre betragen 1 : 20. Abbildung 3.5 gibt hierzu ein Beispiel. Für die geplanten Querprofile werden die Uferneigungen wie im Istzustand beibehalten. Eine Korrektur der Neigung erfolgt nur bei sehr umfangreichen Sohleneintiefungen an Querprofilen mit Böschung. Um trichterförmige Profile im Planzustand zu vermeiden, werden die Ufer als nahezu senkrechte Wände abgebildet, falls die Sohlenbreite gegenüber dem Istzustand um mehr als 20 Prozent reduziert würde.

Um die geplanten Gerinnebreiten auf die Querprofile zu übertragen, werden die rechten Uferoberkanten an dem entsprechenden Punkt auf der Bézierkurve im Lageplan ausgerichtet (siehe Abbildung 3.5). Die Neigungen des rechten Ufers werden auch hier aus dem Istzustand übernommen. Nur im Fall großer Gerinneeinengungen, bei denen sich die linken und rechten Böschungen schneiden würden, wird das rechte Ufer nahezu senkrecht ausgeführt.

Weil das Optimierungssystem zum Ziel hat, Varianten ohne Ausuferungen auszuarbeiten, werden die durchströmten Bereiche an den Oberkanten der Ufer definiert (siehe Abbildung 3.5). Somit erfolgt der Hochwasserabfluss nur im Hauptgerinne. Die Wasserspiegellagen und die für einen schadlosen Abfluss erforderlichen Uferhöhen stehen nach der hydraulischen Berechnung fest. Auf dieser Basis werden dann die Kosten für ausreichend hohe Ufersicherungen kalkuliert. Mit dieser für vorliegende Arbeit angewendeten Konfiguration des Optimierungssystems entfallen zusätzliche Entscheidungsvariablen, um die Uferhöhen direkt zu optimieren. Das Optimierungsproblem

ist so einfacher zu lösen, was die erforderliche Rechenleistung reduziert und die Zuverlässigkeit der Ergebnisse erhöht.

Die Abmessungen von Brücken, die das Gewässer kreuzen, werden mit dem Beginn der Optimierung gespeichert und für den eigentlichen Optimierungsprozess aus dem Modell entfernt. Damit wird der Einfluss von eingestauten oder überströmten Brücken auf die Wasserspiegellage vermieden. Ausreichende Berücksichtigung finden die Brücken bei der Variantenbewertung: Liegt das Bemessungsziel (Wasserspiegellinie plus Freibord gemäß Abschnitt 3.2) an einer Brücke höher als die Brückenunterkante, werden die Kosten für einen angehobenen Ersatzneubau kalkuliert. Inwiefern die Vorgaben der DIN 19661-1, einen Freibord von 0,5 Metern einzuhalten, berücksichtigt werden sollen, ist mit der Konfiguration des Optimierungssystems anzugeben.

3.6 Variantenbewertung

3.6.1 Vorbemerkung

Wie in Abschnitt 3.3 beschrieben, ist bei der Variantenbewertung die Vorgabe des Optimierungsalgorithmus zu beachten, die Qualität einer Variante in *einem* Wert – dem Funktionswert der Zielfunktion – zusammenzufassen. Dieser Wert wird im Zuge der Optimierung minimiert.

In Übereinstimmung mit den in Abschnitt 3.2 formulierten Planungszielen werden für die Variantenbewertung Kosten ermittelt, die für Hochwasserschutzmaßnahmen anfallen. Teilweise ergeben sich die Maßnahmen aus den Modelleingangsdaten $\chi(\vec{\varepsilon})$, die schon mit der Variantenbildung festgelegt werden. Hierzu zählen Maßnahmen, die aus Gerinneeinengungen oder -aufweitungen und Sohlenerhöhungen oder -eintiefungen hervorgehen. Weitere Informationen geben nach der hydraulischen Berechnung die Modellergebnisse $\eta(x)$. Mit der Wasserspiegellinie werden beispielsweise die erforderlichen Höhen von Ufermauern bestimmt und mit den Schubspannungen die Art der Sohlen- und Böschungssicherung gewählt. Die Berechnung der Kosten für Hochwasserschutzmaßnahmen $K_{HW\text{-Maßnahmen}}$ wird im folgenden Abschnitt detailliert beschrieben.

Neben den Kosten für Hochwasserschutzmaßnahmen können auch Strafwerte $K_{\text{Strafwerte}}$ in die Zielfunktion eingehen. Strafwerte kommen zum Einsatz, wenn Bedingungen bei der Variantenbewertung zu berücksichtigen sind, die nicht als Kosten ausgedrückt werden können. Sollen beispielsweise Bauwerke bewusst im Istzustand belassen werden, sind Strafwerte zu beaufschlagen, falls eine Variante gegen diese Auflage verstößt. Ein Beispiel für die Erfordernis, Strafwerte anzuwenden, ergibt sich bei überströmten oder eingestauten Brücken, die gemäß Planvorgabe *nicht* baulich verändert werden sollen (siehe Abschnitt 4.3). In diesem Fall werden Strafwerte erhoben, sobald die Brücke eingestaut oder überströmt ist. Damit sichergestellt ist, dass Varianten mit Brückeneinstau schlechter bewertet werden als Varianten ohne Brückeneinstau, sind die Strafwerte ausreichend hoch zu wählen. Es ist zu vermeiden, dass die Strafwerte kleiner sind als die Kosten für bauliche Maßnahmen im Bereich einer Brücke. Beispielsweise kann es bei minimal eingestauten Brücken vorkommen, dass die bestehenden Ufer ausreichend hoch sind. Dann sind keine baulichen Veränderungen erforderlich und es werden keine Kosten kalkuliert. Dennoch muss

im Zuge der Optimierung deutlich werden, dass diese Variante als Lösung ausscheidet. Varianten mit überströmten Brücken scheiden in der Regel auch ohne Strafwerte aus, weil durch die hohen Wasserspiegellagen im Rückstaubereich umfangreiche Ufererhöhungen kalkuliert werden.

Die allgemeine Formulierung der Zielfunktion nach Gleichung (3.1) in Abhängigkeit der Modellergebnisse $\eta(x)$ und den Modelleingangsdaten $\chi(\vec{\epsilon})$ lässt sich als Summe über die Querprofile i ausdrücken:

$$\begin{aligned} f(\vec{\epsilon}) &= \Theta(\eta(x), \chi(\vec{\epsilon})) + \sum_j \Phi_j(\eta(x), \chi(\vec{\epsilon})) \\ &= \sum_{i=1}^{n-1} K_{HW\text{-Maßnahmen}}(i) + \sum_{i=1}^{n-1} K_{\text{Strafwerte}}(i) \\ &= K_{\text{Gesamtkosten}} \end{aligned} \quad (3.10)$$

Der Funktionswert der Zielfunktion wird als Gesamtkosten $K_{\text{Gesamtkosten}}$ einer Variante bezeichnet. Der Index i nummeriert hier die der Kostenermittlung zugrunde liegenden Querprofile, beginnend im Unterstrom mit $i = 1, \dots, n$. Damit alle Auswirkungen der geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen bei der Variantenbewertung erfasst werden, muss das hydraulische Modell im Unter- und Oberstrom über den Planungsbereich hinaus gehen. Bei der Kostenermittlung sind diese erweiterten Bereiche mit zu erfassen. Weil die Berechnung der Kosten abschnittsweise erfolgt, laufen die Summen in Gleichung (3.10) nur bis zum vorletzten Querprofil $i - 1$. Aufgrund der abschnittswise Betrachtung hat die Anzahl der Querprofile keinen Einfluss auf das Ergebnis. Die Vorgehensweise ist im Folgenden detailliert erläutert.

3.6.2 Ermittlung der Kosten

Die Berechnung der Kosten erfolgt im Wesentlichen in vier Schritten: Zunächst werden für jedes der Kostenermittlung zugrunde liegende Querprofil die **geometrischen Veränderungen zwischen dem Ist- und dem Planzustand** ermittelt. Alle Veränderungen an den Grinnebreiten werden mit der Differenz

$$\Delta b(i) = b_{\text{Sohle,Plan}}(i) - b_{\text{Sohle,Ist}}(i) \begin{cases} < 0 : \text{Gerinneeinengung} \\ > 0 : \text{Gerinneaufweitung} \end{cases} \quad (3.11)$$

ermittelt. Dabei entsprechen die Gerinnebreiten $b_{\text{Sohle,Ist}}$ und $b_{\text{Sohle,Plan}}$ dem Abstand zwischen den Unterkanten der linken und rechten Ufer in Metern (siehe Abbildung 3.5). Geplante Sohleneintiefungen oder -erhöhungen gehen mit den minimalen Sohlenhöhen je Querprofil $H_{\text{Sohle,Ist}}$ und $H_{\text{Sohle,Plan}}$ in Metern über Meeresspiegel aus der Differenz

$$\Delta h_{\text{Sohle}}(i) = H_{\text{Sohle,Plan}}(i) - H_{\text{Sohle,Ist}}(i) \begin{cases} < 0 : \text{Sohleneintiefung} \\ > 0 : \text{Sohlenerhöhung} \end{cases} \quad (3.12)$$

hervor. Die Abweichung der Uferhöhen im Istzustand von dem geplanten Bemessungsziel wird mit

$$\Delta h_{Ufer,links}(i) = H_{Wspl.}(i) + h_{Freibord} - H_{Ufer,links,Ist}(i) \begin{cases} < 0 : \text{Keine Maßnahme} \\ > 0 : \text{Ufererhöhung} \end{cases} \quad (3.13)$$

und

$$\Delta h_{Ufer,rechts}(i) = H_{Wspl.}(i) + h_{Freibord} - H_{Ufer,rechts,Ist}(i) \begin{cases} < 0 : \text{Keine Maßnahme} \\ > 0 : \text{Ufererhöhung} \end{cases} \quad (3.14)$$

(in Metern) berechnet. Dabei sind $H_{Ufer,links,Ist}$ und $H_{Ufer,rechts,Ist}$ (in Metern über Meeresspiegel) die Oberkanten der linken und rechten Ufer im Istzustand. Das Bemessungsziel ergibt sich gemäß Abschnitt 3.2 aus der berechneten Wasserspiegellage $H_{Wspl.}$ (in Metern über Meeresspiegel) zuzüglich des Freibords $h_{Freibord}$ (in Metern).

Im darauf folgenden Schritt wird auf der Grundlage der Gleichungen (3.11) bis (3.14) erfasst, welche **Abmessungen** die **Hochwasserschutzmaßnahmen** haben. Die Erfassung erfolgt abschnittsweise, beginnend im Unterstrom am Querprofil $i = 1$. Die dabei betrachteten Abschnitte erstrecken sich maximal von einem bis zum nächsten Querprofil. Falls im Planzustand zwischen zwei Querprofilen ein Wechsel von einer Grinnevertiefung zu einer -erhöhung (oder umgekehrt) vorgesehen ist, wird der Abschnitt in zwei Teilabschnitte aufgeteilt. Der Schnittpunkt von vorhandener und geplanter Gewässersohle trennt die Eintiefung im Teilabschnitt unterstrom von der Erhöhung im Teilabschnitt oberstrom. Gleiches gilt auch für den Wechsel zwischen Gerinneaufweitung und -einengung oder umgekehrt. In diesem Fall ergibt sich der Schnittpunkt aus den rechten Uferlinien im Ist- und Planzustand. Weitere Schnittpunkte können zwischen den Uferoberkanten und dem Bemessungsziel (Wasserspiegellage zuzüglich Freibord) auftreten, wenn an einem Querprofil Ufererhöhungen erforderlich werden und an dem benachbarten Querprofil nicht. Durch kombinierte Maßnahmen an den Gerinnebreiten, den Sohlenhöhen und den Uferhöhen können sich bis zu fünf Teilabschnitte ergeben. Ein Beispiel hierzu ist am Detail eines Längsschnitts in Abbildung 3.6 veranschaulicht.

Die abschnittsweise Erfassung der Hochwasserschutzmaßnahmen erfolgt nach dem in Abbildung 3.7 angegebenen Programmablaufplan. Mit einer Schleife über $i = 1, \dots, n - 1$ Querprofile ist jeweils ein Abschnitt zwischen den Querprofilen i und $i + 1$ Gegenstand der Betrachtung. Innerhalb der Schleife werden nacheinander die Gerinnebreiten, die Sohlenhöhen, die linken und die rechten Uferhöhen und abschließend die bestehende Infrastruktur ausgewertet und die geometrischen Abmessungen der Maßnahmen gespeichert. Die Details des Programmablaufs werden im Folgenden erläutert.

Gerinnebreiten: Veränderungen der Gerinnebreiten haben wasserbauliche Maßnahmen an der Gewässersohle und dem rechten Ufer zur Folge:

- ◇ Rück- und Neubau Ufersicherung rechts,

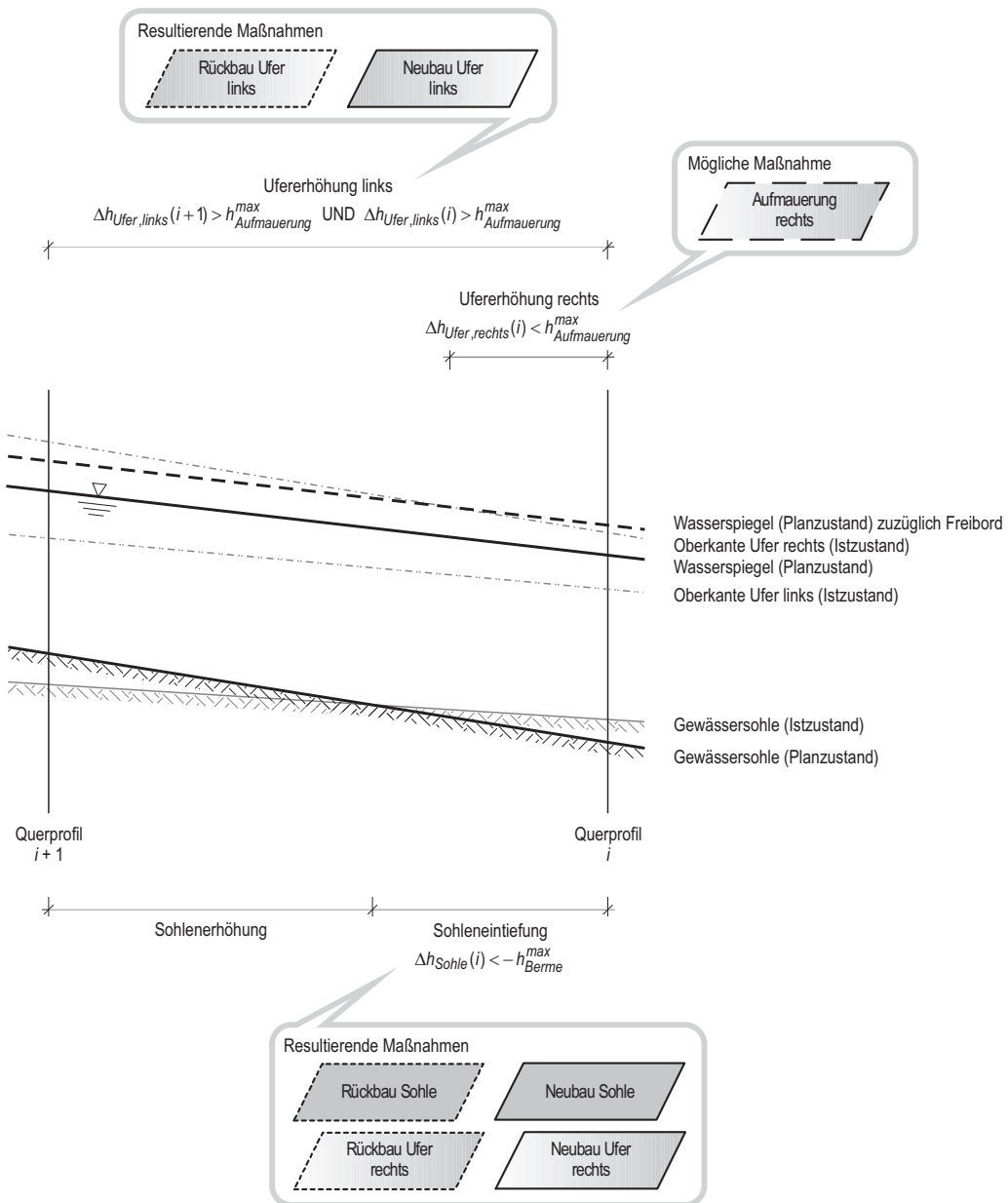


Abbildung 3.6: Beispiel für wasserbauliche Maßnahmen im Längsschnitt, die sich bei Sohleneintiefungen und Ufererhöhungen ergeben. Die rechte Ufererhöhung kann nicht mit einer kostengünstigen Aufmauerung auf die bestehende Ufermauer realisiert werden, weil die rechte Ufermauer aufgrund der Sohleneintiefung neu gebaut werden muss.

- ◇ nur bei Gerinneeinengungen: Rückbau Sohlensicherung auf teilweiser Gewässerbreite und
- ◇ nur bei Gerinneaufweitungen: Neubau Sohlensicherung auf teilweiser Gewässerbreite.

Kosten für den Rück- und Neubau der rechten Ufersicherung fallen sowohl bei Gerinneeinengungen als auch bei -aufweitungen an. Als lichte Höhe des Neubaus wird hier die Höhe zwischen Uferunterkante und -oberkante im Istzustand angesetzt (siehe Abbildung 3.5). Eventuell erforderliche Ufererhöhungen werden mit den Auswertungen der rechten Uferhöhen erfasst. Mit der Standardkonfiguration des Optimierungssystems ist nicht vorgesehen, dass geplante Ufersicherungen niedriger ausfallen als im Istzustand, weil von der geplanten Oberkante zum höherliegenden vorhandenen Gelände eine Böschung profiliert werden müsste, für die im innerstädtischen Bereich häufig nicht ausreichend Raum vorhanden ist.

An der Sohle umfassen die Maßnahmen nur einen Teil der Gewässerbreite. Bei Aufweitungen wird die Breite der neu herzustellenden Sohlensicherung gespeichert. Für Einengungen wird berücksichtigt, dass ein Teil der Sohle zurückgebaut werden muss.

Bei der Approximation des rechten Ufers durch eine Bézierkurve ergeben sich an jedem Querprofil verschieden große Abweichungen zum Istzustand. Insbesondere bei stark ungleichförmigen Gerinnen mit vielen Einengungen und Aufweitungen würden mit jeder Abweichung wasserbauliche Maßnahmen kalkuliert. Daher wird die Toleranz $T_{Gerinnebreite}$ mit 0,15 Metern eingeführt. Es werden keine Maßnahmen gespeichert, wenn die Gerinnebreiten im Ist- und Planzustand innerhalb dieser Toleranz liegen.

Die Erfassung der aus veränderten Gerinnebreiten resultierenden Maßnahmen erfolgt mit dem Wert $\Delta b(i)$ nach Gleichung (3.11). Weitere Details zu den möglicherweise auftretenden Teilabschnitten und den jeweils erforderlichen Maßnahmen sind im Programmablaufplan der Abbildung 3.8 dargestellt.

Optional kann angenommen werden, dass bei Gerinneaufweitungen und -einengungen die Maßnahmen nicht nur an dem rechten Ufer umgesetzt werden, sondern auf beide Ufer verteilt werden (siehe auch Abschnitt 3.5.2). Dann würden zusätzlich Rück- und Neubaukosten für das linke Ufer kalkuliert. Diesbezügliche Vorgaben können für verschiedene Gewässerbereiche unterschiedlich sein. Die angewendete Parametrisierung mit *einer* Bézierkurve als rechte Uferlinie ist davon unabhängig und kann beibehalten werden.

Sohlenhöhen: Bei veränderten Sohlenhöhen ist zwischen Sohleneintiefungen und -erhöhungen zu unterscheiden. Sohleneintiefungen verursachen neben den Maßnahmen an der Sohle gegebenenfalls auch Maßnahmen an den Ufern:

- ◇ Rück- und Neubau Ufersicherung rechts, falls Standsicherheit durch Eintiefung gefährdet,
- ◇ Rück- und Neubau Ufersicherung links, falls Standsicherheit durch Eintiefung gefährdet,

- ◇ nur bei Gerinneeinengungen: Rückbau Sohlensicherung und
- ◇ nur bei Gerinneaufweitungen: Neubau Sohlensicherung.

An der Sohle wird der Rück- und Neubau der Sohlensicherung gespeichert. Entgegen der Auswertung der Gerinnebreiten fallen die Maßnahmen jetzt über die gesamte geplante Gewässerbreite an. Liegt das Maß der Eintiefung unter dem Wert h_{Berme}^{max} , der mit 0,5 Metern angenommen ist, erfolgt kein Neubau der Ufersicherungen. Die Standsicherheit der vorhandenen Sicherungen wird dann durch eine Berme gewährleistet, die bereits bei der Variantenbildung im Querprofil modelliert ist. Bei größeren Eintiefungen liegt die Vermutung nahe, dass die Fundamente der bestehenden Ufersicherungen untergraben werden, und daher werden beidseitig Neubauten vorgesehen. Die lichte Höhe der neuen Ufersicherung ergibt sich aus der geplanten Uferunterkante und der vorhandenen -oberkante (siehe Abbildung 3.5).

Bei Sohlenerhöhungen bleiben die bestehenden Ufersicherungen unverändert und es wird nur der Rück- und Neubau der Sohlensicherung berechnet. Für die Auswertung der Sohlenhöhen gilt, dass eventuell erforderliche Ufererhöhungen bei den Auswertungen der linken und rechten Uferhöhen berücksichtigt werden.

Es werden keine Maßnahmen gespeichert, wenn das Maß einer Eintiefung oder Erhöhung innerhalb der Toleranz $T_{Sohlenhöhe}$ liegt, die mit 0,15 Metern angesetzt wird.

Die Erfassung der aus veränderten Sohlenhöhen resultierenden Maßnahmen erfolgt mit dem Wert $\Delta h_{Sohle}(i)$ nach Gleichung (3.12). Weitere Details zu den möglicherweise auftretenden Teilabschnitten und den jeweils erforderlichen Maßnahmen sind im Programmablaufplan der Abbildung 3.9 dargestellt.

Uferhöhen links: Falls die Höhe des linken Ufers im Istzustand nicht ausreicht, um Ausuferungen zu vermeiden oder den Freibord einzuhalten, wird eine Ufererhöhung erforderlich. Für die konstruktive Umsetzung stehen zwei Alternativen zu Auswahl:

- ◇ Aufmauerung links oder
- ◇ Rück- und Neubau Ufersicherung links.

Die in Anhang A.4 aufgestellte Kostenfunktion für Aufmauerungen auf bestehenden Ufersicherungen ist bis zu einer Erhöhung $h_{Erhöhung}$ von 0,5 Meter gültig. Um dies zu berücksichtigen, wird für die Auswertung der Hochwasserschutzmaßnahmen der Wert $h_{Aufmauerung}^{max}$ eingeführt und mit 0,5 Metern angesetzt. Ist eine Erhöhung kleiner als dieser Wert, das heißt, ist die Bedingung $\Delta h_{Ufer,links}(i) < h_{Aufmauerung}^{max}$ erfüllt, kann eine Aufmauerung als mögliche Maßnahme in Betracht gezogen werden. Darüber hinaus ist noch eine weitere Bedingung zu erfüllen: Aufmauerungen werden nur zugelassen, wenn die Ufersicherung nicht aufgrund von anderen Maßnahmen (wie Gerinneeinengungen-, -aufweitungen oder Sohleneintiefungen) bereits neu gebaut wird. In dem Programmablaufplan der Abbildung 3.10 ist diese Bedingung mit (*) abgekürzt.

Sind die Bedingungen für eine Aufmauerung nicht erfüllt, erfolgt der Rück- und Neubau der Ufersicherung. Für den Rückbau ergibt sich die lichte Höhe der Sicherung aus der Unter-

und Oberkante des Ufers im Istzustand. Bei dem Neubau wird die lichte Höhe aus den geplanten Unter- und Oberkanten berechnet, um Sohleneintiefungen und das Bemessungsziel zu berücksichtigen. Um zwischen Böschungssicherungen und Ufermauern zu unterscheiden, wird die geplante Neigung des Ufers gespeichert. Ob als Sicherung eine Böschung oder eine Ufermauer gewählt wird, hängt von der Uferneigung ab. Für Ufer, die steiler als die in Tabelle A.6 (auf Seite 177) angegebene maximale Böschungsneigung sind, werden Ufermauern kalkuliert.

Die Erfassung der aus zu geringen Uferhöhen links resultierenden Maßnahmen erfolgt mit dem Wert $\Delta h_{Ufer,links}(i)$ nach Gleichung (3.13). Weitere Details zu den möglicherweise auftretenden Teilabschnitten und den jeweils erforderlichen Maßnahmen sind im Programmablaufplan der Abbildung 3.10 dargestellt.

Uferhöhen rechts: Für die Erhöhung des rechten Ufers stehen die Maßnahmen

- ◇ Aufmauerung rechts oder
- ◇ Rück- und Neubau Ufersicherung rechts

zur Auswahl. Es gelten die für das linke Ufer beschriebenen Erläuterungen.

Die Erfassung der aus zu geringen Uferhöhen rechts resultierenden Maßnahmen erfolgt mit dem Wert $\Delta h_{Ufer,rechts}(i)$ nach Gleichung (3.14). Weitere Details zu den möglicherweise auftretenden Teilabschnitten und den jeweils erforderlichen Maßnahmen sind im Programmablaufplan der Abbildung 3.11 dargestellt.

Infrastruktur: Im Programmablauf wird weiter geprüft, ob Maßnahmen an der vorhandener Infrastruktur erforderlich werden. Hierzu zählen

- ◇ Rück- und Neubau von Brücken,
- ◇ Rück- und Neubau von Abwasserkanälen,
- ◇ Rückbau von Wehren und andere das Gewässer kreuzende Bauwerke sowie
- ◇ Rück- und Neubau von Gebäuden, Verkehrswegen und anderen parallel zum Gewässer verlaufenden Bauwerken.

Wie in Abschnitt 3.5.3 erläutert, sind für die hydraulische Berechnung die Brücken aus dem Modell entfernt. Falls das Bemessungsziel an einer Brücke höher ist als die Brückenunterkante, werden das Maß der erforderlichen Anhebung und die Spannweite im Planzustand gespeichert, um einen entsprechenden Ersatzneubau zu kalkulieren. Darüber hinaus wird geprüft, ob Ersatzneubauten aufgrund von Gerinneaufweitungen oder Sohleneintiefungen erforderlich werden. Ersatzneubauten werden kalkuliert, sobald die Aufweitung über der Toleranz $T_{Gerinnebreite}$ liegt. Zur Überprüfung der Eintiefungen wird der Wert $h_{Eintiefung\ Brücke}^{max}$ eingeführt, der mit 1,5 Metern angenommen ist. Überschreitet die Sohleneintiefung unter einer Brücke diesen Wert, wird angenommen, dass die Brückenfundamente untergraben werden und es werden Neubaukosten kalkuliert. Für den Fall, dass detaillierte Informationen zu einigen oder allen Brückenbauwerken vorliegen, kann der Wert $h_{Eintiefung\ Brücke}^{max}$ für jede Brücke individuell konfiguriert werden.

Für Wehre sind bei Sohleneintiefungen die Rückbaukosten zu kalkulieren. Sollen Wehre erhalten bleiben, sind bei Gerinneaufweitungen die Kosten für Erweiterungen des Bauwerks und bei Einengungen für den teilweisen Rückbau zu berücksichtigen. Die geometrischen Maße werden entsprechend gespeichert, um die Kosten im weiteren Programmablauf zu ermitteln.

Bei Sohleneintiefungen wird geprüft, ob Kosten für eine Tieferlegung von Abwasserkanälen zu kalkulieren sind. Gegebenenfalls werden die Länge des neu zu verlegenden Kanals und die Tiefe unter der Geländeoberkante gespeichert. Der Abstand zwischen der äußeren Rohroberkante und der Gewässersohle $h_{\text{Überd.Kanal}}$ wird für den Planzustand mit 0,5 Metern festgelegt. Der Rohrdurchmesser wird mit den Eingangsdaten an das Optimierungssystem übergeben. Kosten für erhöhten Unterhaltungsaufwand von tieferen Kanälen gehen bisher nicht in die Variantenbewertung ein, könnten aber berücksichtigt werden.

Gerinneaufweitungen können den Ersatzneubau von Verkehrswegen erforderlich machen. In diesem Fall wird die Länge der neu zu bauenden Straße $l_{\text{Straße}}$ berechnet mit

$$l_{\text{Straße}} = \frac{\Delta b(i) + \Delta b(i+1)}{2} + l, \quad (3.15)$$

wobei l die Länge des betrachteten Gewässerabschnitts ist. Mit der Abhängigkeit der Kosten von dem Maß der Aufweitung Δb werden die Anschlüsse an die bestehenden Verkehrswege berücksichtigt. Die Breiten der Verkehrswege werden als Eingangsdaten an das Optimierungssystem übergeben.

Als vorletzter Schritt bei der Berechnung der Kosten folgt eine abschnittsweise **Auswertung aller erfassten Maßnahmen**. Sind für einen Abschnitt mehrere Teilabschnitte ermittelt, erfolgt eine weitere Unterteilung an jedem Schnittpunkt. Für die Auswertung gilt eine Priorisierung der Maßnahmen gemäß der Reihenfolge im Programmablaufplan nach Abbildung 3.7. Ergibt die Auswertung der Gerinnebreiten beispielsweise eine Aufweitung, werden als $\Delta b(i)$ das Maß der Aufweitung und als $\Delta h_{\text{Sohle}}(i)$ Null gespeichert. Wird im darauffolgenden Schritt des Programmablaufs eine Veränderung der Sohlenhöhen festgestellt, werden die Werte für $\Delta b(i)$ und $\Delta h_{\text{Sohle}}(i)$ überschrieben, weil die neuen Werte stets größer und somit ausschlaggebend für die Kalkulation sind. Vergleichbares trifft für den Neubau einer Ufersicherung zu: Die am wenigsten umfangreiche Maßnahme ist der Neubau resultierend aus einer Gerinneeinengung oder -aufweitung. Ist im gleichen Bereich eine Sohleneintiefung vorgesehen, wird die lichte Höhe der Mauer größer ausfallen. Kommt noch eine Ufererhöhung hinzu, ist dies die umfangreichste Maßnahme.

Als abschließender Schritt werden auf der Grundlage der ausgewerteten Maßnahmen und unter Anwendung der in Anhang A beschriebenen Kostenfunktionen die **Herstellungskosten der Hochwasserschutzmaßnahmen abschnittsweise kalkuliert und addiert**. Die Kosten für die Fangedämme und die Wasserhaltung innerhalb von Baugruben werden gemäß den Ausführungen in Anhang A.8 berücksichtigt. Für bestimmte Fragestellungen könnte in diesem Schritt eine Kostenminderung für Linienbauwerke integriert werden. Dafür müssten die einzelnen Abschnitte auf zusammenhängende Maßnahmen durchsucht werden. Aufgrund der beengten Verhältnisse im

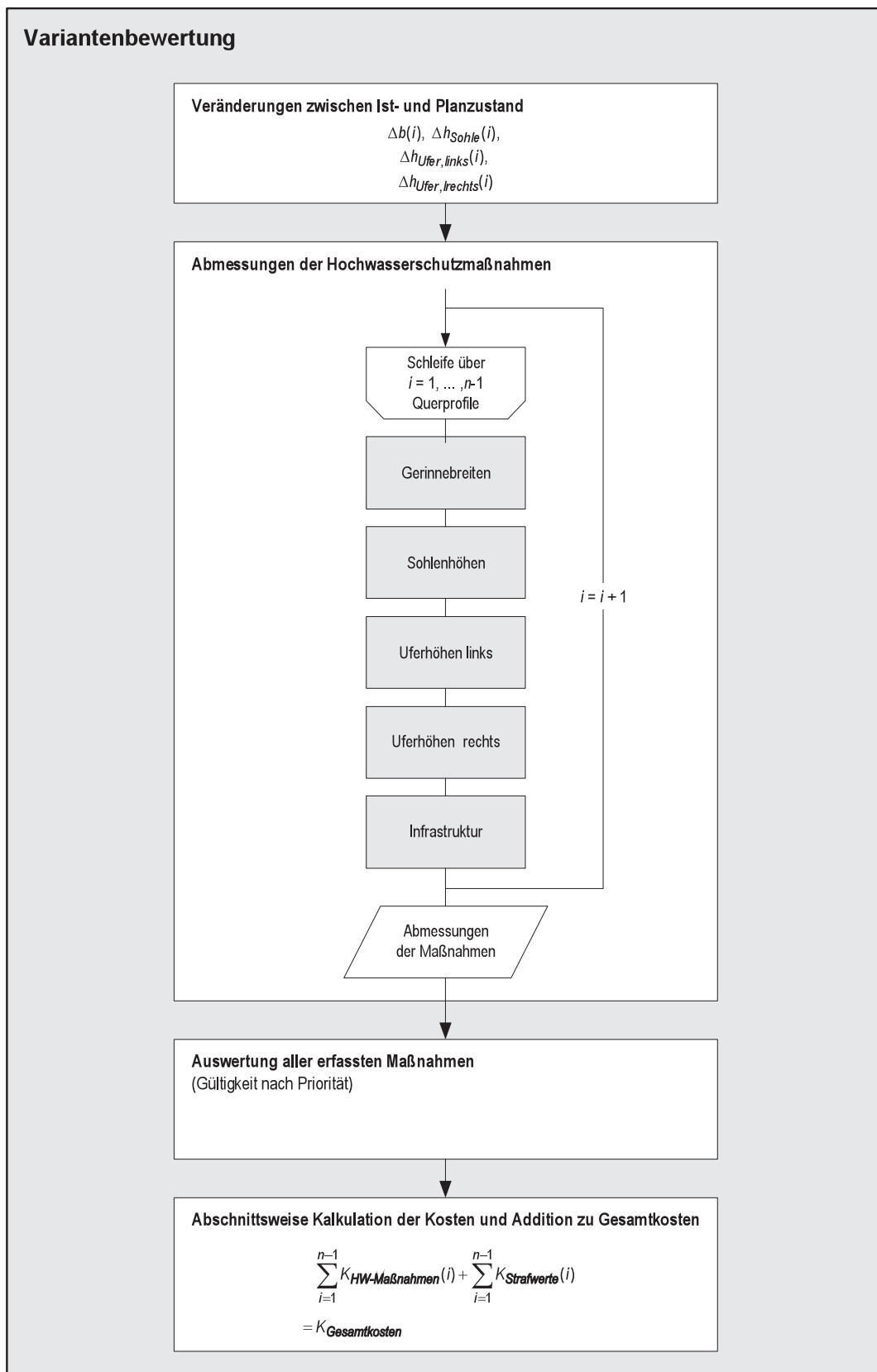


Abbildung 3.7: Programmablaufplan zur Erfassung der Hochwasserschutzmaßnahmen. Die Details zu den Prozessen *Gerinnebreiten*, *Sohlenhöhen*, *Uferhöhen links* und *Uferhöhen rechts* sind in den Abbildungen 3.8 bis 3.11 dargestellt.

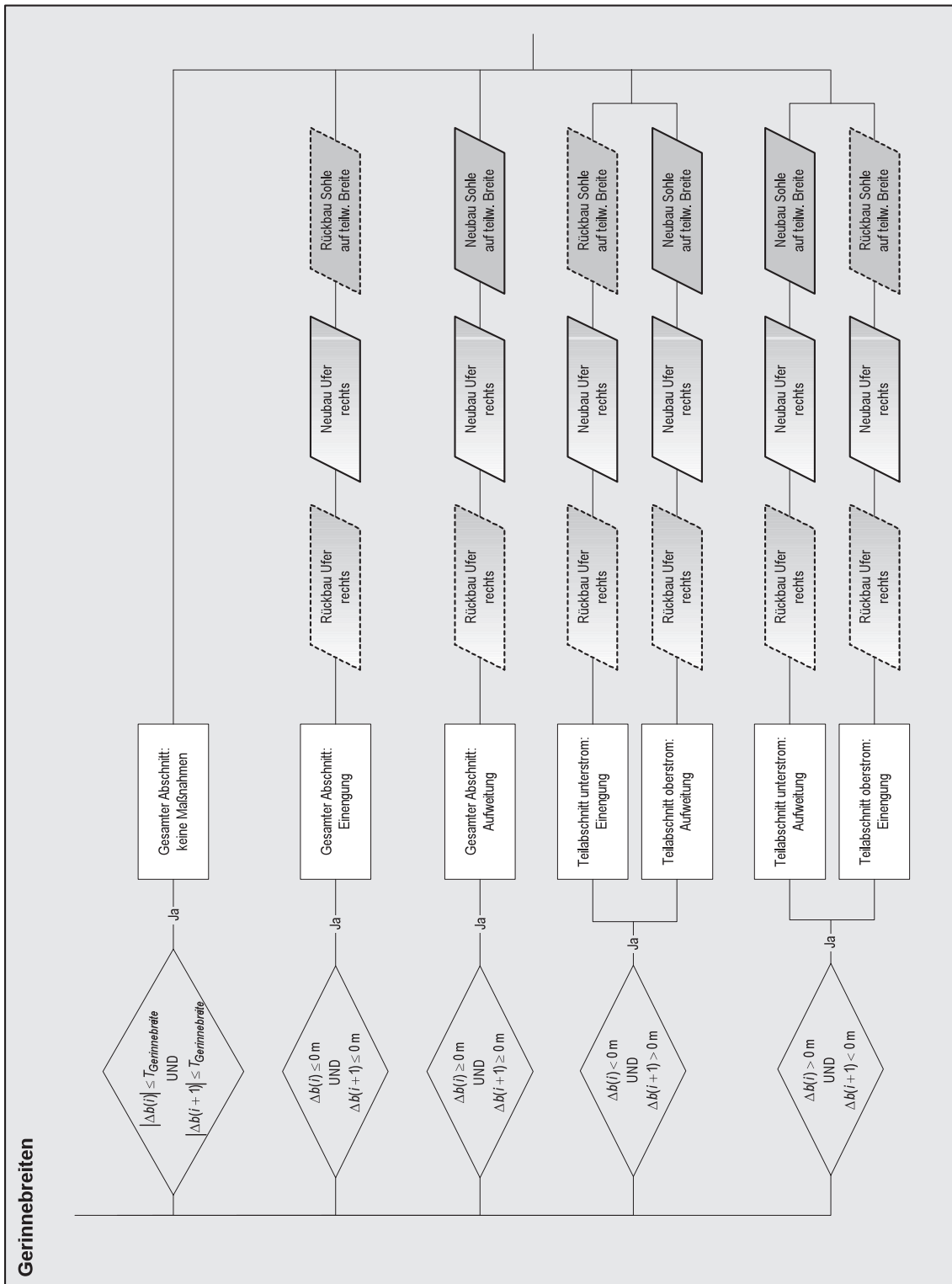


Abbildung 3.8: Programmablaufplan, Detail: Maßnahmen resultierend aus veränderten Gerinnebreiten erfassen

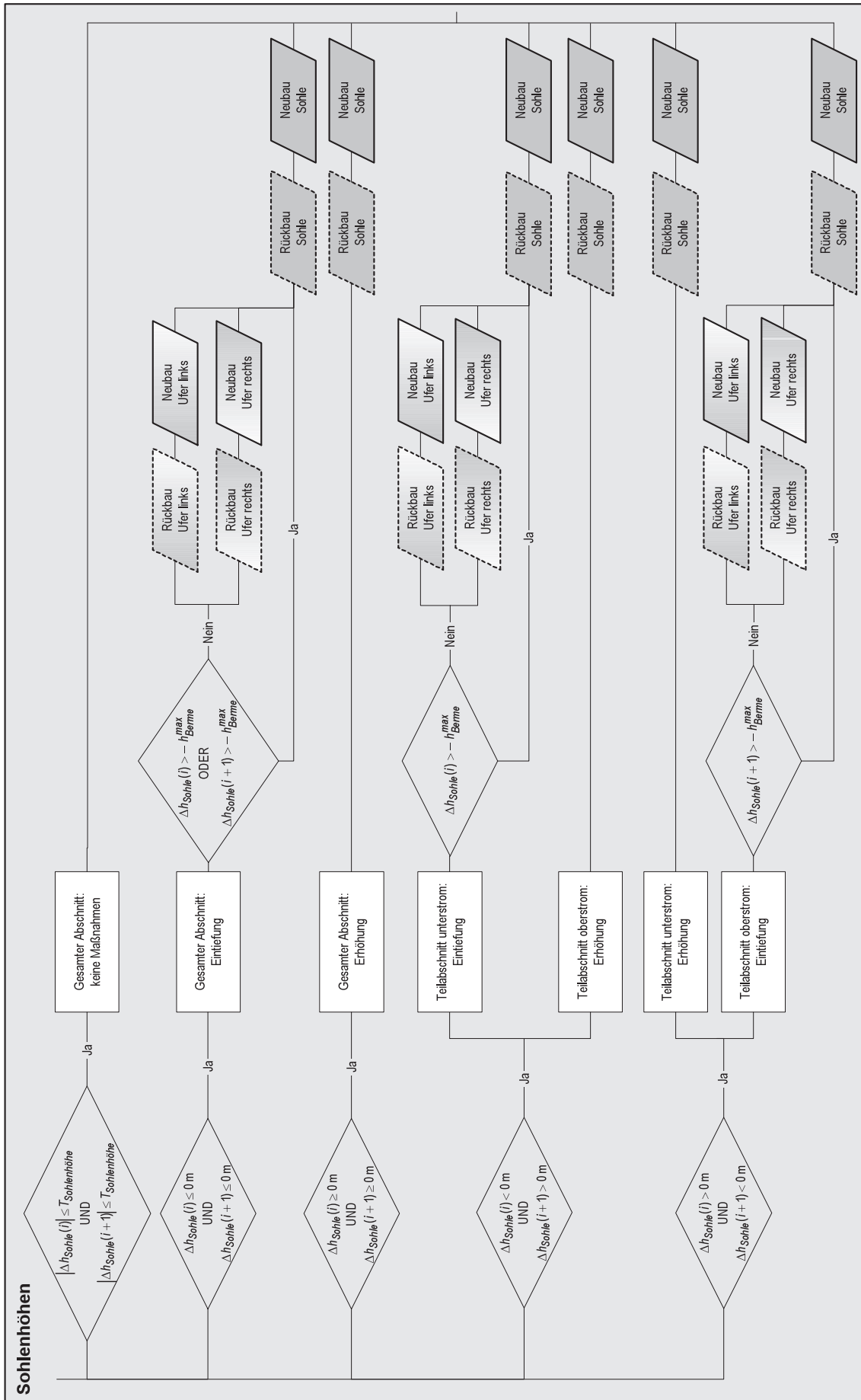


Abbildung 3.9: Programmablaufplan, Detail: Maßnahmen resultierend aus veränderten Sohlenhöhen erfassen

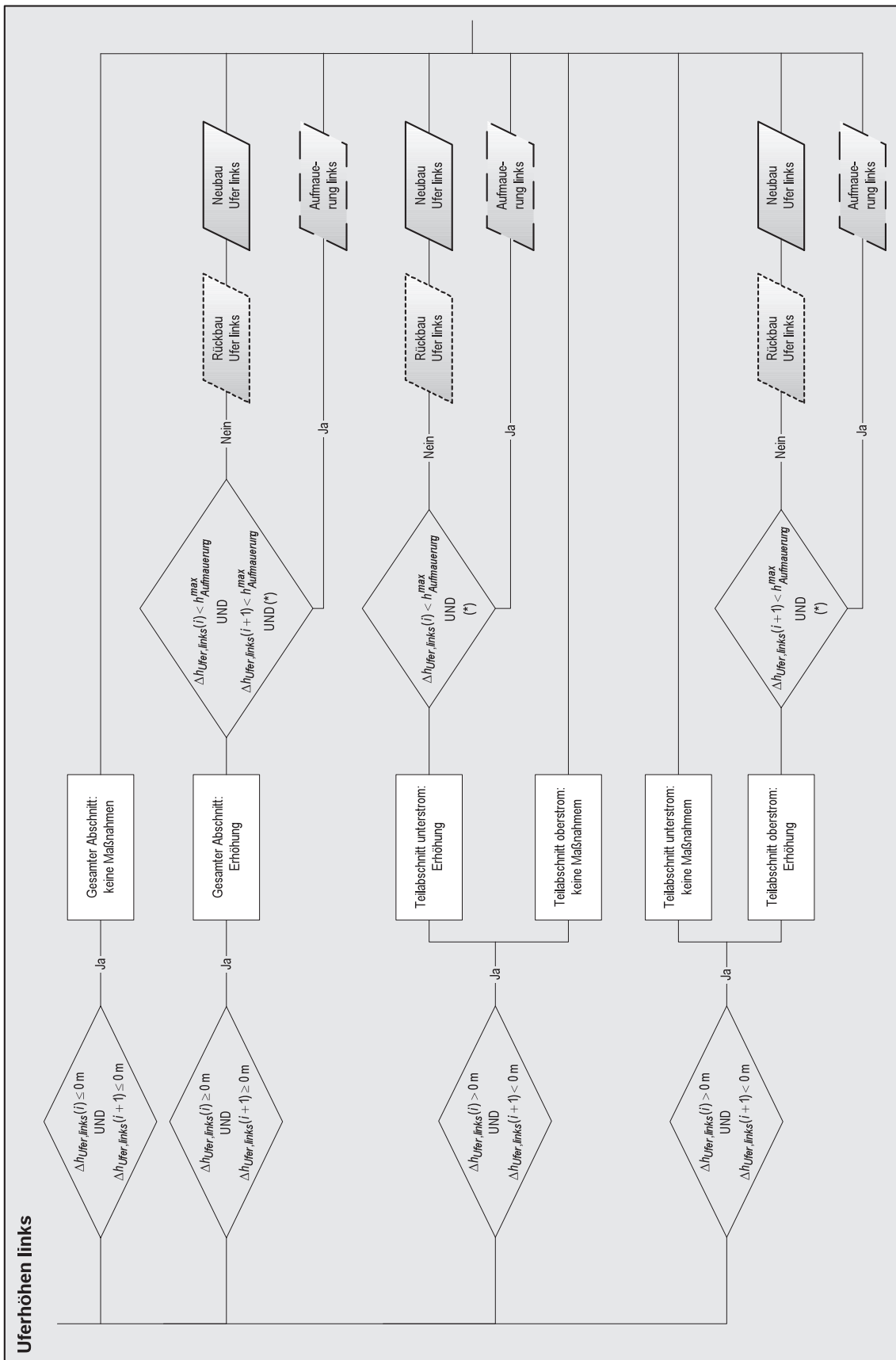


Abbildung 3.10: Programmablaufplan, Detail: Maßnahmen resultierend aus zu geringen Uferhöhen links erfassen. Die (*)-Bedingung ist erfüllt, falls die Ufersicherung nicht aufgrund von anderen Maßnahmen (wie Gerinneeinengungen, -aufweitungen oder Sohleneintiefungen) neu gebaut wird.

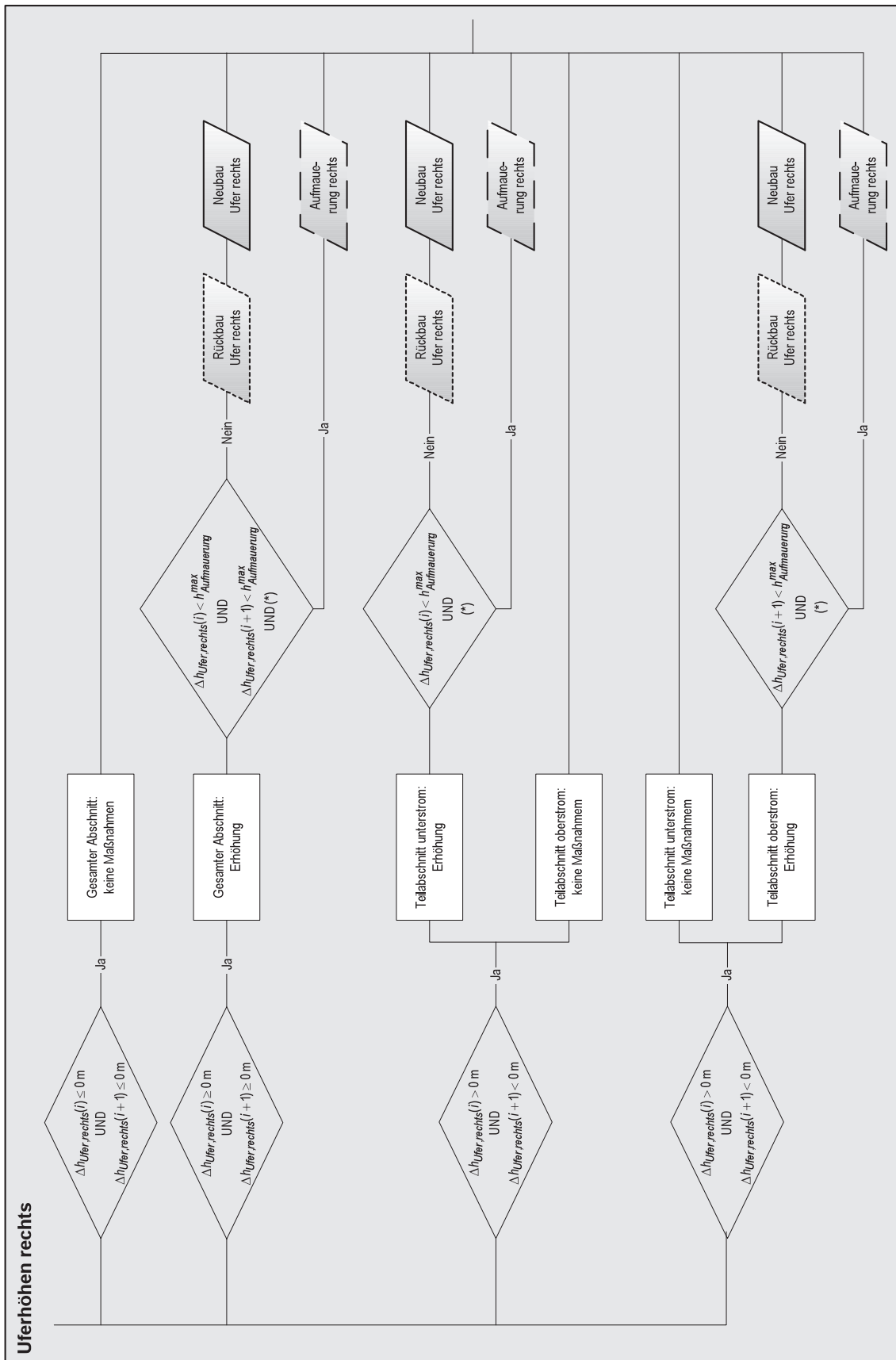


Abbildung 3.11: Programmablaufplan, Detail: Maßnahmen resultierend aus zu geringen Uferhöhen rechts erfassen. Die (*)-Bedingung ist erfüllt, falls die Ufersicherung nicht aufgrund von anderen Maßnahmen (wie Gerinneeinengungen, -aufweitungen oder Sohleneintiefungen) neu gebaut wird.

innerstädtischen Bereich wird im Rahmen dieser Arbeit nicht davon ausgegangen, dass derartige Kostenminderungen zu erwarten sind.

3.7 Optimierungsalgorithmus

3.7.1 Allgemein

Mit der in Gleichung 3.1 formulierten Optimierungsaufgabe ist eine hochgradig nichtlineare Zielfunktion mit Subminima und Unstetigkeiten aufgrund der komplexen Variantenbewertung (Abschnitt 3.6) zu erwarten. Der genaue Verlauf der Zielfunktion ist unbekannt und kann nur über eine wiederholte Funktionsbewertung angenähert werden. Zur Lösung derartiger Aufgaben eignen sich besonders heuristische Optimierungsmethoden (SAIT & YOUSSEF, 1999). Sie stehen im Gegensatz zur Gruppe der deterministischen Methoden und zeichnen sich dadurch aus, dass die Suche nach dem Optimum durch Zufallszahlen beeinflusst ist. Bei komplexen Problemen mit vielen Subminima ist die Wahrscheinlichkeit verhältnismäßig hoch, so dass ein deterministischer Algorithmus die Suche bei einem lokalen Optimum abschließt und das globale Optimum niemals findet. Mit der zufallsunterstützten Suche kann mit relativ wenigen Iterationsschritten die unbekannte Zielfunktion weiträumig durchsucht werden. Mit fortschreitendem Optimierungsprozess wird die Suche dann auf die vielversprechendsten Lösungsbereiche konzentriert, um das globale Minimum zu finden.

Weder deterministische noch heuristische Optimierungsmethoden bieten eine Garantie, das globale Optimum innerhalb einer endlichen Suchdauer zu finden (REEVES, 1995). Vielmehr wird insbesondere bei heuristischen Verfahren die Suche abgebrochen, wenn ein bestimmtes Kriterium erfüllt wird. Zum Beispiel, wenn sich das Ergebnis nach einer zu definierenden Anzahl Iterationsschritte nicht mehr – oder zumindest nicht mehr wesentlich – verbessert. Die dann gefundene Lösung ist nicht notwendigerweise die *beste*, aber es handelt sich um eine *sehr gute* Lösung, die der besten nahe ist. In der Regel kann der erfahrene Anwender mit Hilfe von Parametern, die den Optimierungsprozess steuern und protokollieren, Rückschlüsse auf die Qualität der gefundenen Lösung ziehen.

Es gibt viele heuristische Optimierungsmethoden, die mit verschiedenen Ansätzen versuchen, einen guten Kompromiss zwischen weiträumiger und detaillierter Suche zu erreichen. Bei den teilweise sehr weit entwickelten heuristischen Optimierungsmethoden aus der Gruppe der Genetischen Algorithmen oder der Evolutionären Algorithmen kann keinesfalls die Rede davon sein, dass die Suche rein zufällig abläuft (SAIT & YOUSSEF, 1999). Das Gegenteil trifft eher zu: Die Algorithmen gehen zum Teil sehr zielorientiert und erfolgreich vor, was nur durch eine raffinierte Anwendung der Zufallszahlen erreicht werden kann. Durch verschiedene Arbeiten (YOON & SHOEMAKER, 1999; RHODE, 2002; FELDMANN, 2002; HOMANN, 2006) mit unterschiedlichen Fragestellungen aus dem Bereich der Grundwassermodellierung wird im Vergleich zu anderen Optimierungsmethoden die gute Leistungsfähigkeit der Methode *Derandomized Evolutionary Strategy* (im Folgenden kurz mit DES bezeichnet) belegt. Sie wurde erstmals veröffentlicht von OSTERMEIER *et al.* (1994)

und überzeugt durch die gute Qualität der ermittelten Ergebnisse und die verhältnismäßig geringe Anzahl an dafür aufzubringenden Iterationsschritten. Insbesondere die Charakteristik der von FELDMANN (2002) und HOMANN (2006) aufgestellten Zielfunktionen ist mit der hier zu lösenden Optimierungsaufgabe zu vergleichen, was ausschlaggebend für die Anwendung der DES-Methode im Rahmen dieser Arbeit ist.

3.7.2 Derandomized Evolutionary Strategy

Die Optimierungsmethode *Derandomized Evolutionary Strategy* (DES) ist eine Weiterentwicklung der Evolutionsstrategie (ES) nach RECHENBERG (1973) und SCHWEFEL (1977). Mit Evolutionsstrategien wird versucht, die grundlegenden Prinzipien der biologischen Evolutionstheorie nach DARWIN (1859) in einem mathematischen Algorithmus zu imitieren. In Anlehnung an die Biologie werden die Begriffe Generation, Eltern und Nachkommen verwendet. Mittels mathematischer Formulierungen zur Mutation und Selektion – wobei die Mutation unter anderem vom Zufall beeinflusst wird – werden innerhalb einer Generation mehrere Nachkommen erzeugt. Die stärksten Nachkommen werden als Eltern für die nachfolgende Generation selektiert. Die Zahl der Eltern muss nicht auf zwei begrenzt sein, sondern kann ein ganzzahliger Wert größer oder gleich Eins sein.

Für die DES-Methode mindern OSTERMEIER *et al.* (1994) die Zufälligkeit der Mutationen im Vergleich zu den bisherigen Evolutionsstrategien ab, indem Eigenschaften, die zum Auffinden von ausgewählten Nachkommen beigetragen haben, bei nachfolgenden Mutationen berücksichtigt werden. Wegen der abgeminderten Zufälligkeit der Mutation verwendet OSTERMEIER (1997) den englischen Begriff „derandomized“, was er im Deutschen als „entstochastisierten Ansatz“ bezeichnet. Die für diese Arbeit angewendete Methode nennen OSTERMEIER *et al.* (1994) $(1, \lambda)$ -DES, weil von einem Elter jeweils λ Nachkommen generiert werden. Voruntersuchungen zu dieser Arbeit haben gezeigt, dass mit $\lambda = 10$ gute Optimierungsergebnisse geliefert werden. Für Problemstellungen mit mehr als zehn Entscheidungsvariablen sollte die Zahl der Nachkommen pro Generation erhöht werden.

Der Optimierungsprozess beginnt mit einem Initiallauf, für den vom Benutzer für jede Entscheidungsvariable ε_i ein Startwert vorgegeben wird. Die $i = 1, \dots, n$ Startwerte müssen innerhalb des Gültigkeitsintervalls $[b_i^u, b_i^o]$ liegen und bilden den Vektor $\vec{\varepsilon}^{initial}$. Der vom Algorithmus zu durchsuchende Raum möglicher Lösungen \mathcal{D} ergibt sich somit zu

$$\mathcal{D} = \{ \vec{\varepsilon} \in \mathbb{R}^n \mid -\infty < b_i^u \leq \varepsilon_i \leq b_i^o < +\infty, i = 1, \dots, n \}. \quad (3.16)$$

Mit den Startwerten wird die Zielfunktion $f(\vec{\varepsilon}^{initial})$ bewertet und liefert ein erstes Ergebnis gemäß Abschnitt 3.6. Der Ablauf des Optimierungsprozesses wiederholt sich in den generationsweisen Mutationen und Selektionen, die im Folgenden beschrieben werden (siehe hierzu auch Abbildung 3.12).

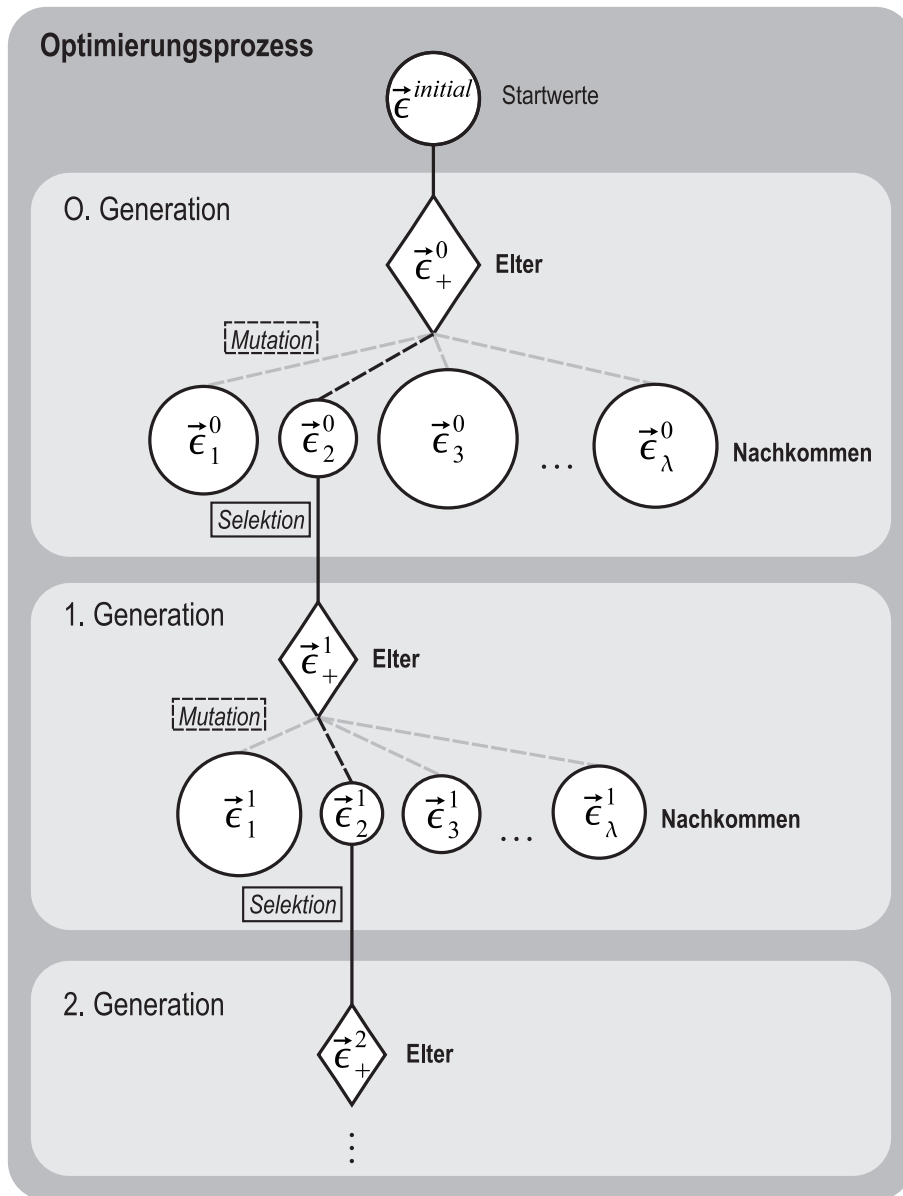


Abbildung 3.12: Prinzipieller Programmablauf der Optimierung mit (1,λ)-DES. Die Größe der Symbole spiegelt den Funktionswert der Zielfunktion wider, der im Zuge des Optimierungsprozesses minimiert wird. Der Funktionswert ergibt sich nach den Gleichungen (3.1) und (3.10) in Abhängigkeit der Entscheidungsvariablen ϵ_i , die Komponenten des Vektors $\vec{\epsilon}_k$ sind. In jeder Generation werden über die Mutation nach Gleichung (3.17) $k = 1, \dots, \lambda$ Nachkommen generiert. Die Selektion wird mit Gleichung (3.22) beschrieben.

Mutation: Basis für jede Generation g ist der Elter $\vec{\varepsilon}_+^{g-1}$, aus dem die Nachkommen $\vec{\varepsilon}_k^g$ generiert werden.

$$\vec{\varepsilon}_k^g = \vec{\varepsilon}_+^{g-1} + \underbrace{\delta_{global}^g \cdot \vec{\delta}^g \odot \vec{z}_k^g}_{\text{Schrittweite}} \quad \text{mit } k = 1, \dots, \lambda. \quad (3.17)$$

Gesteuert wird die Mutation über den globalen Skalierungsfaktor δ_{global}^g , den Skalierungsvektor $\vec{\delta}^g$ und den n -dimensionalen Zufallsvektor $\vec{z}_k^g \in \mathbb{R}^n$. Diese Parameter machen die Schrittweite der Mutation aus. Der Zufallsvektor enthält normalverteilte Zufallszahlen, die um den Mittelwert Null mit einer Standardabweichung von Eins streuen.¹ Der n -dimensionale Skalierungsvektor $\vec{\delta}^g$ enthält für jede Entscheidungsvariable ε_i einen individuellen Skalierungsfaktor δ_i^g . Die Notation \odot beschreibt die komponentenweise Multiplikation zweier Vektoren. Somit werden in jeder Generation λ Nachkommen-Vektoren mit jeweils n Entscheidungsvariablen generiert:

$$\varepsilon_{i,k}^g = \begin{pmatrix} \varepsilon_{1,1}^g \\ \varepsilon_{2,1}^g \\ \varepsilon_{3,1}^g \\ \vdots \\ \varepsilon_{n,1}^g \end{pmatrix}, \begin{pmatrix} \varepsilon_{1,2}^g \\ \varepsilon_{2,2}^g \\ \varepsilon_{3,2}^g \\ \vdots \\ \varepsilon_{n,2}^g \end{pmatrix}, \begin{pmatrix} \varepsilon_{1,3}^g \\ \varepsilon_{2,3}^g \\ \varepsilon_{3,3}^g \\ \vdots \\ \varepsilon_{n,3}^g \end{pmatrix} \cdots \begin{pmatrix} \varepsilon_{1,\lambda}^g \\ \varepsilon_{2,\lambda}^g \\ \varepsilon_{3,\lambda}^g \\ \vdots \\ \varepsilon_{n,\lambda}^g \end{pmatrix}.$$

Der globale Skalierungsfaktor wird mit einer Exponentialfunktion ermittelt, die komponentenweise berechnet wird:

$$\delta_{global}^{g+1} = \delta_{global}^g \cdot \left(\exp \left(\frac{\|\vec{z}^g\|}{\sqrt{n} \sqrt{\frac{c}{2-c}}} - 1 + \frac{1}{5n} \right) \right)^{\beta_{global}}, \quad (3.18)$$

wobei n die Anzahl Entscheidungsvariablen ε_i ist. Der Skalierungsvektor berechnet sich aus:

$$\vec{\delta}^{g+1} = \vec{\delta}^g \odot \left(\frac{\|\vec{z}^g\|}{\sqrt{\frac{c}{2-c}}} + 0,35 \cdot \vec{1} \right)^\beta. \quad (3.19)$$

An den globalen Skalierungsfaktor und den Skalierungsvektor werden mit dem n -dimensionalen Vektor \vec{z}^g Informationen über die Zufallszahlen übergeben, die zur Mutation vorheriger Eltern beigetragen haben:

$$\vec{z}^g = (1 - c) \vec{z}^{g-1} + c \vec{z}_+^g. \quad (3.20)$$

¹Die Zufallszahlen werden mit der Matlab-Funktion *randn* erzeugt (MATHEWORKS, 2007).

Dabei ist \vec{z}_+^g der Zufallsvektor aus Gleichung (3.17), der für die Generierung des aktuellen Elter zugrunde lag und c ein Wichtungsfaktor, für den $c = \sqrt{1/n}$ gilt. Der Einfluss, den Informationen vorheriger Eltern bei der Mutation haben, nimmt nach Gleichung (3.18) exponentiell ab.

Im Vergleich zu den herkömmlichen Evolutionsstrategien (ES) bietet die DES-Methode eine Besonderheit bei der Anpassung der Schrittweiten: Neben der globalen Schrittweite, unter der man die Multiplikation des globalen Skalierungsfaktors δ_{global}^g mit dem Zufallsvektor \vec{z}_k^g verstehen kann, wird die individuelle Schrittweite mit dem Skalierungsvektor $\vec{\delta}^g$ eingeführt. Somit ist für jede Entscheidungsvariable eine individuelle Anpassung der Schrittweite möglich. Diese Eigenschaft ist besonders für Optimierungsprobleme von Vorteil, bei denen die Sensitivitäten der einzelnen Entscheidungsvariablen auf das Ergebnis der Zielfunktion unbekannt und sehr verschieden sind. Mit der individuellen Schrittweite wird vermieden, dass stark sensitive Entscheidungsvariablen die Mutation weniger dominanter Entscheidungsvariablen hemmen.

Die zwei Exponenten β_{global} und β beeinflussen die Anpassung der Schrittweiten. Für sie sind Werte zwischen Null und Eins vorgesehen (0, 1), wobei nach OSTERMEIER *et al.* (1994) ein guter Kompromiss zwischen Suchgeschwindigkeit und -genauigkeit mit $\beta_{global} = \sqrt{1/n}$ und $\beta = 1/n$ erzielt werden kann. Bei besonders schwierigen Optimierungsproblemen wird empfohlen, den Parameter β weiter zu reduzieren, was eine langsamere, aber dafür präzisere Suche zur Folge hat. Mit $\beta = 0$ werden die individuellen Schrittweiten komplett unterbunden und die Mutation erfolgt nur unter Verwendung der globalen Schrittweite.

Überprüfung Gültigkeitsintervall: Falls die Mutation nach Gleichung (3.17) Nachkommen erzeugt, die außerhalb des Gültigkeitsintervalls liegen, werden diese komponentenweise auf die unteren Grenzen b_i^u bzw. die oberen Grenzen b_i^o zurückgesetzt:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{i,k}^g &= \max\left(b_i^u, \min\left(\varepsilon_{i,k}^g, b_i^o\right)\right) && \text{mit } k = 1, \dots, \lambda \\ & && \text{und } i = 1, \dots, n. \end{aligned} \quad (3.21)$$

Selektion: Die Generation wird abgeschlossen, indem der Nachkomme selektiert wird, der mit der Zielfunktion $f(\vec{\varepsilon})$ den geringsten Funktionswert erzielt hat:

$$\vec{\varepsilon}_+^{g+1} = \min\left(f(\vec{\varepsilon}_1^g), \dots, f(\vec{\varepsilon}_\lambda^g)\right). \quad (3.22)$$

Abbruchkriterien: Falls kein Abbruchkriterium greift, beginnt eine neue Generation mit der Mutation neuer Nachkommen $\vec{\varepsilon}_1^g, \dots, \vec{\varepsilon}_\lambda^g$. Ist eines der Abbruchkriterien wahr, endet der Optimierungsprozess mit dem letzten selektierten Nachkommen $\vec{\varepsilon}_+^{g+1}$.

Zu Beginn des Optimierungsprozesses ($g = 0$) gilt: $\delta_{global}^0 = 1$, $\vec{\delta}^0 = \vec{1}$ und $\vec{z}^0 = \vec{0}$. Da die DES-Methode speziell für Entscheidungsvariablen $\vec{\varepsilon}$ zwischen Null und Eins ($[0, 1]$) entwickelt wurde, erfolgt eine entsprechende Skalierung auf diesen Wertebereich.

Der Empfehlung von YOON & SHOEMAKER (1999), den globalen Skalierungsfaktor von vornherein mit $\vec{\delta}_{global}^{g=0} = 0,12 \cdot \min_{1 \leq i \leq n} (b_i^o - b_i^u)$ einzugrenzen, wird hier nicht gefolgt. Mit der Eingrenzung wird beabsichtigt, die Suchgeschwindigkeit zu erhöhen und Iterationsschritte einzusparen, indem die anfängliche Suche weniger weiträumig erfolgt. Dies ist jedoch nur zu empfehlen, wenn die Startwerte $\vec{x}^{initial}$ bereits in einem guten Lösungsbereich liegen. Ist der Benutzer dagegen bezüglich des zu erwartenden Endergebnisses unsicher, liegt er mit einem globalen Skalierungsfaktor von Eins auf der sicheren Seite, weil dann das Gültigkeitsintervall \mathcal{D} zu Beginn der Suche voll ausgeschöpft wird.

3.8 Auswertung von Optimierungsläufen

Bei der von Zufallszahlen beeinflussten Optimierung ist ein Optimierungslauf nicht wie der andere und die Ergebnisse unterliegen einer gewissen Streuung. Die Qualität einer optimierten Lösung kann bei der DES-Methode unter anderem anhand des globalen Skalierungsfaktors δ_{global}^g und des Skalierungsvektors $\vec{\delta}^g$ (mit den individuellen Skalierungsfaktoren δ_i^g) beurteilt werden. Sie konvergieren gegen Null, wenn sich die Zielfunktionswerte über den Iterationsverlauf verringern. Ein Ansteigen der Parameter bedeutet, dass keine besseren Ergebnisse gefunden werden.

Darüber hinaus kann die Zuverlässigkeit einer Lösung im Vergleich mit den Ergebnissen anderer Optimierungsläufe bewertet werden. Hierzu werden für eine Fragestellung mehrere Läufe ausgeführt und die Ergebnisse statistisch ausgewertet. Im Rahmen dieser Arbeit wird als Mittelwert das arithmetische Mittel \bar{a} verwendet. Für n Größen a_1, a_2, \dots, a_n gilt:

$$\bar{a} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n a_i. \quad (3.23)$$

Die Standardabweichung s , mit

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (a_i - \bar{a})^2} \quad (3.24)$$

ist ein Maß für die Streuung der Größen a_1, a_2, \dots, a_n um den Mittelwert \bar{a} (LEHN & WEGMANN, 1992).

Kapitel 4

Testfälle

4.1 Vorbemerkungen

Die Leistungsfähigkeit des entwickelten Optimierungssystems wird mit verschiedenen Tests dokumentiert, die jeweils einzelne Fragestellungen behandeln. Das für den Istzustand zugrunde liegende Testgerinne ist besonders einfach gehalten, damit die Gerinnehydraulik leicht nachvollzogen werden kann. Dadurch wird eine augenscheinliche Plausibilitätsprüfung der jeweiligen Optimierungsergebnisse möglich.

Zunächst wird in dem folgenden Abschnitt das für die Tests verwendete Gerinne beschrieben. In den Abschnitten 4.3 und 4.4 sind Veränderungen der Sohlenlage und der Gerinnebreiten Gegenstand der Tests. Abschließend wird in Abschnitt 4.5 die Problematik des *hydraulisch günstigen Fließquerschnitts* als Testfall aufgegriffen.

4.2 Zugrunde liegendes Gerinne

Als Grundlage für die Testfälle wird ein gleichförmiges Gerinne mit symmetrischem Doppeltrapezquerschnitt gewählt (siehe Abbildung 4.1). Die Ufer sind 4,3 Meter hoch und mit ca. 1 : 10 geneigt. Durch die Mittelwasserrinne beträgt die maximale Fließtiefe bei bordvollem Abfluss 4,8 Meter. Als Gerinnebreite werden an der Sohle 19 Meter gewählt. Das Testgerinne ist 2,0 Kilometer lang und wird mit 101 Querprofilen in gleichmäßigen Abständen von 20 Metern diskretisiert. Als Sohlengefälle werden 2,5 Promille vorgesehen. Für die hydraulische Berechnung wird als untere Randbedingung die Normalabflusstiefe angesetzt. Als Gerinnerauheiten werden durchgehend Strickler-Beiwerte k_{St} von $35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ gewählt. Die Berechnung erfolgt mit dem Fließgesetz nach Manning-Strickler (vgl. Abschnitt 3.4).

Der bordvolle Durchfluss für das Testgerinne liegt bei $390 \text{ m}^3/\text{s}$ und ein Freibord von 0,5 Metern wird mit einem Durchfluss von $330 \text{ m}^3/\text{s}$ eingehalten. Mit der beschriebenen Diskretisierung und den für die Testfälle gewählten Durchflüssen stellt sich stets Normalabfluss im gesamten Gerinne ein. Durch die im Zuge der Optimierung veränderte Gerinnegeometrie sind das Gerinne und somit auch der Abfluss im Planzustand ungleichförmig (ausgenommen dem Testfall zum hydraulisch günstigen Fließquerschnitt in Abschnitt 4.5).

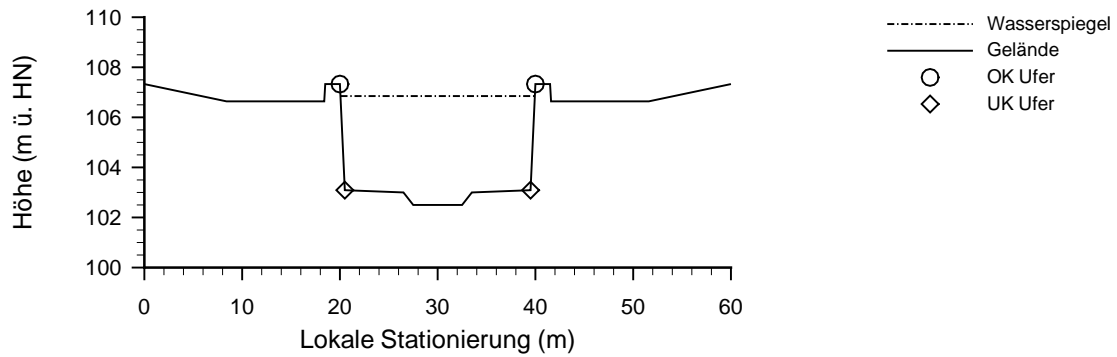


Abbildung 4.1: Querprofil des Testgerinnes an Gerinnestation 1000. Die dargestellte Wasserspiegellage stellt sich bei einem Durchfluss von $330 \text{ m}^3/\text{s}$ ein. Der Freibord beträgt ca. 0,5 Meter.

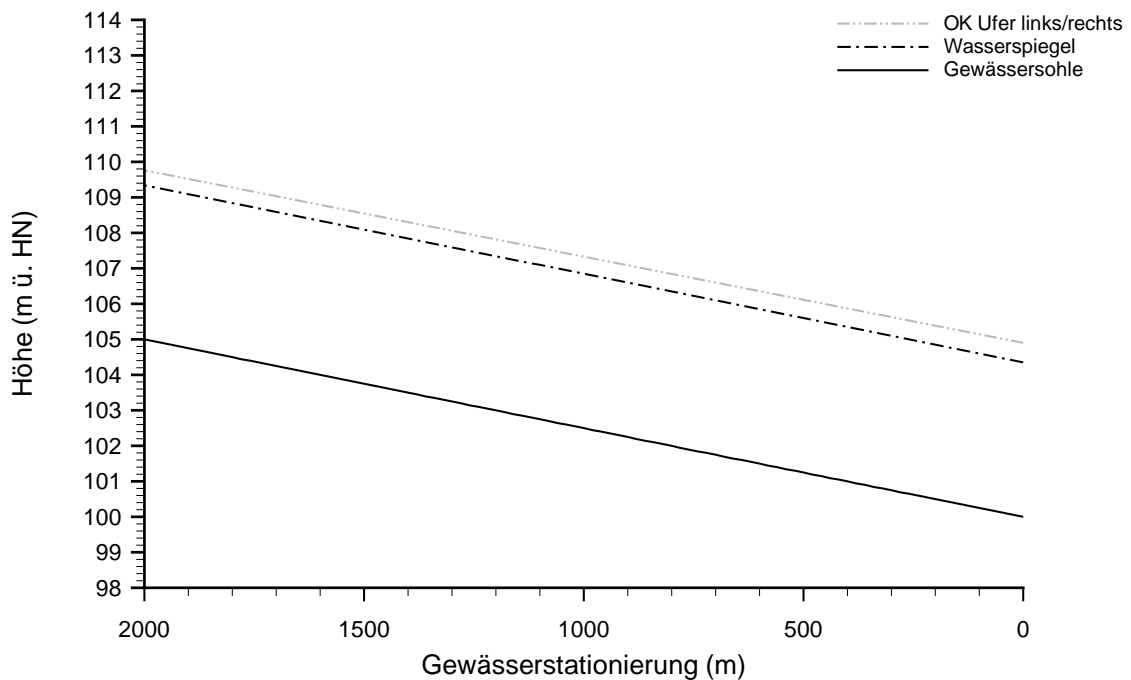


Abbildung 4.2: Hydraulischer Längsschnitt des Testgerinnes. Die dargestellte Wasserspiegellage stellt sich für einen Durchfluss von $330 \text{ m}^3/\text{s}$ ein. Aufgrund der Gleichförmigkeit des Gerinnes entspricht das Wasserspiegelliniengefälle dem Sohlengefälle.

Für die Berechnung von Rückbaukosten wird angenommen, dass die Ufer im Istzustand mit Winkelstützmauern entsprechend dem Entwurf nach Abbildung A.2 (auf Seite 166), bemessen für die Lastannahme $p_{\text{Straße}}$ (Tabelle A.2 auf Seite 165), befestigt sind. Die Sohle des Testgerinnes sei mit trocken gesetzten Wasserbausteinen mit einer Schichthöhe von 0,35 Metern gesichert.

4.3 Testfall Brücke: Optimierung der Sohlenhöhen

4.3.1 Zielstellung und Randbedingungen

Der Testfall Brücke demonstriert, wie im Zuge der Optimierung die hydraulische Leistungsfähigkeit des Gewässers im Bereich einer Brücke durch Anpassungen an den Sohlenhöhen gesteigert wird. Als Datengrundlage wird das in Abschnitt 4.2 beschriebene Testgerinne verwendet, wobei das Modell um eine Brücke an Gewässerstation 900 erweitert wird. Die Brückenunterkante wird mit 106,30 und die -oberkante mit 107,50 Meter über HN angesetzt. Mit dem gewählten Bemessungsdurchfluss von $350 \text{ m}^3/\text{s}$ wird die Brücke im Istzustand um ca. 0,7 Meter überströmt: an der Gewässerstation 900 beträgt die Wasserspiegellage 108,18 Meter über HN. Damit sind im Oberstrom der Brücke die linken und rechten Ufer überströmt und es kommt zu Ausuferungen (siehe Längsschnitt in Abbildung 4.3).

Um Ausuferungen zu vermeiden, sind verschiedene Lösungsansätze denkbar. Beispielsweise könnte ein Überströmen der Brücke zugelassen werden, wobei die Ufer entsprechend zu erhöhen wären. Die Herstellungskosten für eine entsprechende Variante mit Aufmauerungen und erhöhten Neubauten von Ufermauern lägen bei ca. 6,1 Mio. Euro. Oder: die Uferhöhen blieben unverändert und nur die Brücke würde erhöht, so dass die Wasserspiegellage von dem Bauwerk unbeeinflusst wäre. Dann ergäben sich Herstellungskosten für einen um 0,44 Meter erhöhten Brückenneubau von ca. 0,9 Mio. Euro. Weil diese beiden Lösungsansätze nicht die beabsichtigte Anpassung der Gerinnesohle beinhalten und daher das Ziel des Tests nicht erfüllen, wird ein weiterer praxisnaher Lösungsansatz vorgegeben: Die Brücke muss unverändert bleiben, jedoch sind ein Überströmen oder ein Einstauen der Brücke zu verhindern. Der Abfluss unter der Brücke muss also als Freispiegelabfluss erfolgen. Ein zusätzlicher Freibord zur Brückenunterkante oder zu den Ufern muss nicht eingehalten werden. Zur Problemlösung ist die Gerinnesohle anzupassen, wobei eventuell zusätzlich erforderlich werdende Ufererhöhungen zugelassen werden.

Die neu zu bauenden Ufermauern werden als Winkelstützmauern ausgeführt, die für die Lastannahme $p_{\text{Straße}}$ (siehe Tabelle A.2 auf Seite 165) bemessen werden. Als Baugrubenumschließung sind durchgehend Spundwände vorgesehen. Abweichend von der Standardkonfiguration des Optimierungssystems werden für diesen Testfall einige der in Abschnitt 3.6 beschriebenen Toleranzen abgemindert, damit das Optimierungsergebnis besser nachvollzogen werden kann. So werden bereits ab Sohlenerhöhungen oder -eintiefungen von 0,02 Metern Kosten für Rück- und Neubau der Sohlensicherungen berechnet, und Ufermauern werden neu gebaut, sobald die Sohle über 0,2 Meter eingetieft wird.

4.3.2 Manueller Lösungsversuch

Ein naheliegender Versuch, die gestellte Aufgabe manuell – ohne die Anwendung des Optimierungssystems – zu lösen, wäre die Eintiefung der Gewässersohle im unmittelbaren Bereich der Brücke, beispielsweise um maximal 0,5 Meter auf einer Länge von 500 Metern. Das Ergebnis dieses Lösungsversuchs ist in Abbildung 4.3 dargestellt. Die Brücke ist zwar nicht mehr überströmt und es kommt zu keinen Ausuferungen, jedoch ist das Planungsziel wegen des Brückeneinstaus nicht erreicht. Es sind also andere Maßnahmen zur Problemlösung erforderlich.

Die Gesamtkosten dieser Variante belaufen sich auf 5,5 Mio. Euro. Davon entfallen 68 Prozent (3,7 Mio. Euro) auf die Rückbau- und Neubaukosten von Ufermauern. 30 Prozent (1,6 Mio. Euro) müssen für Maßnahmen an der Gewässersohle wie Aushub und Rück- und Neubau von Sohlensicherungen eingeplant werden. Die Maßnahmen an der Sohle fallen auf den 500 Metern der Sohleneintiefung an (siehe Tabelle 4.1). Die Länge der neu zu errichtenden Mauern beträgt nur 420 Meter, weil die Eintiefungen im Unter- und Oberstrom unter der in Abschnitt 4.3.1 angegebenen Toleranz von 0,2 Metern für Ufermauerneubauten liegt. Die Abmessungen der Maßnahmen sind in Abbildung 4.4 über die Gewässerslänge aufgetragen. Eine Übersicht der anfallenden Kosten geben die Abbildungen 4.5 und 4.6 wieder.

4.3.3 Automatische Optimierung

4.3.3.1 Ausgeführte Optimierungsläufe

Für die automatische Optimierung wird die maximale Länge der zu variierenden Gewässersohle großzügiger gewählt als für den manuellen Lösungsversuch. Mit dem großen Bearbeitungsabschnitt wird ein weites Spektrum möglicher Lösungen vorgegeben. Es ist zu erwarten, dass für eine optimale Lösung nicht der gesamte zur Verfügung stehende Gewässerabschnitt baulich verändert werden muss. Mit dem Testfall ist zu prüfen, ob von dem Optimierungssystem erkannt wird, in welchen Bereichen Maßnahmen erforderlich werden.

Der zur Verfügung stehende Abschnitt ist 1600 Meter lang und erstreckt sich von Gewässerstation 200 bis 1800. Der Sohlenverlauf in diesem Abschnitt wird über eine Bézierkurve abgebildet, die mit neun Bézierpunkten beschrieben ist. Die beiden äußeren Punkte an den Gewässerstationen 200 und 1800 sind unveränderlich. Die übrigen sieben Punkte sind in gleichmäßigen Abständen über die Gerinneachse verteilt und werden im Zuge der Optimierung in ihrer Höhe variiert. Die sieben veränderlichen Bézierpunkte stellen die Entscheidungsvariablen für das Optimierungssystem dar. Die maximale Abweichung der Punkte ist, gemessen von den Sohlenhöhen im Istzustand, nach oben auf 2,5 und nach unten auf 3,5 Meter, begrenzt. Das heißt, es werden Sohlenerhöhungen von bis zu 2,5 und -eintiefungen von maximal 3,5 Metern untersucht. Als Startkonfiguration für die Optimierung liegen die sieben Bézierpunkte auf den Sohlenhöhen des Istzustands, womit sich ein gerader, genau dem Istzustand entsprechender Sohlenverlauf ergibt.

Wie in Abschnitt 3.7 beschrieben, sind die Anzahl Nachkommen λ je Generation ein wichtiger Parameter zur Konfiguration des Optimierungsalgorithmus. Mit dem vorliegenden Testfall wird die

Tabelle 4.1: Testfall Brücke: Kosten der beschriebenen Ergebnisse in Euro und der prozentuale Anteil an den jeweiligen Gesamtkosten

Position	Manueller Lösungsversuch		Automatisch optimierte Lösung	
Brücke	Einstauen nicht verhindert		Einstauen verhindert	
Gesamtkosten	5.478.145,17	(100,00%)	8.070.821,45	(100,00%)
Ufersicherung beidseitig	3.740.256,41	(68,28%)	4.556.794,60	(56,46%)
Ufersicherung links	1.870.128,21	(34,14%)	2.278.397,30	(28,23%)
Ufersicherung rechts	1.870.128,21	(34,14%)	2.278.397,30	(28,23%)
Sohlensicherung	1.648.638,76	(30,09%)	3.321.246,85	(41,15%)
Wasserhaltung	73.500,00	(1,34%)	158.760,00	(1,97%)
Fangedamm	15.750,00	(0,29%)	34.020,00	(0,42%)

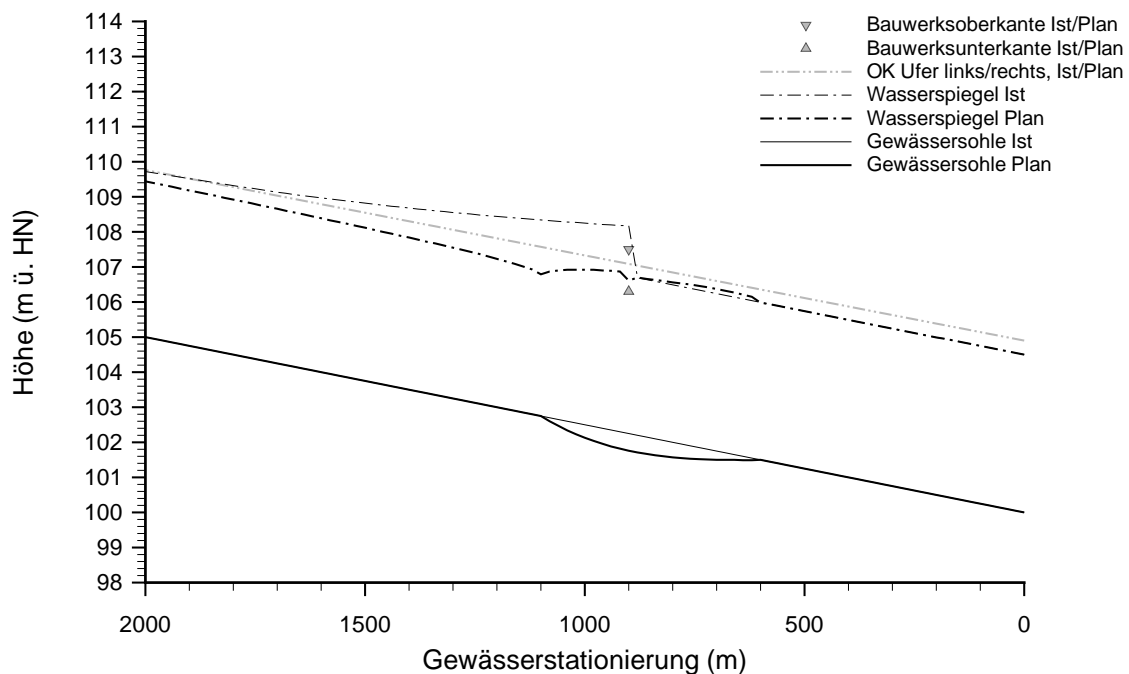


Abbildung 4.3: Testfall Brücke, manuell ermittelte Variante: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzustand. Eine lokale Sohleneintiefung bringt nicht die Lösung des Problems: Zwar ist die Brücke nicht mehr wie im Istzustand überströmt, aber dennoch eingestaut.

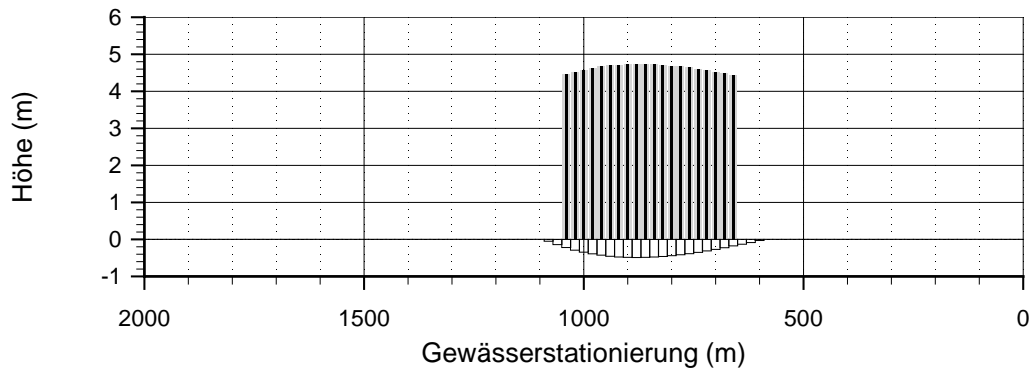


Abbildung 4.4: Testfall Brücke, manuell ermittelte Variante: Differenzen der Sohlenhöhen (\square) zwischen Plan- und Istzustand sowie geplante Höhen der Ufermauern links (\blacksquare) und rechts (\blacklozenge) über die Gewässerlänge. Weil der Wasserspiegel die Ufer nicht übersteigt, werden keine Ufererhöhungen erforderlich. Neubauten von Ufermauern fallen nur an, wenn die Sohle über 0,2 Meter eingetieft wird (Stationen 660 bis 1400).

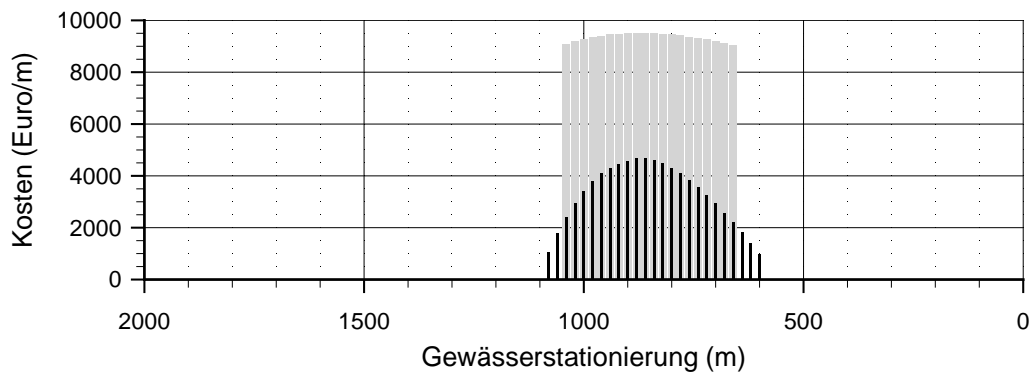


Abbildung 4.5: Testfall Brücke, manuell ermittelte Variante: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Ufermauern beidseitig (\blacksquare) sowie Maßnahmen an der Sohle (\blacksquare). Die Angaben umfassen Rück- und Neubau, aber nicht Wasserhaltung und Fangedamm.

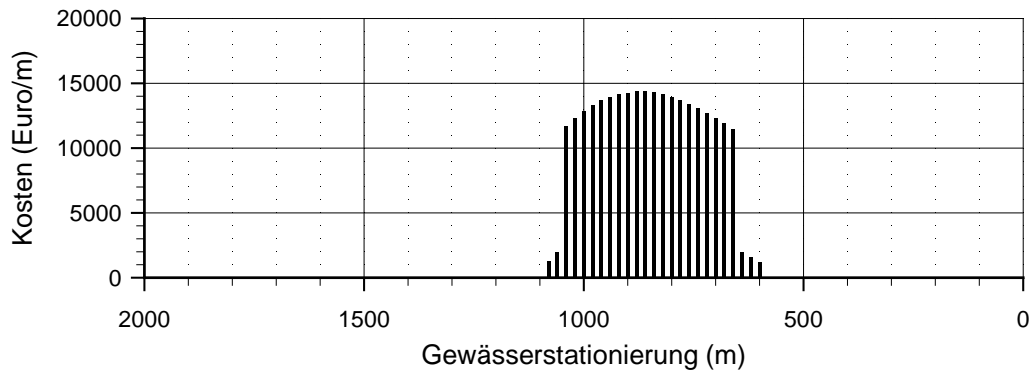
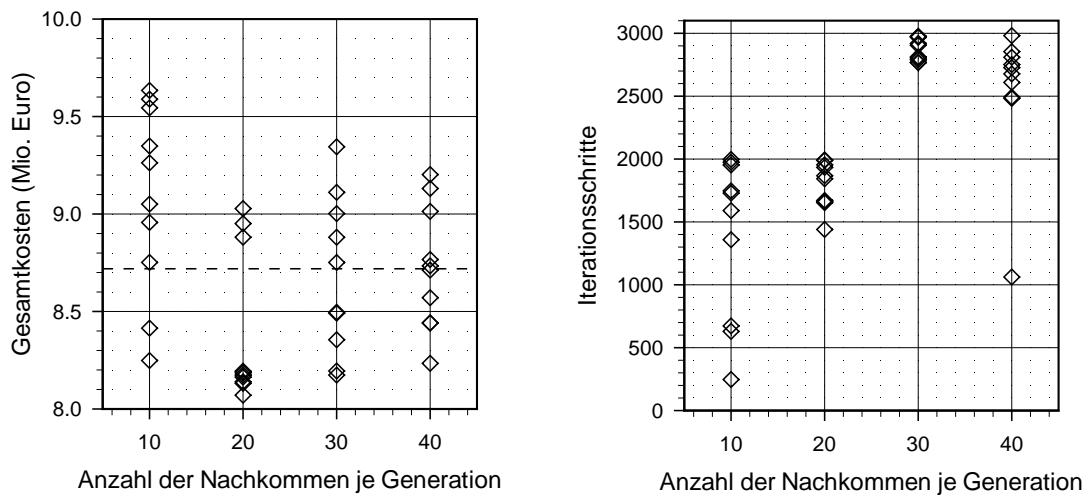


Abbildung 4.6: Testfall Brücke, manuell ermittelte Variante: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge. Die Summe der Gesamtkosten beläuft sich auf 5,5 Mio. Euro. Das Planungsziel, den Bemessungsdurchfluss ohne Brückeneinstau abzuleiten, ist nicht erfüllt.



(a) Gesamtkosten der 40 Optimierungsläufe gruppiert nach der Anzahl Nachkommen λ je Generation. Die Gesamtkosten (\diamond) der verschiedenen Läufe betragen zwischen 8,1 und 9,6 Mio. Euro. Der Mittelwert (-) liegt bei 8,7 Mio. Euro.

(b) Anzahl Iterationsschritte bis zur besten Lösung (\diamond) der 40 Optimierungsläufe gruppiert nach der Anzahl Nachkommen λ je Generation. Für die Läufe mit 10 und 20 Nachkommen wird der Optimierungsprozess nach 2000 und für 30 und 40 Nachkommen nach 3000 Iterationsschritten beendet.

Abbildung 4.7: Testfall Brücke: Auswertungen der 40 Optimierungsläufe

Sensitivität dieses Parameters auf die Optimierungsergebnisse untersucht, um einen geeigneten Wert für weitere Optimierungen im Rahmen dieser Arbeit zu wählen. Hierzu werden Optimierungsläufe mit 10, 20, 30 und 40 Nachkommen jeweils zehn Mal ausgeführt und die Lösungen miteinander verglichen. Als Abbruchkriterium für die Optimierungen wird die maximale Anzahl ausgeführter Iterationen begrenzt. Für 10 und 20 Nachkommen werden 2000 Iterationsschritte und für 30 und 40 Nachkommen 3000 Iterationsschritte ausgeführt.

Als Maß für die Qualität der Optimierungsergebnisse dienen die Gesamtkosten, die in Abbildung 4.7(a) der Anzahl Nachkommen gegenübergestellt sind. Mit der Auswertung wird deutlich, dass die Gesamtkosten für alle Konfigurationen einer gewissen Streuung unterliegen. Für die 40 Optimierungsläufe betragen sie zwischen 8,1 für den besten und 9,6 Mio. Euro für den schlechtesten Lauf. Die Optimierungsläufe mit 20 Nachkommen je Generation erzielen für diesen Testfall die besten Ergebnisse. Sie belegen die fünf ersten Plätze in der Rangfolge aller Läufe und mit keiner anderen Konfiguration wird der Mittelwert von 8,1 Mio. Euro häufiger unterschritten. Für das schlechteste Ergebnis mit 20 Nachkommen betragen die Gesamtkosten 9,0 Mio. Euro. Der Betrag liegt um zwölf Prozent über dem besten Ergebnis.

Bei der Konfiguration mit zehn Nachkommen wird bei drei von zehn Läufen die beste Lösung bereits deutlich vor Erreichen des Abbruchkriteriums ermittelt. Beispielsweise wird im Zuge eines Optimierungslaufes die beste von 2000 Lösungen bereits mit Iterationsschritt 247 gefunden, wie in Abbildung 4.7(b) dargestellt ist. Bei den anderen Konfigurationen wird die maximale Anzahl Iterationen ausgenutzt, so dass sich die Ergebnisse auch noch gegen Ende des Optimierungsprozesses verbessern.

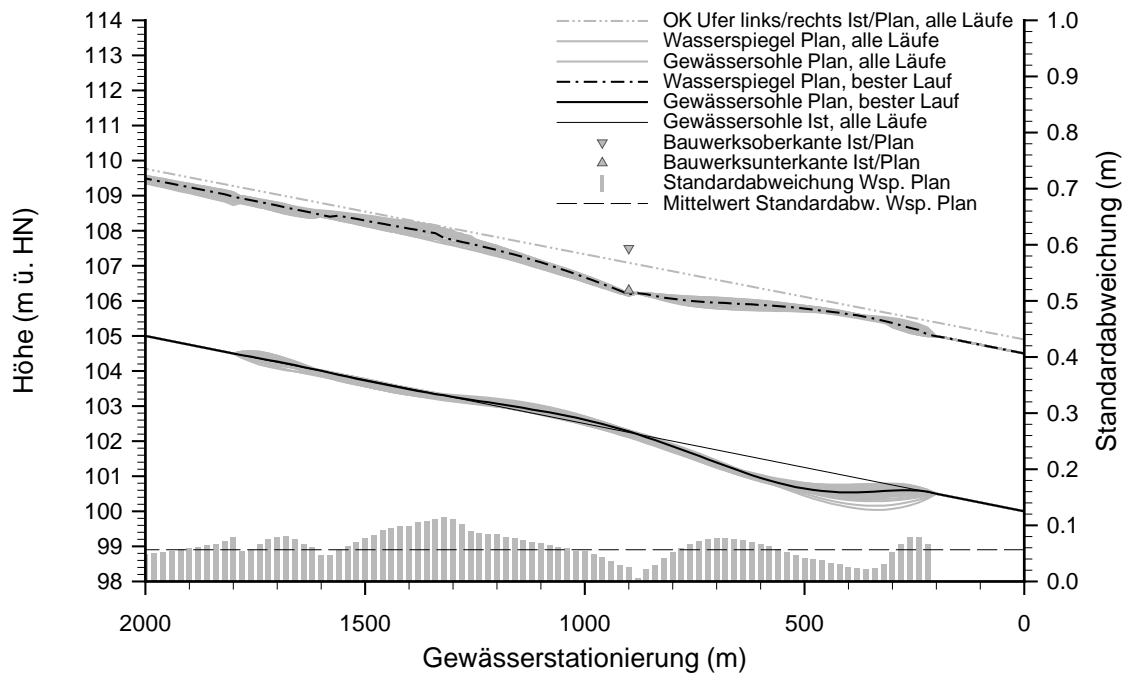


Abbildung 4.8: Testfall Brücke, bester Lauf im Vergleich zu den 39 anderen Läufen: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen. Die durchschnittliche Standardabweichung der Wasserspiegellagen (—) beträgt 5,6 Zentimeter.

Jede der Lösungen aus den 40 Läufen erfüllt die Planungsvorgabe, einen Brückeneinstau zu vermeiden und kommt dabei ohne die Erhöhung der Ufer aus. Die Geometrien der Lösungen ähneln sich dabei in der Anordnung von Sohleneintiefungen und -erhöhungen (siehe Abbildung 4.8). Der wesentliche Unterschied besteht in dem Ausmaß der Maßnahmen. Die deutlichsten Unterschiede treten im Unterstrom der Brücke auf. Zwar sehen hier alle Lösungen Sohleneintiefungen vor, jedoch reicht das Maß der Eintiefung von 0,32 bis 0,78 Metern. Die größten Unterschiede in den Wasserspiegellagen treten im Oberstrom der Brücke an den Gewässerstationen 1320 und 1340 auf, obwohl hier die Sohlenlagen um maximal 0,18 Meter auseinander liegen. Die Standardabweichung der Wasserspiegel aus den 40 Läufen liegt bei 0,11 Metern und die maximale Abweichung beträgt 0,46 Meter (siehe Abbildung 4.8). Bezogen auf die über alle Läufe gemittelte Fließtiefe von 4,63 Metern ist das eine Schwankung von 9,9 Prozent. Die über alle Stationen gemittelte Standardabweichung der Wasserspiegellagen beträgt 5,6 Zentimeter.

4.3.3.2 Optimierungsergebnis

Im Zuge des Optimierungsprozesses werden die sieben variablen Bézierpunkte innerhalb der vorgegebenen Intervalle variiert. Zu Beginn werden die Intervalle voll ausgenutzt, um ein weites Lösungsspektrum abzusuchen. Mit steigender Anzahl Iterationsschritte wird die Suche durch Verkleinerung der Intervalle detailliert. Dieses Wechselspiel der Entscheidungsvariablen über den Iterationsverlauf ist mit Abbildung 4.9 für zwei ausgewählte Bézierpunkte visualisiert. In Abbildung 4.10 sind die Gesamtkosten über den Iterationsverlauf dargestellt. Die Sprünge in den Kosten bei fortgeschrittenem Optimierungsprozess resultieren aus den Strafwerten, die für ein Einstauen

der Brücke erhoben werden. Nur minimale Veränderungen der Bézierpunkthöhen um wenige Millimeter heben die Gewässersohle an und führen zu einem höheren Wasserspiegel, wodurch der Brückeneinstau verursacht wird. Mit der Detailsuche tastet sich der Algorithmus gewissermaßen an eine Lösung heran, die geringe Maßnahmen an der Gewässersohle vorsieht und dennoch ein Einstauen der Brücke verhindert.

Die beste Lösung wird nach 1671 Iterationsschritten ermittelt, bevor der Optimierungsprozess nach 2000 Iterationen beendet wird. Da sich die Gesamtkosten mit den letzten 924 Iterationsschritten um weniger als ein Prozent verbessern, wird deutlich, dass der Optimierungsprozess nicht zu früh abgebrochen wurde (siehe Tabelle 4.2).

Die optimierte Lösung ist in Abbildung 4.11 im hydraulischen Längsschnitt dargestellt. Im Istzustand wird die Brücke um 0,68 Meter überströmt und es kommt dadurch zu Ausuferungen. Ohne die Brücke baulich zu verändern, kann mit geringen Sohlenerhöhungen im Oberstrom sowie Sohleneintiefungen im Unterstrom die hydraulische Leistungsfähigkeit des Gerinnes gesteigert werden, so dass der Bemessungsdurchfluss ohne Ausuferungen abgeleitet wird. Eine zusätzliche Erhöhung der bestehenden Ufer ist nicht erforderlich. Im unmittelbaren Bereich der Brücke ist das Querprofil im Planzustand nur unwesentlich verändert (siehe Abbildung 4.14).

Die Abmessungen der für den Planzustand ermittelten Maßnahmen gehen aus Abbildung 4.13 hervor. Die Sohlenerhöhungen im Oberstrom der Brücke betragen im Mittel 0,08 und maximal 0,12 Meter auf einer Gewässerlänge von 400 Metern zwischen den Stationen 880 und 1280. Trotz dieser geringen Ausmaße kann auf die Sohlenerhöhungen nicht verzichtet werden, weil der Wasserspiegel im Brückenbereich ohne sie höher wäre und die Brücke einstauen würde. Weitere minimale Sohlenerhöhungen von maximal 0,02 Metern sind zwischen den Stationen 1440 und 1480 vorgesehen.

Im Unterstrom der Brücke wird die Sohle im Mittel um 0,35 und maximal um 0,61 Meter auf einer Länge von 640 Metern zwischen den Stationen 240 und 860 eingetieft. Wegen der Gefahr, dass durch Eintiefungen größer als 0,2 Meter die Fundamente der bestehenden Ufermauern untergraben werden, sind zwischen den Stationen 300 und 780 Ufermauerneubauten vorgesehen. Die mittlere lichte Höhe der Ufermauern beträgt 4,72 Meter. Die höchsten Ufermauern mit Höhen von 4,91 Metern werden bei Stationen 520 erforderlich, weil die Sohleneintiefungen einen Maximalwert erreichen. Die lichte Mauerhöhe im Istzustand von 4,3 Metern wird hier um das Maß der Sohleneintiefung (0,61 Meter) auf 4,91 Meter im Planzustand vergrößert. Der Wasserspiegel im Planzustand liegt in diesem Bereich um bis zu 0,15 Meter über dem des Istzustandes. Dadurch wird der Freibord von 0,4 Metern im Istzustand auf 0,23 Meter im Planzustand reduziert. Weil für diesen Testfall keine Anforderungen an die Einhaltung eines Freibords gestellt werden, sind Ufererhöhungen nicht Bestandteil der optimierten Lösung.

Aus den Abbildungen 4.15 und 4.14 geht eine Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge hervor. Obwohl sich die Maßnahmen an den Ufern nur über einen verhältnismäßig kurzen Gewässerabschnitt ausdehnen, machen sie 56 Prozent (4,6 Mio. Euro) der Gesamtkosten (8,1 Mio. Euro) aus; wegen der symmetrischen Querschnittsform jeweils zu gleichen Teilen für das linke und das rechte Ufer. Die Maßnahmen an der Sohle entsprechen (mit 3,3 Mio. Euro) 41 Prozent

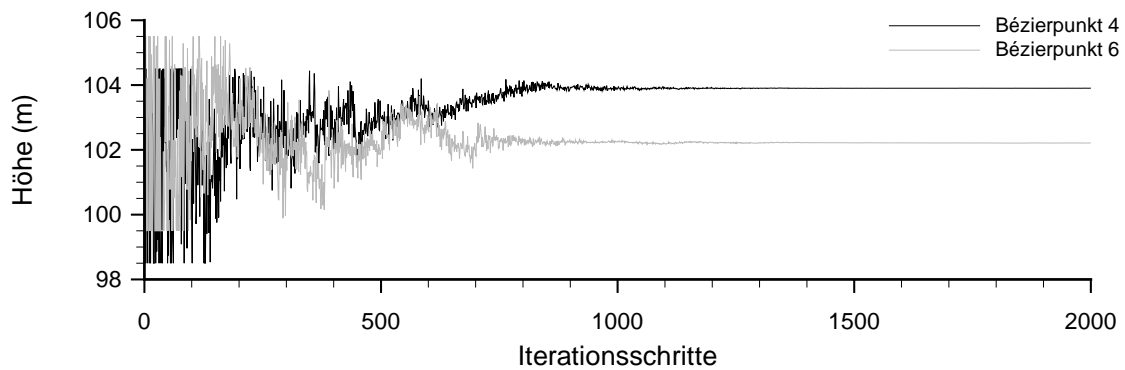


Abbildung 4.9: Testfall Brücke, bester Lauf: Höhen der Bézierpunkte 4 und 6 (von Unterstrom durchnummeriert, vgl. Abbildung 4.11) über den Iterationsverlauf.

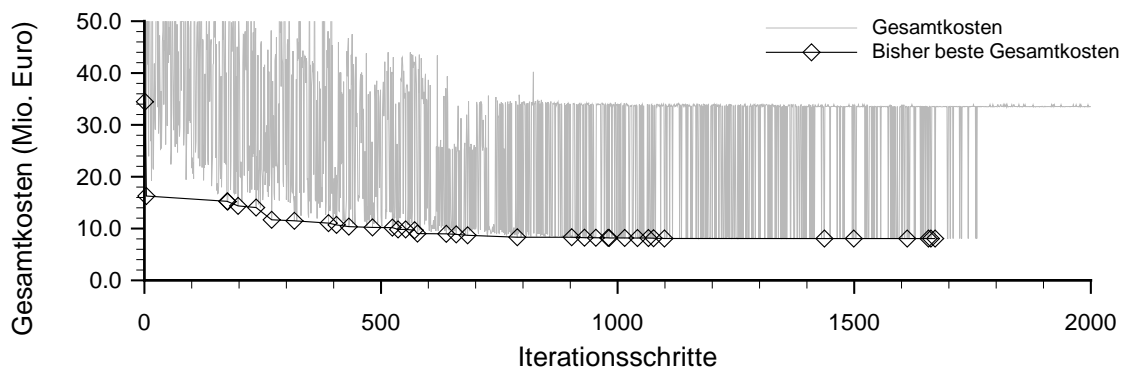


Abbildung 4.10: Testfall Brücke, bester Lauf: Gesamtkosten und die bisher besten Gesamtkosten über den Iterationsverlauf. Mit der Detailsuche wird die optimale Varianten ohne Brückeneinstau gesucht. Die Sprünge in den Kosten bei fortgeschrittenem Optimierungsprozess resultieren aus den Strafwerten, die für Varianten mit Brückeneinstau erhoben werden.

Tabelle 4.2: Testfall Brücke, bester Lauf: Gesamtkosten und die Höhen der Bézierpunkte 4 und 6 für die fünf besten sowie für den acht- und den neuntbesten Iterationsschritt

Iterati- onsschritt	Gesamtkosten	Abweichung der Gesamtkosten zum besten Ergebnis	Höhe Bézierpunkt 4	Höhe Bézierpunkt 6
	(Euro)	(%)	(m ü. HN)	(m ü. HN)
1065	8.170.098,27	101,2301	104,5000	99,5000
1076	8.133.553,52	100,7773	102,3437	99,5000
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
1499	8.073.972,48	100,0390	104,5000	99,5000
1612	8.072.948,20	100,0264	100,2625	102,3830
1657	8.071.313,85	100,0061	98,5000	99,5000
1662	8.070.922,26	100,0012	99,3585	99,5000
1671	8.070.821,45	bestes Ergebnis	104,4524	99,5000

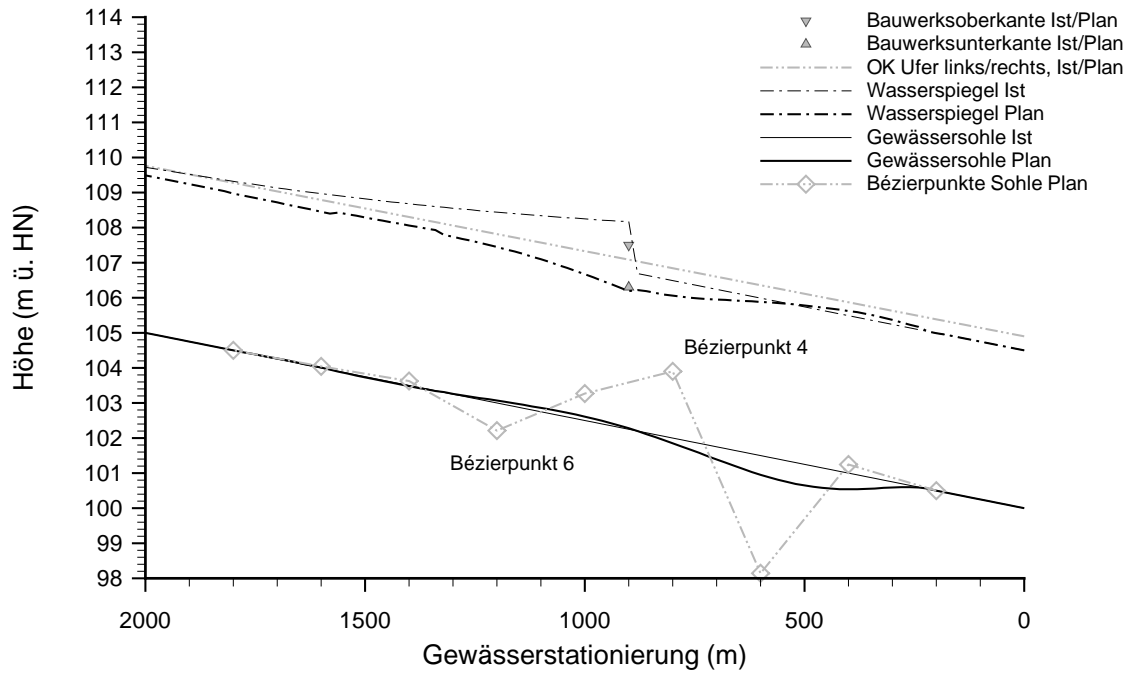


Abbildung 4.11: Testfall Brücke, bester Lauf: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzustand

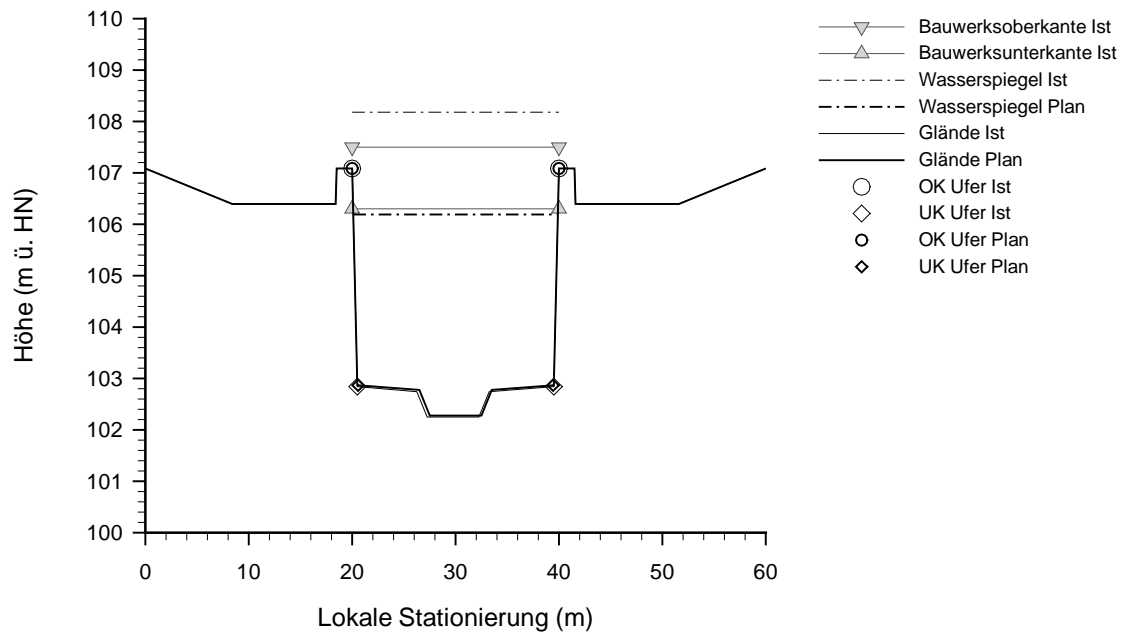


Abbildung 4.12: Testfall Brücke, bester Lauf: Querprofil mit Brücke an Gewässerstation 900 im Ist- und Planzustand. Die Sohle unter der Brücke wird im Planzustand um vier Zentimeter erhöht.

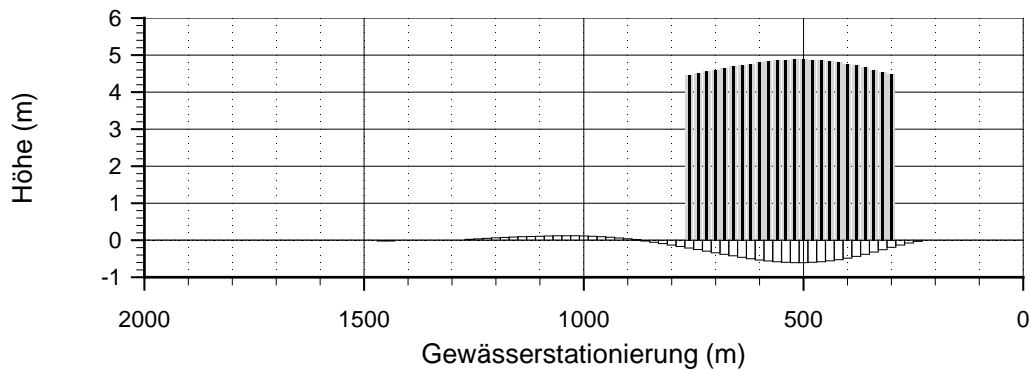


Abbildung 4.13: Testfall Brücke, bester Lauf: Differenzen der Sohlenhöhen (\square) zwischen Plan- und Istzustand sowie geplante Höhen der Ufermauern links (I) und rechts (II) über die Gewässerlänge. Neubauten von Ufermauern werden hier nur erforderlich, wenn die Sohle eingetieft wird (Stationen 240 bis 860). Bei Sohlenerhöhungen (Stationen 880 bis 1280) bleiben die Ufermauern unverändert.

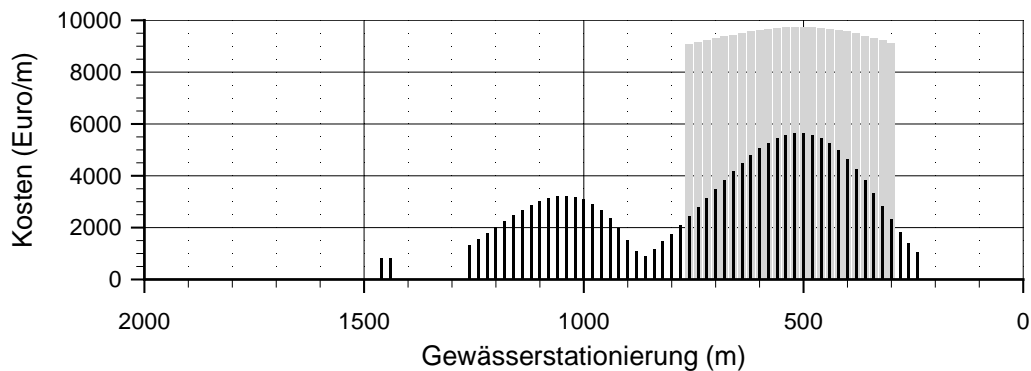


Abbildung 4.14: Testfall Brücke, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Ufermauern beidseitig (II) sowie Maßnahmen an der Sohle (I). Die Angaben umfassen Rück- und Neubau, aber nicht Wasserhaltung und Fangedamm.

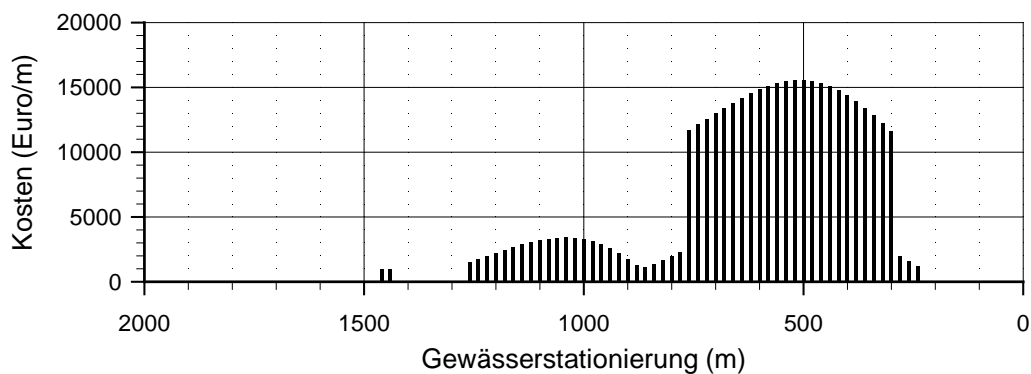


Abbildung 4.15: Testfall Brücke, bester Lauf: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge. Die Summe der Gesamtkosten beläuft sich auf 8,1 Mio. Euro.

der Gesamtkosten. Die restlichen drei Prozent entfallen auf die Positionen Wasserhaltung und Fangedamm (siehe Tabelle 4.1).

4.3.4 Bewertung des Optimierungsergebnisses

Der Testfall Brücke wird von dem Optimierungssystem erfolgreich gelöst. Mit Anpassungen der Sohle kann der Bemessungsdurchfluss ohne Ausuferungen abgeleitet werden und die Brücke ist nicht eingestaut. Die durch die Bézierkurve abgebildete Sohle gibt einen plausiblen und natürlichen Verlauf wieder. Aus dem weiten Lösungsspektrum, das Sohlerhöhungen von 2,5 und -eintiefungen von 3,5 Metern zulässt, findet das Optimierungssystem den richtigen Lösungsbereich. Oberstrom der Brücke (Stationen 1480 bis 1800) passt sich die Bézierkurve dem Sohlenverlauf im Istzustand sehr gut an, so dass nur minimale Maßnahmen erforderlich werden und die Kosten nahezu auf Null reduziert sind. **Es wird deutlich, dass sich ein großzügig gewählter Bearbeitungsabschnitt (Stationen 200 bis 1800) nicht ungünstig auf die Lösung auswirkt.**

Das negative Sohlgefälle von 0,4 Promille zwischen den Stationen 260 und 420 lässt sich bei den gegebenen Randbedingungen nicht vermeiden. Für ein Gewässer mit geschiebeführender Sohle wäre die ausgearbeitete Lösung wahrscheinlich nicht von dauerhaftem Bestand. Durch Sedimentationen könnte der Sohlenverlauf deutlich verändert werden. Weil sich bei der Anwendung des Optimierungssystem auf praxisnahe Problemstellungen (vgl. Anwendungsbeispiele in Kapitel 5) bisher keine Lösungen mit negativem Sohlgefälle ergeben haben, werden die Varianten daraufhin nicht bewertet. Mit dem Ausblick in Kapitel 7 werden Möglichkeiten zur Berücksichtigung des Geschiebetransports aufgezeigt und es wird erläutert, wie Varianten mit negativem Sohlgefälle angemessen bewertet werden könnten.

4.4 Testfall Gebäude: Optimierung der Gerinnebreiten

4.4.1 Zielstellung und Randbedingungen

Mit dem Testfall Gebäude wird untersucht, wie im Zuge der Optimierung die hydraulische Leistungsfähigkeit des Gewässers durch Anpassungen der Gerinnebreiten gesteigert wird. Dazu wird das Testgerinne mit einem Bemessungsdurchfluss von $390 \text{ m}^3/\text{s}$ beaufschlagt, was dem bordvollen Abflussvermögen entspricht (siehe Längsschnitt in Abbildung 4.17). Als Planzustand ist eine Lösung auszuarbeiten, die einen Freibord von einem Meter auf der gesamten Gewässerlänge einhält. Als Maßnahmen stehen Veränderungen an der Gerinnebreite sowie Erhöhungen der Ufer zur Verfügung. Veränderungen an der Sohlenhöhe werden ausgeschlossen. Die konstruktiven Vorgaben entsprechen denen des Testfalls Brücke. Neu zu errichtende Ufermauern werden als Winkelstützmauern (Lastannahme $p_{\text{Straße}}$) ausgeführt und als Baugrubenumschließung sind Spundwände vorgesehen.

Der Testfall umfasst zwei Szenarien. Zum einen erfolgt eine Optimierung ohne weitere Randbedingungen. Dieses Szenario wird als Optimierung ohne Hindernis bezeichnet und ist in Abschnitt 4.4.2 beschrieben. Zum anderen wird für die Optimierung mit Hindernis ein Gebäude

neben dem Gewässer angenommen. Das Grundstück, auf dem das Gebäude steht, darf nicht verändert werden, so dass auf diesem Gewässerabschnitt das Maß der Gerinneaufweitung begrenzt wird. Die Optimierung mit Hindernis ist Gegenstand von Abschnitt 4.4.3.

Das rechte Ufer wird über eine Bézierkurve abgebildet, wie in Abschnitt 3.5.2 erläutert. Die im Folgenden beschriebenen Optimierungsläufe unterscheiden sich zum Teil in der Anzahl der für die Kurve verwendeten Bézierpunkte. Die Verteilung der Punkte erfolgt immer in gleichmäßigen Abständen über die Gewässerlänge. Als Startkonfiguration für die Optimierung liegen die Bézierpunkte jeweils auf der Oberkante des rechten Ufers. Damit stellt sich ein gerader, genau dem Istzustand entsprechender Gewässerverlauf ein. Das Intervall, in dem die Bézierpunkte im Zuge der Optimierung variiert werden, liegt zwischen Gerinneeinengungen von zehn und -aufweitungen von 20 Metern.

Für allgemeine Anwendungen wird vorgesehen, dass die Bézierpunkte am Anfang und Ende der Bézierkurve unverändert bleiben. So wird gewährleistet, dass sich die optimierte Variante den Verhältnissen im Unter- und Oberstrom des Planungsbereichs anpasst. Voruntersuchungen zu dieser Arbeit haben gezeigt, dass sich die Anpassungsfähigkeit der Gerinnebreiten mit dieser Vorgabe nur schlecht demonstrieren lässt: Durch lokal begrenzte Gerinneaufweitungen kann der Wasserspiegel nur verhältnismäßig wenig gesenkt werden, so dass die optimale Lösung hauptsächlich Ufererhöhungen vorsieht. Um zu demonstrieren, wie sich das Ufer einem Hindernis anpasst, sind jedoch deutliche Aufweitungen erforderlich. Daher gehen für diesen Testfall die Anfangs- und Endpunkte der Bézierkurve als veränderliche Entscheidungsvariablen in die Optimierung ein.

4.4.2 Optimierungsergebnisse ohne Hindernis

Für die Optimierung ohne Hindernis wird das rechte Ufer über elf Bézierpunkte abgebildet. Es werden zehn Optimierungsläufe mit gleicher Konfiguration ausgeführt. Die Gesamtkosten der zehn Läufe liegen um 0,9 Prozent auseinander und betragen zwischen 10,9 für den besten und 11,0 Mio. Euro für den schlechtesten Lauf. Um den vorgegebenen Freibord einzuhalten, werden Gerinneaufweitungen vorgesehen (siehe Lageplan in Abbildung 4.16). Der optimierte Verlauf des rechten Ufers ist bei allen Läufen ähnlich. Die größten Aufweitungen betragen je nach Lauf zwischen neun und zwölf Meter und sind zwischen den Stationen 1000 und 1500 angeordnet (ein Lauf ausgenommen, mit Aufweitungen von 15 Metern an Gewässerstation 0). Die Differenz zwischen den Gerinnebreiten führt zu Unterschieden in der Wasserspiegellage von 0,52 Metern im Unterstrom bei Station 100 und 0,25 Metern im Oberstrom bei Station 1880 (siehe Längsschnitt in Abbildung 4.17). Bei dem größten Teil des Gerinnes zwischen den Stationen 580 und 1580 stimmen die Wasserspiegellagen stark überein: Die Standardabweichungen der Wasserspiegel sind kleiner oder gleich 1,0 Zentimeter. Die über alle Gewässerstationen gemittelte Standardabweichung der Wasserspiegellagen beträgt 2,8 Zentimeter. Ufererhöhungen sind bei allen Läufen nur in sehr geringem Umfang (null bis 0,19 Meter, im Mittel 0,04 Meter) zwischen den Stationen 1040 und 2000 oder 1080 und 2000 vorgesehen. Auf die Charakteristik der optimierten Gerinnegeometrie wird detailliert in Abschnitt 4.4.4 eingegangen.

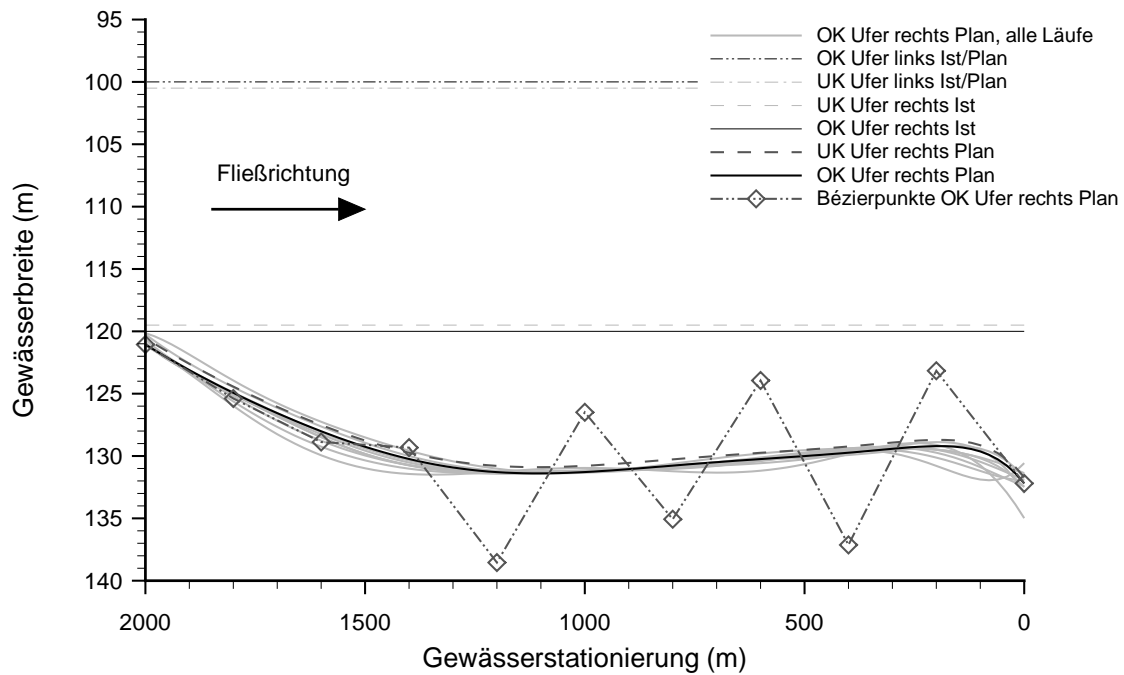


Abbildung 4.16: Testfall Gebäude, Optimierung ohne Hindernis, bester Lauf im Vergleich zu den neun anderen Läufen: Schematisierter Lageplan mit Ist- und Planzuständen

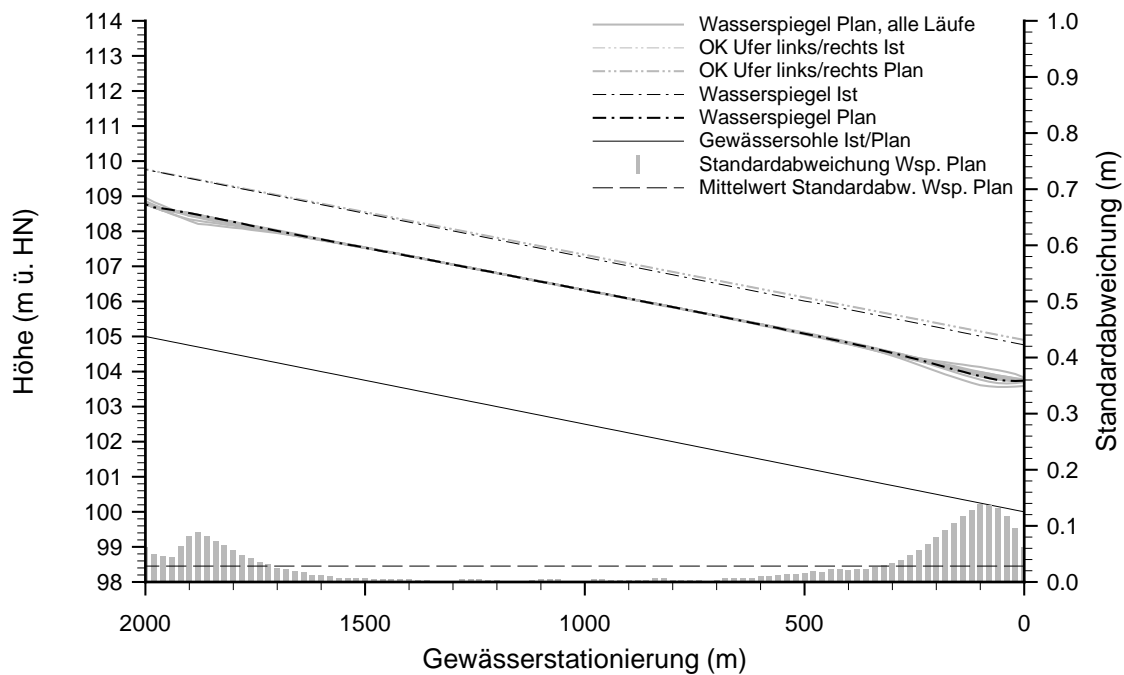


Abbildung 4.17: Testfall Gebäude, Optimierung ohne Hindernis, bester Lauf im Vergleich zu den neun anderen Läufen: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen. Die durchschnittliche Standardabweichung der Wasserspiegellagen (--) beträgt 2,8 Zentimeter.

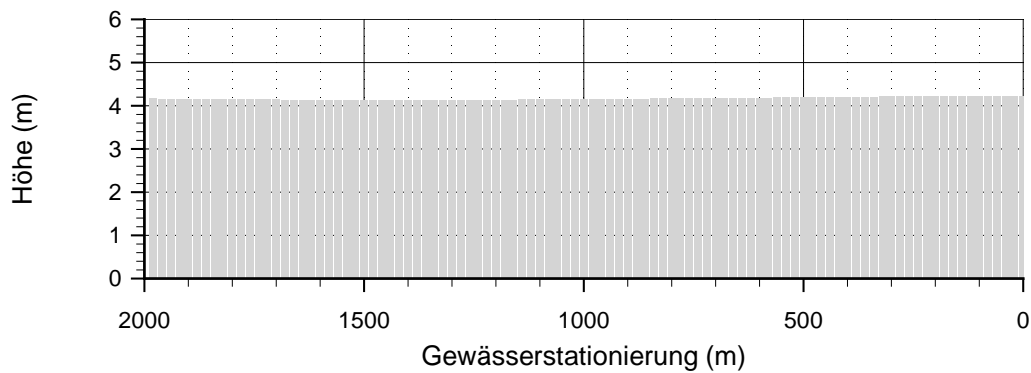


Abbildung 4.18: Testfall Gebäude, Optimierung ohne Hindernis, bester Lauf: Geplante Höhen der Ufersicherungen rechts über die Gewässerlänge. Am linken Ufer sind keine Maßnahmen erforderlich.

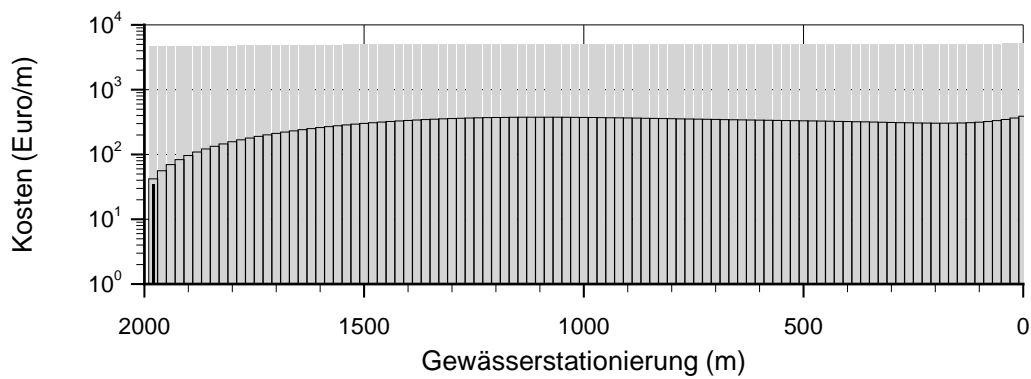


Abbildung 4.19: Testfall Gebäude, Optimierung ohne Hindernis, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an den linken (I) und rechten (II) Ufern sowie der Sohle (□). Die Angaben umfassen Rück- und Neubau, aber nicht Wasserhaltung und Fangedamm. Am linken Ufer sind keine Maßnahmen erforderlich.

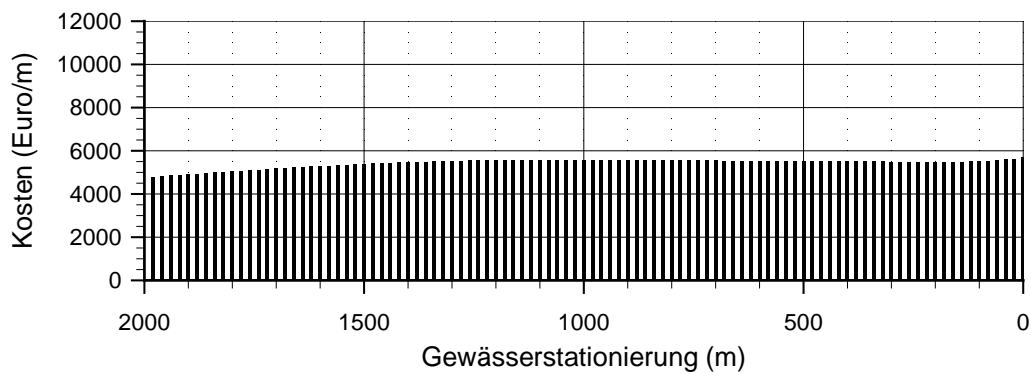


Abbildung 4.20: Testfall Gebäude, Optimierung ohne Hindernis, bester Lauf: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge. Die Summe der Gesamtkosten beläuft sich auf 10,9 Mio. Euro.

Von den 10,9 Mio. Euro Gesamtkosten des besten Laufs fallen 5,6 Prozent (0,6 Mio. Euro) für den Neubau von Sohlensicherungen an (siehe Tabelle 4.3). Die Grundfläche des Gewässers hat sich von 40.000 Quadratmetern im Istzustand um 46 Prozent auf 58.512 Quadratmeter im Planzustand vergrößert. Als Sicherungsarten für die Sohle werden entsprechend der anfallenden Schubspannungen τ , die zwischen 78,6 und 174,9 N/m² betragen, Steinschüttungen, Setzpacke und Raupflaster kalkuliert. Der größte Kostenanteil von 91,8 Prozent (10,0 Mio. Euro) fällt für Rückbau- und Neubaumaßnahmen am rechten Ufer an, die sich aus den Aufweitungen ergeben. **Erhöhungen der Ufer werden im gesamten Gewässerabschnitt vermieden** (siehe Verteilung der Kosten in Abbildung 4.19). **Somit fallen keine Maßnahmen am linken Ufer an.** Die restlichen Kosten (2,6 Prozent der Gesamtkosten) entfallen auf Wasserhaltung und Fangedamm.

4.4.3 Optimierungsergebnisse mit Hindernis

4.4.3.1 Übersicht der ausgeführten Optimierungsläufe

Für die Optimierung mit Hindernis wird ein Gebäude am rechten Ufer platziert, welches bei Gerinneaufweitungen zu berücksichtigen ist. Das zugehörige Grundstück erstreckt sich von den Stationen 1260 und 1320 über eine Gewässerlänge von 60 Metern. Die Grundstücksgrenze wird parallel zum Gewässer in zwei Metern Entfernung zur Oberkante des rechten Ufers angenommen (siehe Abbildung 4.21). Im Zuge der Optimierung ist der Bereich des Grundstücks für Gerinneaufweitungen zu meiden. Um diese Randbedingung bei der Optimierung zu berücksichtigen, fallen Kosten an, sobald die Grundstücksgrenze von der rechten Uferlinie überschritten wird. Diese Kosten sind vergleichbar mit Neubaukosten für das Gebäude, die bei Gerinneaufweitungen anfallen, um das Gebäude an anderer Stelle neu zu errichten. Damit ein Ersatzneubau als kostengünstigste Variante ausscheidet, werden die Kosten sehr hoch angesetzt. Sie entsprechen somit eher Strafwerten in der Einheit Euro, die in die Zielfunktion (3.1) (auf Seite 26) eingehen. Der hier angesetzte Betrag beziffert sich auf 20 Mio. Euro.

Aus der Optimierung mit Hindernis werden drei Ergebnisse detailliert vorgestellt. Der folgende Abschnitt 4.4.3.2 umfasst Ergebnisse, bei denen das rechte Ufer über *elf* Bézierpunkte parametrisiert ist. Es erfolgt ein Vergleich zwischen der automatisch optimierten Lösung und einer manuell veränderten Variante der optimierten Lösung. Abschließend wird in Abschnitt 4.4.3.3 auf eine Parametrisierung des rechten Ufers mit *sieben* Bézierpunkten eingegangen. Eine Übersicht der Kosten aller beschriebenen Ergebnisse, inklusive der Optimierung ohne Hindernis, bietet Tabelle 4.3.

4.4.3.2 Parametrisierung des rechten Ufers mit elf Bézierpunkten

Die automatisch optimierte Lösung

Es werden zehn Optimierungsläufe ausgeführt, bei denen das rechte Ufer mit elf Bézierpunkten abgebildet wird. Die Gesamtkosten der zehn Läufe liegen um 2,8 Prozent auseinander und betragen zwischen 13,3 und 13,7 Mio. Euro. Um den geforderten Freibord einzuhalten, werden Ge-

Tabelle 4.3: Testfall Gebäude: Kosten der beschriebenen Ergebnisse in Euro und prozentualer Anteil an den jeweiligen Gesamtkosten

Position	Ohne Hindernis		Mit Hindernis	
	bester Lauf mit 11 Bézierpunkten	bester Lauf mit 11 Bézierpunkten	manuell veränderter bester Lauf mit 11 Bézierpunkten	bester Lauf mit 7 Bézierpunkten
	<i>Abschnitt 4.4.2</i>	<i>Abschnitt 4.4.3.2</i>	<i>Abschnitt 4.4.3.2</i>	<i>Abschnitt 4.4.3.3</i>
Gesamtkosten	10.861.184,65 (100,00%)	13.309.242,15 (100,00%)	13.806.893,68 (100,00%)	13.441.349,38 (100,00%)
Ufersicherung beidseitig	9.970.599,78 (91,80%)	12.624.009,29 (94,85%)	13.132.989,23 (95,12%)	12.701.114,67 (94,49%)
Ufersicherung links	0,00 (0,00%)	2.585.508,26 (19,43%)	3.071.359,97 (22,25%)	2.590.319,43 (19,27%)
Ufersicherung rechts	9.970.599,78 (91,80%)	10.038.501,03 (75,43%)	10.061.629,26 (72,87%)	10.110.795,25 (75,22%)
Sohlensiche- rung	608.122,88 (5,60%)	371.884,52 (2,79%)	360.559,50 (2,61%)	424.554,74 (3,16%)
Wasserhaltung	219.773,40 (2,02%)	250.654,84 (1,88%)	250.652,46 (1,82%)	252.706,98 (1,88%)
Fangedamm	62.688,60 (0,58%)	62.693,50 (0,47%)	62.692,48 (0,45%)	62.972,99 (0,47%)

rinneaufweitungen und Ufererhöhungen erforderlich. Die Planvorgabe, das Grundstück mit dem Gebäude nicht einzunehmen, wird von allen Läufen eingehalten. Entlang des Grundstücks zwischen den Stationen 1150 und 1500 stimmen die Uferlinien aller Läufe stark überein. Dies ist ein Bereich, in dem sich Veränderungen des Ufers sehr deutlich als Kostensteigerungen auswirken: Wird das Gerinne breiter, fallen sehr hohe Strafwerte an. Bei Einengungen steigt der Wasserspiegel und es werden teure Ufermauerneubauten erforderlich. Die hohe Sensitivität des Bézierpunktes 7 (siehe Abbildung 4.21) auf die Gesamtkosten vereinfacht dessen Positionierung. Im Zuge der Optimierung wird dies deutlich, weil der entsprechende individuelle Skalierungsfaktor δ_7^g von dem Algorithmus stark reduziert wird, wie der Abbildung 4.26(c) entnommen werden kann. Die Suche wird dadurch auf einen deutlich kleiner werdenden Bereich detailliert. Für den Bézierpunkt 1 ist die Positionierung weniger eindeutig. Gemäß Abbildung 4.26(b) wird der entsprechende individuelle Skalierungsfaktor δ_1^g zunächst verringert, steigt aber mit fortschreitendem Optimierungsprozess wieder an, um das Suchintervall zu vergrößern. Diese Indifferenz in der Positionierung des Bézierpunktes 1 trifft für alle zehn Optimierungsläufe zu, wie die unterschiedlichen Verläufe des rechten Ufers am unteren Modellrand in Abbildung 4.21 deutlich machen (siehe hierzu die Bewertung der Optimierungsergebnisse in Abschnitt 4.4.4). Dass die Suche insgesamt zielorientiert verläuft, belegt der deutlich gegen Null konvergierende globale Skalierungsfaktor δ_{global}^g in Abbildung 4.26(a).

Durch das Hindernis wird die Möglichkeit der Gerinneaufweitung im Oberstrom des Gewässers stark eingegrenzt. Im Planzustand des besten Laufs nimmt das Gewässer eine um 26 Prozent auf 50.355 Quadratmeter vergrößerte Grundfläche ein (siehe Lageplan in Abbildung 4.21). Das sind 20 Prozent weniger als bei der Optimierung ohne Hindernis. Daraus ergibt sich, dass die Kosten für die Sohlensicherungen um 39 Prozent geringer ausfallen (0,4 Mio. Euro). **Die Gesamtkos-**

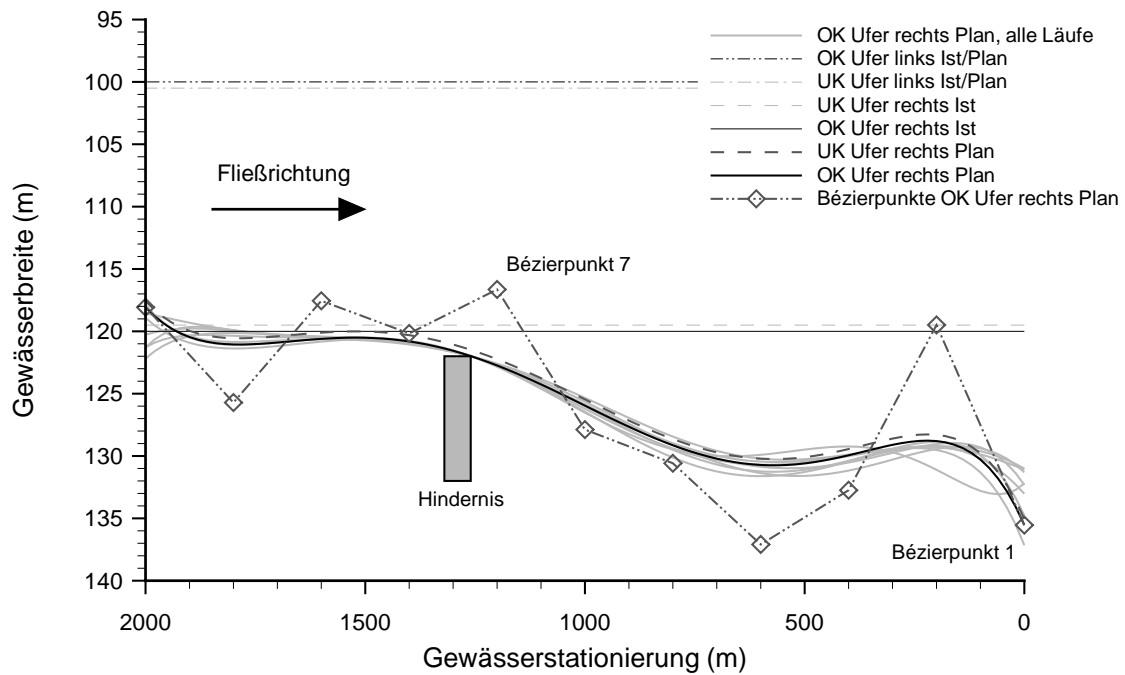


Abbildung 4.21: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit elf Bézierspunkten im Vergleich zu den neun anderen Läufen: Schematisierter Lageplan mit Ist- und Planzuständen

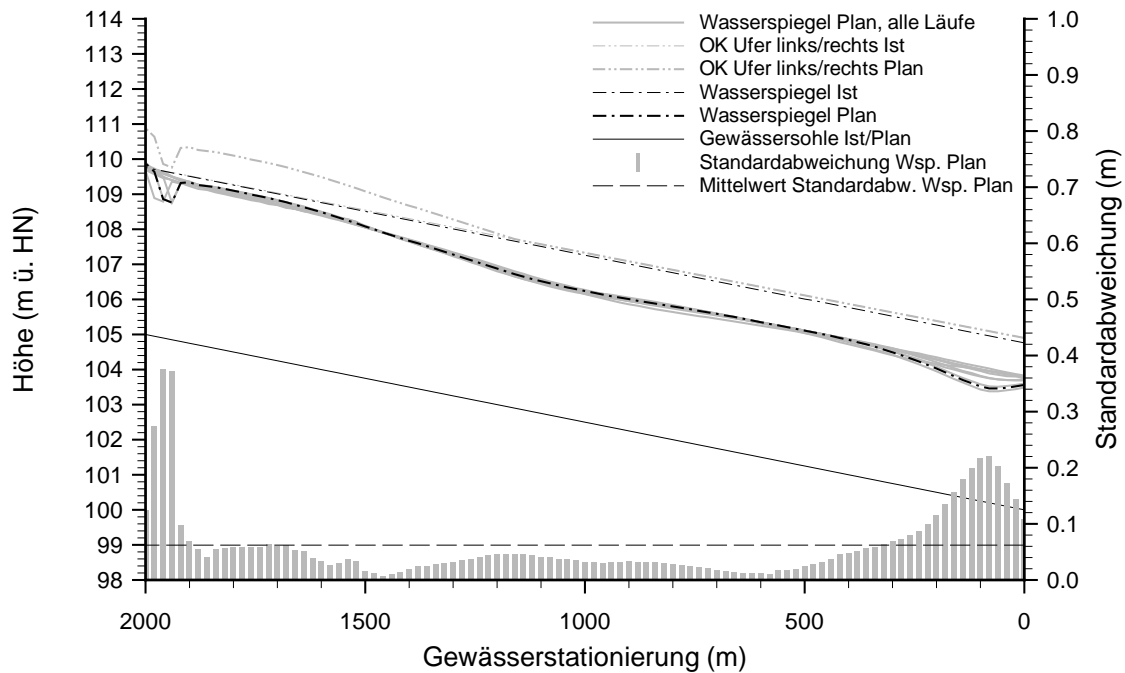


Abbildung 4.22: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit elf Bézierspunkten im Vergleich zu den neun anderen Läufen: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen. Die durchschnittliche Standardabweichung der Wasserspiegellagen (--) beträgt 6,2 Zentimeter.

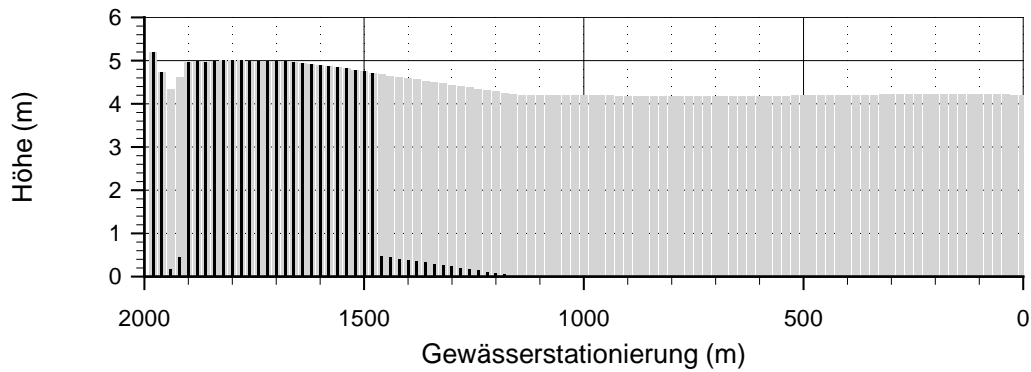


Abbildung 4.23: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit elf Bézierpunkten: Geplante Höhen der Ufersicherungen links (■) und rechts (■) über die Gewässerlänge. Werte unter 0,5 Metern geben die Höhe von Aufmauerungen wieder.

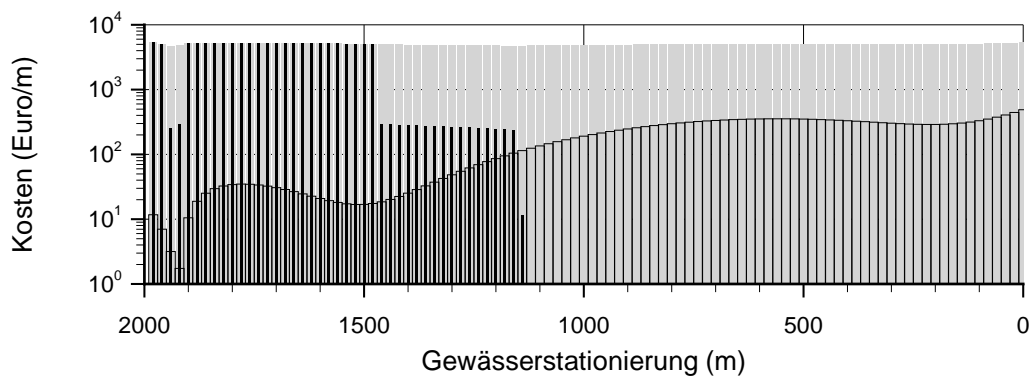


Abbildung 4.24: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit elf Bézierpunkten: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an den linken (■) und rechten (■) Ufern sowie der Sohle (□). Die Angaben umfassen Rück- und Neubau, aber nicht Wasserhaltung und Fangedamm.

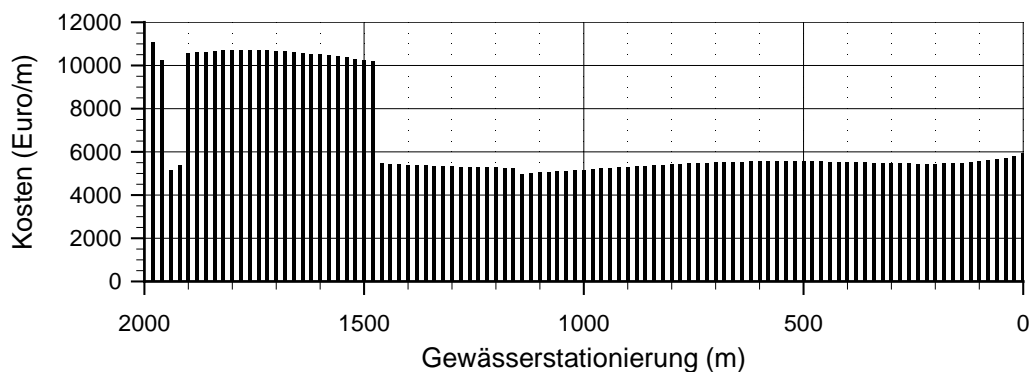
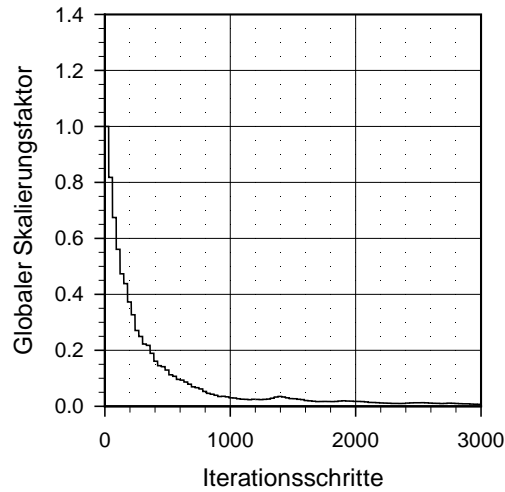
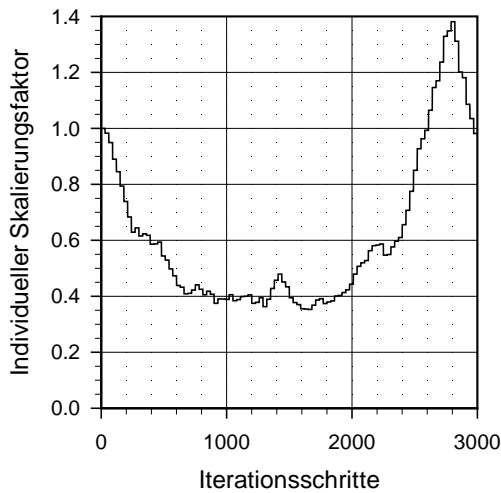


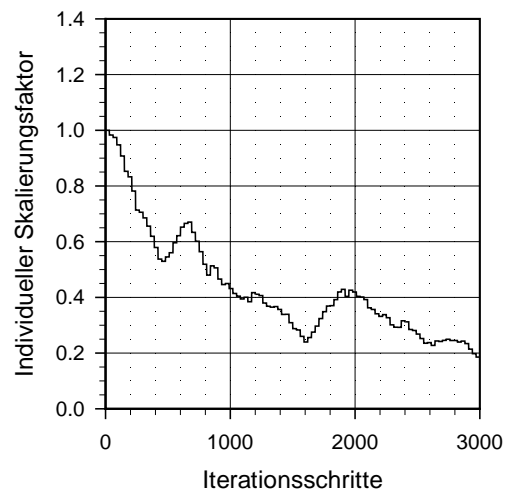
Abbildung 4.25: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit elf Bézierpunkten im Vergleich zu den neun anderen Läufen: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge. Die Summe der Gesamtkosten beläuft sich auf 13,3 Mio. Euro.



(a) Der globale Skalierungsfaktor δ_{global}^g über den Iterationsverlauf.



(b) Der individuelle Skalierungsfaktor δ_1^g für den Bézierpunkt 1 über den Iterationsverlauf.



(c) Der individuelle Skalierungsfaktor δ_7^g für den Bézierpunkt 7 über den Iterationsverlauf.

Abbildung 4.26: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit elf Bézierpunkten: Die DES-Parameter globaler Skalierungsfaktor δ_{global}^g und individuelle Skalierungsfaktoren δ_i^g für zwei ausgewählte Bézierpunkte. Die Bézierpunkte sind von Unterstrom beginnend durchnummeriert (vgl. Abbildung 4.21).

ten steigen jedoch gegenüber der Optimierung ohne Hindernis um 23 Prozent auf 13,3 Mio. Euro. Der Kostenanstieg ist auf die Erhöhungen der Ufer im oberen Gewässerabschnitt zurückzuführen. Wegen der stark reduzierten Aufweitung steigt der Wasserspiegel an. Um den Freibord einzuhalten, müssen die Ufer im Oberstrom, im Bereich der Station 1180, um im Mittel 0,55 Meter (maximal 1,12 Meter bei Station 2000) erhöht werden. Am linken Ufer wird dies mit Aufmauerungen oder, falls die Erhöhung 0,5 Meter übersteigt, mit Neubauten realisiert. Im unteren Gewässerabschnitt senkt sich der Wasserspiegel durch die Gerinneaufweitungen und der Freibord wird ohne die Erhöhung der Ufer eingehalten. Hier fallen keine Kosten für das linke Ufer an (siehe Verteilung der Kosten in Abbildung 4.24). Wegen der durchgehenden Aufweitungen wird kalkuliert, dass die rechten Ufermauern im gesamten Abschnitt zurückgebaut werden und entsprechend erhöhte Neubauten erfolgen. Beidseitig belaufen sich die Maßnahmen an den Ufern auf 12,6 Mio. Euro. Das sind 27 Prozent mehr als für die Optimierung ohne Hindernis.

Am oberen Modellrand, zwischen den Stationen 1940 und 1980, fällt die Wasserspiegellage und somit auch die Uferhöhen im Planzustand deutlich ab. Dies ist auf die schießenden Abflussverhältnisse zurückzuführen, die sich lokal einstellen. Durch den niedrigeren Wasserspiegel sind am linken Ufer keine Ufermauerneubauten, sondern lediglich kostengünstige Aufmauerungen erforderlich (siehe Abbildungen 4.23 und 4.24). Während sich die Kosten für Neubauten in diesem Abschnitt auf 192.450 Euro belaufen würden, würden die Aufmauerungen nur 5,7 Prozent davon betragen (10.948 Euro).

Eine manuelle Veränderung der automatisch optimierten Lösung

Oberstrom des Hindernisses zwischen den Gewässerstationen 1360 und 2000 sieht die optimierte Lösung nur geringe Gerinneaufweitungen von maximal 1,06 Metern vor. Im Mittel verläuft das geplante rechte Ufer in diesem Bereich mit einer mittleren Entfernung von 0,52 Metern annähernd parallel zum ursprünglichen Ufer. Mit einer manuellen Überarbeitung der Lösung wird untersucht, ob sich die Gesamtkosten reduzieren lassen, indem auf diese Aufweitungen verzichtet wird. Dazu werden die vier Bézierpunkte im Oberstrom auf den Oberkanten des rechten Ufers im Istzustand positioniert. Der Bézierpunkt 7 wird um 4,7 Zentimeter in Richtung linkes Ufer verschoben, damit die Bézierkurve nicht die Grundstücksgrenze schneidet. Die Lage der anderen Punkte entspricht der automatisch optimierten Lösung. Mit der manuellen Veränderung entspricht das geplante Gerinne zwischen den Stationen 1560 und 2000 dem Istzustand (siehe Lageplan in Abbildung 4.27).

Die Variante mit dem manuellen Eingriff umgeht Maßnahmen an der Gewässersohle zwischen der Station 1560 und dem oberen Modellrand, wie aus der Kostenverteilung in Abbildung 4.30 hervorgeht. Die Kosten für Sohlensicherungen sind gegenüber der optimierten Lösung um 11.325 Euro (von 371.885 auf 360.560 Euro) gesunken. Wegen des vergleichsweise höheren Wasserspiegels (siehe Längsschnitt in Abbildung 4.28) steigen jedoch die Kosten für Ufersicherungen um 508.980 Euro (von 12.624.009 auf 13.132.989 Euro) an. Bei der optimierten Lösung sind die Ufer in dem oberen Abschnitt im Mittel um 0,62 Meter zu erhöhen. Das entspricht einer mittleren Ufermauerhöhe von 4,92 Metern und gemittelten Herstellungskosten von 4.493 Euro pro Meter

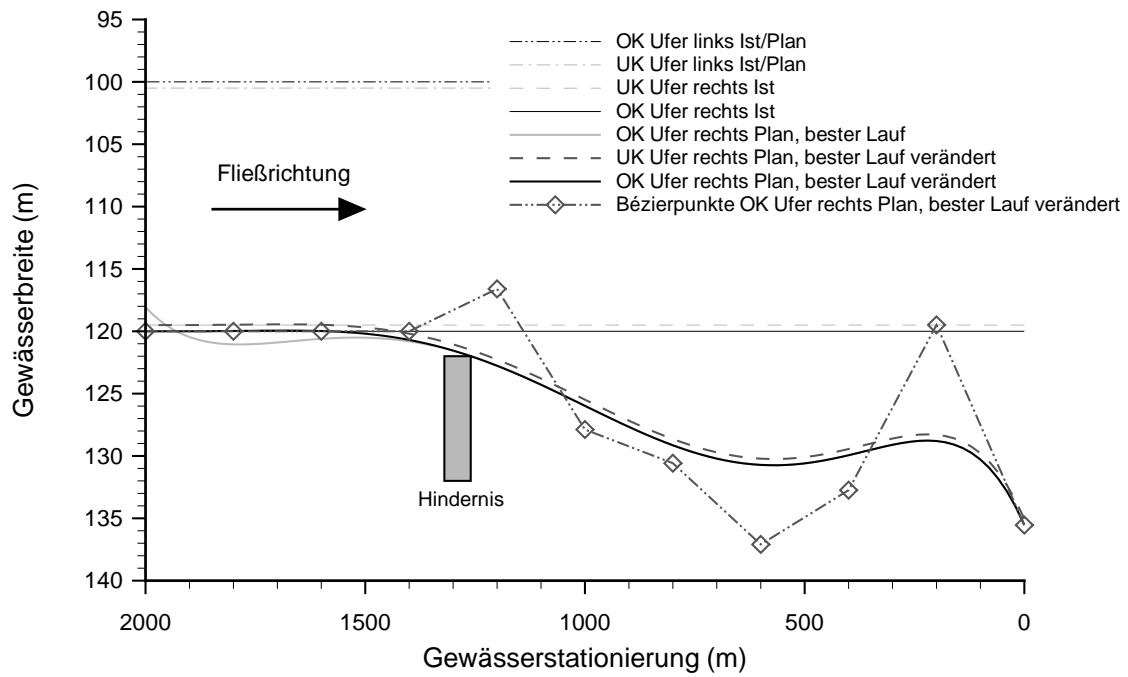


Abbildung 4.27: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, manuell veränderter und bester Lauf mit elf Bézierpunkten: Schematisierter Lageplan mit Ist- und Planzuständen

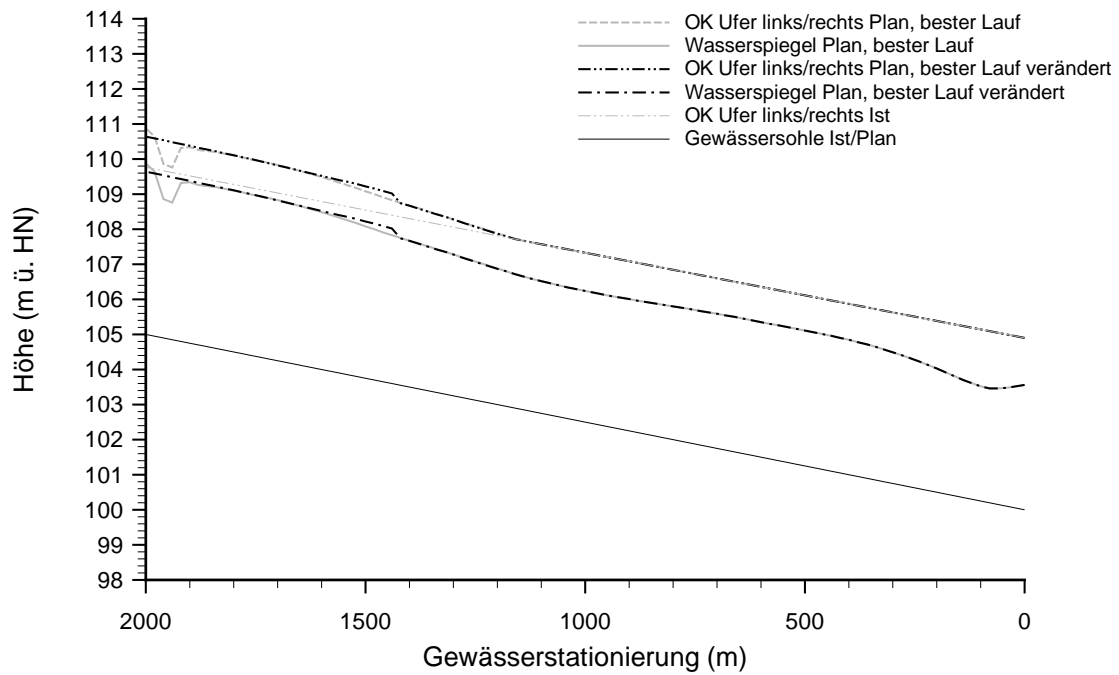


Abbildung 4.28: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, manuell veränderter und bester Lauf mit elf Bézierpunkten: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen

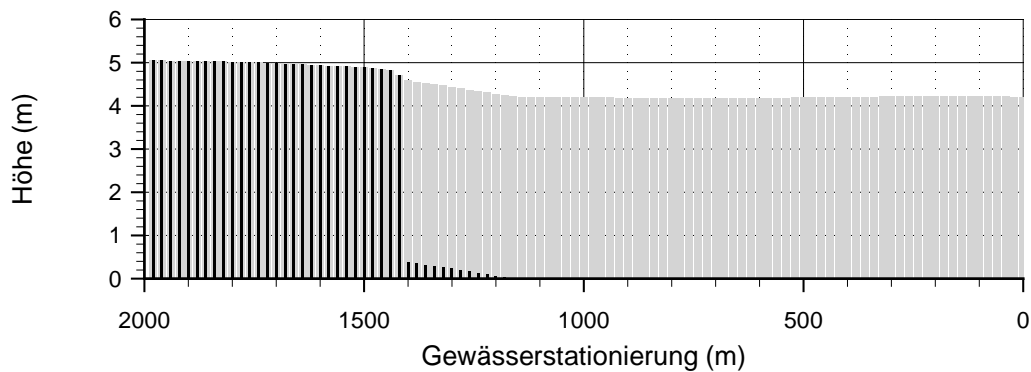


Abbildung 4.29: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, manuell veränderter Lauf mit elf Bézierpunkten: Geplante Höhen der Ufersicherungen links (I) und rechts (II) über die Gewässerlänge. Werte unter 0,5 Metern geben die Höhe von Aufmauerungen wieder.

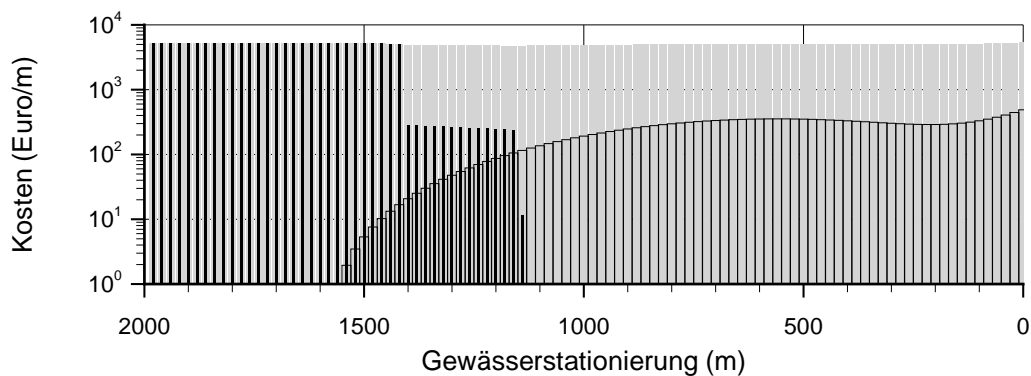


Abbildung 4.30: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, manuell veränderter Lauf mit elf Bézierpunkten: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an den linken (I) und rechten (II) Ufern sowie der Sohle (□). Die Angaben umfassen Rück- und Neubau, aber nicht Wasserhaltung und Fangedamm.

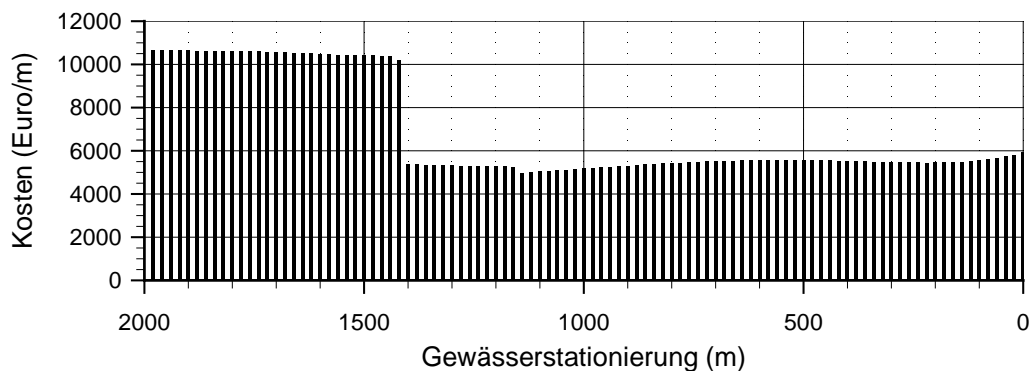


Abbildung 4.31: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, manuell veränderter Lauf mit elf Bézierpunkten: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge. Die Summe der Gesamtkosten beläuft sich auf 13,8 Mio. Euro.

Mauerlänge (siehe Kostenfunktion in Abbildung A.4 auf Seite 169). Für die manuell veränderte Variante sind die Ufer im Mittel um 0,7 Meter zu erhöhen. Die ca. 5,0 Meter hohen Mauern kosten 4.555 Euro pro Meter. **Die Gesamtkosten steigen durch die manuelle Veränderung gegenüber der automatisch optimierten Lösung um 3,7 Prozent** von 13,3 auf 13,8 Mio. Euro (siehe Tabelle 4.3).

4.4.3.3 Parametrisierung des rechten Ufers mit sieben Bézierpunkten

Alternativ zur Optimierung mit elf Bézierpunkten erfolgt eine Parametrisierung des rechten Ufers mit sieben Bézierpunkten. Wie auch zuvor werden zehn Optimierungsläufe ausgeführt. Die Gesamtkosten der Läufe liegen um 5,1 Prozent auseinander und betragen zwischen 13,4 und 14,1 Mio. Euro. Bei keinem Lauf wird die Grundstücksgrenze vom rechten Ufer geschnitten.

Als Maßnahmen zum Hochwasserschutz werden im Oberstrom geringe Aufweitungen mit Ufererhöhungen kombiniert. Im Unterstrom sind Aufweitungen vorgesehen und Maßnahmen am linken Ufer werden vermieden (siehe Abbildung 4.34). Die Anordnung von Ufererhöhungen und Gerinneaufweitungen ähnelt der Lösung mit elf Bézierpunkten auf zwei Drittel der Gewässerslänge, wie aus dem Längsschnitt in Abbildung 4.33 und dem Lageplan in Abbildung 4.32 hervorgeht. Zwischen den Stationen 560 und 1980 beträgt die mittlere Abweichung in der Lage des rechten Ufers 0,59 Meter. Die Unterschiede in der Wasserspiegellage liegen gemittelt über das gesamte Gerinne bei 0,11 und zwischen den Stationen 940 und 1900 bei 0,02 Metern. Im unteren Drittel des Gewässers verläuft das Ufer mit sieben Bézierpunkten deutlich geradliniger. **Die Gesamtkosten des besten Laufs mit sieben Bézierpunkten von 13,4 Mio. Euro liegen um ein Prozent über den Kosten mit elf Bézierpunkten.** Der Kostenanstieg umfasst alle Positionen (siehe Tabelle 4.3), wobei die Position Sohlensicherung mit 14 Prozent am deutlichsten ansteigt.

4.4.4 Bewertung der Optimierungsergebnisse

Bei allen für den Testfall Gebäude vorgestellten Ergebnissen stellen die Maßnahmen an den Ufern den größten Anteil (zwischen 92 und 95 Prozent) an den Gesamtkosten dar. Die Maßnahmen an der Gewässersohle schlagen nur geringfügig (mit drei bis sechs Prozent) zu Buche. Wirkungsvolle Einsparungen an den Ufern werden erzielt, indem der Wasserspiegel niedrig gehalten wird. Daher ist die Wasserspiegellage – mehr noch als die Gesamtkosten – ein Indikator für die Zuverlässigkeit der ausgeführten Optimierungsläufe. **Die Forderung nach geringen Fließtiefen wird von allen Optimierungsläufen sehr gut eingehalten**, wie die mittleren Standardabweichungen der Wasserspiegel (Optimierung ohne Hindernis: 2,8 und mit Hindernis: 6,2 Zentimeter) belegen. Über große Abschnitte in der Mitte des Gerinnes sind die Standardabweichungen noch deutlich geringer.

Die Tests verdeutlichen, dass die Bézierkurve eine ausreichende Flexibilität hat, um sich Hindernissen anzupassen. Gleichzeitig geben die optimierten Uferlinien einen strömungsgünstigen und nachvollziehbaren Gerinneverlauf wieder. Auch mit einer hohen Anzahl variabler Bézierpunkte werden plausible Uferlinien ausgeformt. Im Vergleich der Parametrisierung mit elf und sieben Bézierpunkten werden zudem die Gesamtkosten reduziert. Die allgemeine Fähigkeit des

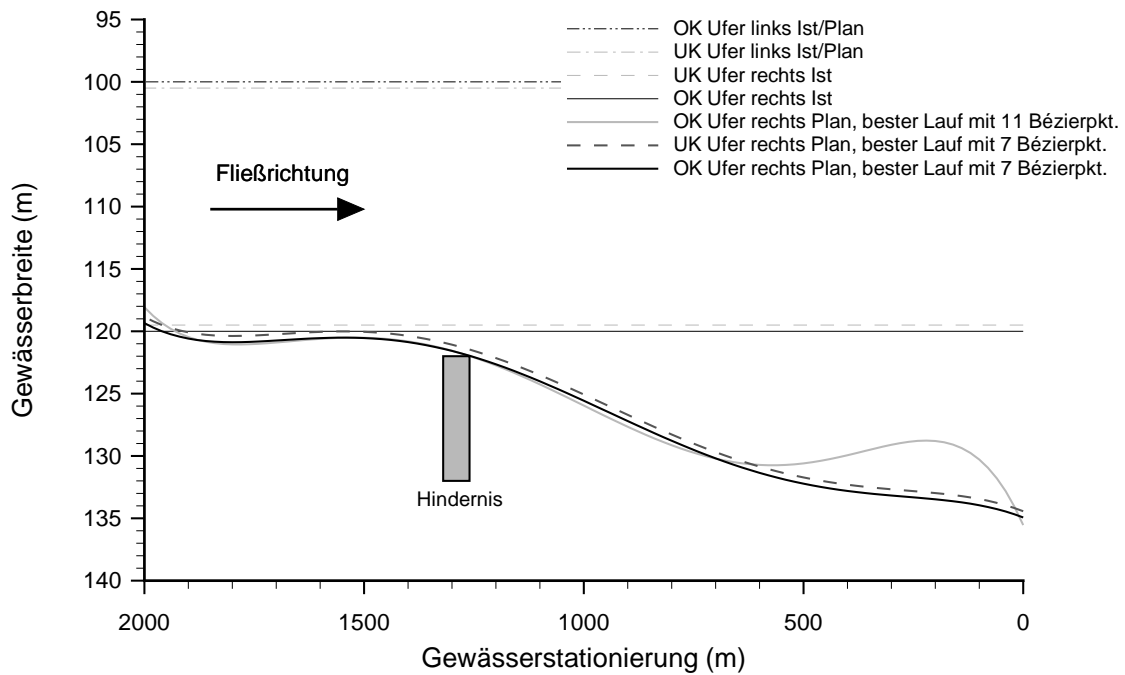


Abbildung 4.32: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit sieben Bézierpunkten im Vergleich zum besten mit elf Bézierpunkten: Schematisierter Lageplan mit Ist- und Planzuständen

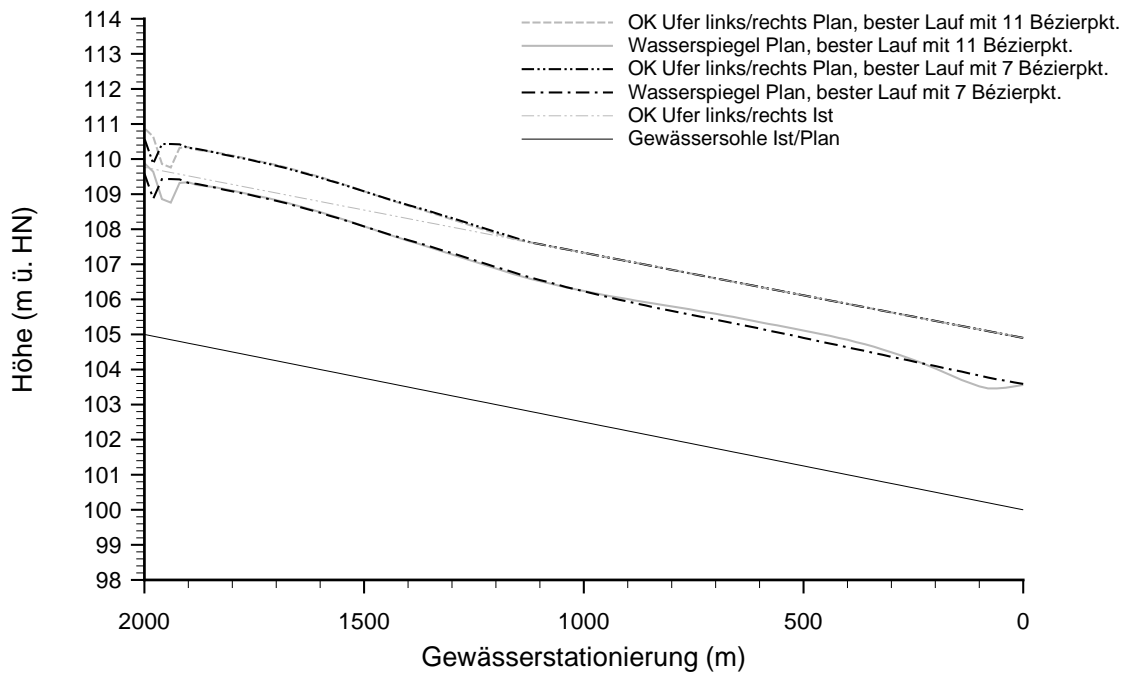


Abbildung 4.33: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit sieben Bézierpunkten im Vergleich zum besten mit elf Bézierpunkten: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen

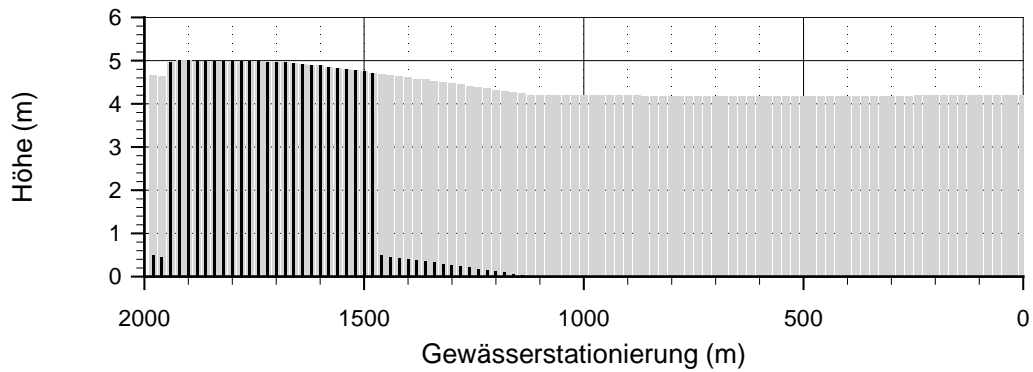


Abbildung 4.34: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit sieben Bézierpunkten: Geplante Höhen der Ufersicherungen links (I) und rechts (II) über die Gewässerlänge. Werte unter 0,5 Metern geben die Höhe von Aufmauerungen wieder.

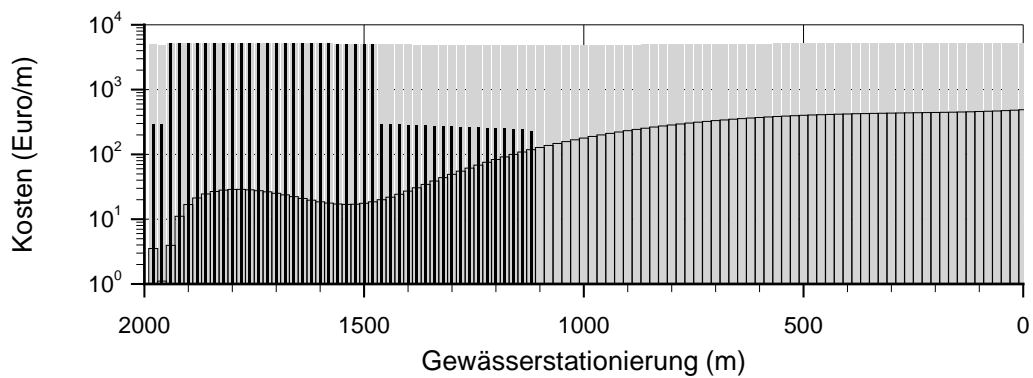


Abbildung 4.35: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit sieben Bézierpunkten: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an den linken (I) und rechten (II) Ufern sowie der Sohle (□). Die Angaben umfassen Rück- und Neubau, aber nicht Wasserhaltung und Fangedamm.

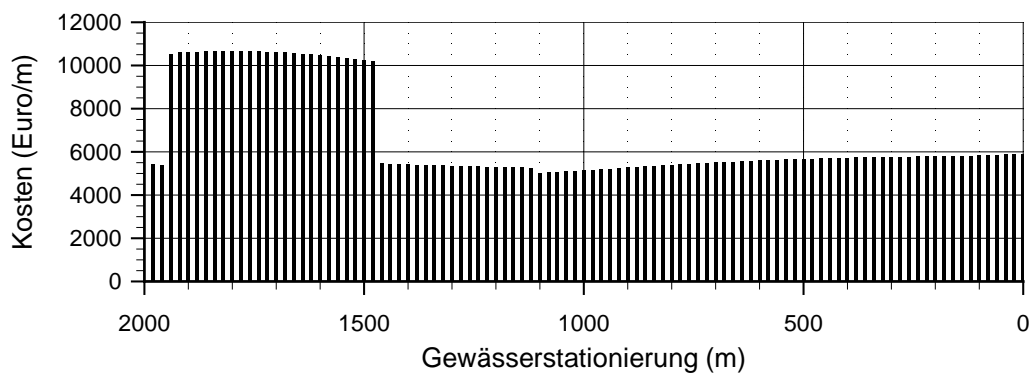


Abbildung 4.36: Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit sieben Bézierpunkten: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge. Die Summe der Gesamtkosten beläuft sich auf 13,4 Mio. Euro.

Optimierungssystems kostengünstige Lösungen auszuarbeiten, zeigt der Vergleich zwischen der automatisch optimierten Lösung und der manuell veränderten Variante.

Dass sich bei der Optimierung ohne Hindernis kein gleichförmiges Gerinne mit geradlinigem Uferverlauf ergibt (siehe Abbildung 4.16), liegt in der Gerinnehydraulik begründet. Aufgrund der strömenden Abflussverhältnisse wirken sich alle Veränderungen am Gerinne entgegen der Fließrichtung auf die Wasserspiegellage aus. Die geringen Aufweitungen im oberen Drittel des Gewässers haben somit keinen oder nur geringen Einfluss auf den Wasserspiegel im Planungsabschnitt. Die Kosten für die Gerinneaufweitungen sind genau soweit reduziert, dass Ufererhöhungen vermieden werden.

Bei allen Optimierungsläufen ist das Gerinne am unteren Modellrand gegenüber dem mittleren Abschnitt aufgeweitet und wenige Meter im Oberstrom leicht eingeengt. Auch dieses Optimierungsergebnis ist auf die Gerinnehydraulik zurückzuführen: Mit der lokal begrenzten Einengung und der darauf folgenden Aufweitung wird der Abfluss beschleunigt und der Wasserspiegel gesenkt. Im Unterstrom folgt zwangsläufig ein Anstieg des Wasserspiegels. Weil der Anstieg aber außerhalb des Modellbereichs liegt, wird der nachteilige Effekt nicht erfasst und die Auswirkungen auf die Gesamtkosten sind ausschließlich positiv. Durch den gekrümmten Uferverlauf ergeben sich zwar geringfügig längere Ufermauern. Die daraus resultierenden Mehrkosten sind jedoch deutlich niedriger als die Einsparungen an Sohlensicherungen durch die reduzierte Grundfläche. Am deutlichsten fällt dieser Effekt für die Optimierung mit Hindernis und elf Bézierpunkten auf (Abbildung 4.21). Hier verlängert sich das Ufer zwischen den Stationen 0 und 20 gegenüber dem Istzustand um 0,08 Prozent. Bei der Lösung mit sieben Bézierpunkten wird der Effekt reduziert (Abbildung 4.32), da das rechte Ufer weniger flexibel ist als mit elf Punkten.

Die beschriebenen Auffälligkeiten an den Modellrändern sind auf die Anpassungen des Optimierungssystems für diesen Testfall zurückzuführen. Für allgemeine Anwendungen sind die Bézierpunkte am Anfang und Ende der Bézierkurve unverändert, damit die optimierte Lösung den Verhältnissen im Unter- und Oberstrom des Planungsbereichs angepasst ist. Die Kosten werden dann auch für das gesamte Gewässer kalkuliert, so dass die Wirkung der Maßnahmen an den Modellrändern vollständig erfasst wird.

Mit der bisherigen Variantenbewertung werden Kosten für Sohlensicherungen nur kalkuliert, falls geometrische Veränderungen zwischen dem Ist- und dem Planzustand vorgesehen sind (siehe Abschnitt 3.6.2). Dies trifft bei Gerinneaufweitungen oder veränderten Sohlenhöhen zu. Die Wahl der Sohlensicherung erfolgt dann in Abhängigkeit der auftretenden Schleppspannungen (gemäß Anhang A.5). Auf eine Überprüfung, ob die auftretenden Schubspannungen τ von der vorhandenen Gewässersohle aufgenommen werden können, wird verzichtet. Mit dieser Vorgehensweise wird bewusst vermieden, dass Maßnahmen an der Sohle ausschließlich aufgrund von zu geringen kritischen Schleppspannungen τ_{crit} geplant werden. Damit wird einer Aufgabenstellung entsprochen, die deutlich zwischen Maßnahmen zum Hochwasserschutz und Maßnahmen zum Gewässerausbau unterscheidet. Mit Blick auf die Lösungen der Optimierungen mit Hindernis ist diese Vorgehensweise zu diskutieren. Sowohl bei der Lösung mit elf als auch bei der mit sieben Bézierpunkten stellt sich am oberen Modellrand schießender Abfluss ein (siehe Längsschnitte in

Abbildungen 4.22 und 4.33). Weil aber keine geometrischen Veränderungen der Sohle vorgesehen sind, bleibt dieser Effekt bei der Variantenbewertung unberücksichtigt. Es bleibt also offen, ob die vorhandene Gewässersohle die hohen Schubspannungen durch den schießenden Abfluss und den Wechselsprung im Übergangsbereich zum strömenden Abfluss aufnehmen kann. Im Rahmen dieser Arbeit wird die bisher beschriebene Variantenbewertung gemäß Abschnitt 3.6 beibehalten. Eine Anpassung für entsprechende Aufgabenstellungen ist jedoch möglich.

4.5 Testfall hydraulisch günstiger Fließquerschnitt

4.5.1 Zielstellung und Randbedingungen

Das Entwerfen von Gerinneformen, die für bestimmte Planungsziele optimiert sind, ist eine altbekannte wasserbauliche Problemstellung. In der Literatur (siehe BOLLRICH, 2007) wird häufig die Berechnung eines *hydraulisch günstigen Fließquerschnitts* beschrieben, um

- ◇ bei gegebenem Durchfluss und Sohlengefälle den Fließquerschnitt zu minimieren,
- ◇ bei gegebenem Fließquerschnitt und Durchfluss das Sohlengefälle zu minimieren oder
- ◇ bei gegebenem Fließquerschnitt und Sohlengefälle den Durchfluss (ohne Ausuferungen) zu maximieren.

Relevant sind derartige Fragestellungen beispielsweise beim Bau von Gräben und Überleitungsstollen, um die Kosten für Aushub oder Ufer- und Sohlensicherungen zu minimieren oder die Ausnutzung hydraulischer Energie zu maximieren. Voraussetzung dafür, dass diese Fragestellungen rein deterministisch gelöst werden können, ist die Annahme stationär-gleichförmiger Fließvorgänge. Für natürliche oder naturnahe Fließgewässer mit variierenden Querschnitten und Sohlengefällen können die Optimierungsregeln des hydraulisch günstigen Fließquerschnitts nicht angewendet werden.

Von BOLLRICH (2007) wird ein Beispiel mit ausführlicher Lösung für die Minimierung des Fließquerschnitts von einem Trapezprofil beschrieben. Dieses Beispiel wird hier als Testfall aufgegriffen, um die Leistungsfähigkeit des Optimierungsalgorithmus zu untersuchen. Hierzu wird im Istzustand von einem gleichförmigen Gerinne ausgegangen, dessen Querprofile nicht dem hydraulisch günstigen Querschnitt entsprechen. Im Zuge der Optimierung sind die Querprofile anzupassen, um den Fließquerschnitt zu minimieren. Weil die Problemstellung nicht genau den ursprünglichen Anforderungen des Optimierungssystems entspricht, werden zwei Modifikationen vorgenommen:

- ◇ Zum einen wird die mit Gleichung (3.1) (auf Seite 26) formulierte Zielfunktion verändert. Statt die Qualität einer Variante anhand der Kosten für Hochwasserschutzmaßnahmen zu beurteilen, ist für diesen Testfall der Fließquerschnitt ausschlaggebend. Dazu wird die Summe der Fließquerschnitte A_i aller Querprofile i bis n gebildet, die im Zuge der Optimierung zu minimieren ist. Die entsprechende Zielfunktion lautet:

$$\begin{aligned} & \min f(\vec{\varepsilon}) \\ \text{mit } & f(\vec{\varepsilon}) = \sum_{i=1}^n A_i . \end{aligned} \tag{4.1}$$

- ◇ Zum anderen ist zu gewährleisten, dass die Gleichförmigkeit der untersuchten Gerinne gewahrt bleibt. Dazu wird das Gerinne nicht über Bézierkurven, sondern über Geraden abgebildet. Diese Modifikation ist obligatorisch, weil die Zielfunktion für ein ungleichförmiges Gerinne kleiner werden kann als für das von BOLLRICH (2007) im Beispiel verwendete gleichförmige Gerinne.

In dem von BOLLRICH (2007) beschriebenen Beispiel wird ein Trapezquerschnitt mit Böschungsneigungen von 1 : 2, einer Gerinnerauheit k_{Sf} von 40 m^{1/3}/s und einem Sohlengefälle I_S von 0,5 Promille verwendet. Als Bemessungsdurchfluss BHQ werden 20 m³/s angesetzt. Der gesuchte hydraulisch günstige Fließquerschnitt A ergibt sich bei diesen Randbedingungen zu 18,23 m². Bordvoller Abfluss vorausgesetzt, beträgt die Höhe des Trapezprofils 2,72 und die Sohlenbreite b_{Sohle} 1,28 Meter. Die Breite des Wasserspiegels zwischen den linken und rechten Uferoberkanten des Trapezes beträgt 12,14 Meter (siehe auch Tabelle 4.4).

Entgegen der anderen Testfälle wird hier für den Istzustand ein Gerinne in Anlehnung an das Beispiel aus der Literatur zugrunde gelegt. Das heißt, Böschungsneigungen, Gerinnerauheit, Sohlengefälle und Bemessungsdurchfluss sind – wie auch im Beispiel – vorgegeben und entsprechen den oben genannten Werten. Die Sohlenbreite im Istzustand wird mit 11,50 Meter angesetzt. Sie weicht somit in etwa um Faktor neun vom hydraulisch günstigen Querschnitt ab. Die Gerinnetiefe ist gegenüber dem Ideal in etwa halbiert und beträgt 1,44 Meter (siehe Abbildung 4.37). Das Gerinne ist 2000 Meter lang und wird mit 101 Querprofilen im Abstand von 20 Metern diskretisiert. Mit dem Bemessungsdurchfluss stellt sich eine Fließtiefe von 1,38 Metern ein, wodurch sich ein Fließquerschnitt von 19,68 m² ergibt. Damit ist der hydraulisch günstige Querschnitt von 18,23 m² um acht Prozent verfehlt.

Für die Optimierung ergeben sich die Lage des rechten Ufers und die Sohlenlage als Entscheidungsvariablen. Mit der Vorgabe des gleichförmigen Gerinnes wird die Anzahl Freiheitsgrade auf zwei reduziert. Als Intervalle für die Variation der Entscheidungsvariablen wird angegeben, dass die Sohlenlage zwischen 0,5 Meter Erhöhungen und 2,5 Meter Eintiefungen und das rechte Ufer zwischen 2,0 Meter Aufweitung und 10,0 Meter Einengung schwanken kann.

4.5.2 Optimierungsergebnisse

Es werden zehn Optimierungsläufe mit jeweils 1500 Iterationsschritten ausgeführt. Alle Läufe liefern gleichwertige Ergebnisse und Abweichungen treten nur im Bereich von wenigen Millimetern auf. Die beste Lösung wird im Mittel bereits mit Iterationsschritt 211 ermittelt. Für einen ausgewählten Optimierungslauf ist der Iterationsverlauf in Abbildung 4.38 dargestellt.

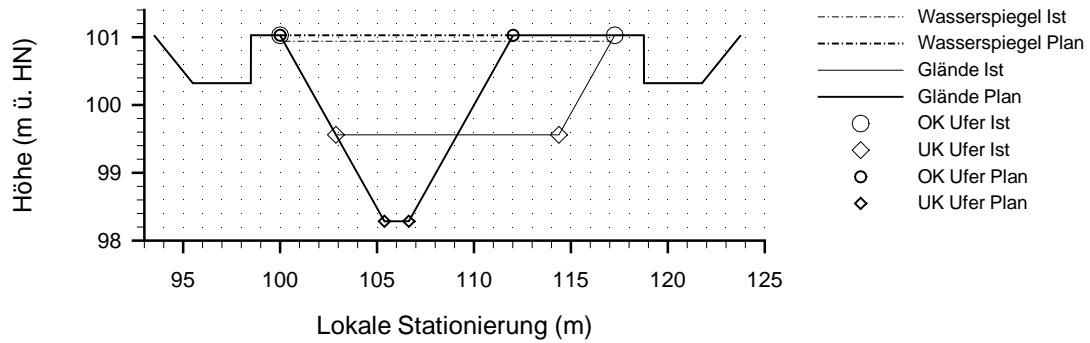


Abbildung 4.37: Testfall hydraulisch günstiger Querschnitt: Ein ausgewähltes Querprofil in der Mitte (Station 1000) des gleichförmigen Gerinnes im Ist- und Planzustand

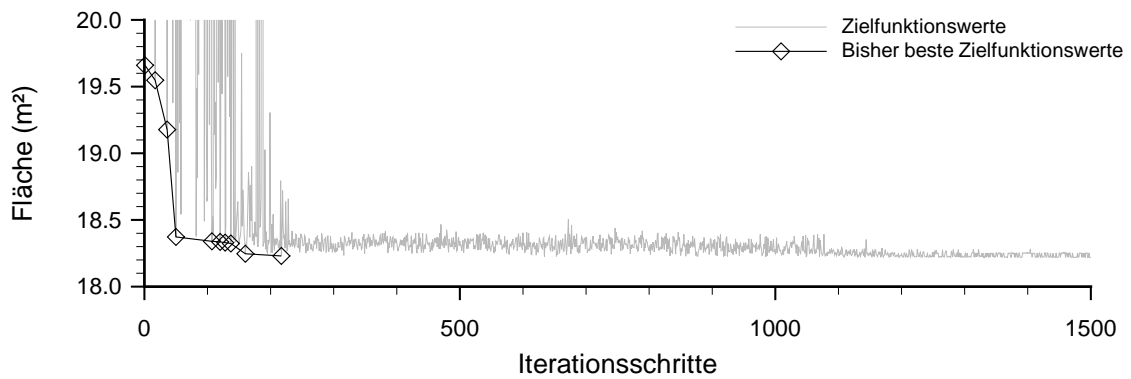


Abbildung 4.38: Testfall hydraulisch günstiger Querschnitt, ein ausgewählter Optimierungslauf: Zielfunktionswerte für jeden Iterationsschritt und die bisher besten Zielfunktionswerte. Die beste Lösung wurde mit Iterationsschritt 217 gefunden. Der Zielfunktionswert ist hier der über alle Querprofile gemittelte Fließquerschnitt gemäß der Zielfunktion nach Gleichung (4.1) (auf Seite 82).

Tabelle 4.4: Testfall hydraulisch günstiger Querschnitt: Querprofilparameter für Ist- und Planzustand im Vergleich zum hydraulisch günstigen Fließquerschnitt

Zustand	Fließtiefe h (m)	Sohlenbreite b_{Sohle} (m)	Breite Wasserspiegel $b_{Wsp.}$ (m)	Fließquerschnitt A (m ²)
Hydraulisch günstiger Querschnitt (nach BOLLRICH, 2007)	2,72	1,28	12,14	18,23
Istzustand (initialer Zustand für die Optimierung)	1,38	11,50	17,02	19,68
Optimierter Planzustand	2,72	1,26	12,14	18,23

Mit der optimierten Lösung ergibt sich eine Sohlenbreite b_{Sohle} von 1,26 Metern und eine Fließtiefe h von 2,72 Metern (siehe Abbildung 4.37 und Tabelle 4.4). Der sich daraus ergebende Fließquerschnitt beträgt 18,23 m² und entspricht dem von BOLLRICH (2007) berechneten Wert. Die Abweichung von 0,02 Metern bei der Sohlenbreite b_{Sohle} zwischen dem in der Literatur angegebenen und dem optimierten Wert ist auf Rundungsungenauigkeiten zurückzuführen.

4.5.3 Bewertung des Optimierungsergebnisses

Das Optimierungsziel, den hydraulisch günstigen Querschnitt zu ermitteln, ist bereits nach wenigen Iterationsschritten erfüllt. Mit im Mittel 211 Iterationsschritten bis zum optimalen Ergebnis wird die Leistungsfähigkeit des Algorithmus als gut beurteilt. Es sei angemerkt, dass die für diesen Testfall untersuchte Problemstellung vergleichsweise einfach ist. Aufgrund der Gleichförmigkeit des Gerinnes handelt es sich *nicht* um eine hochgradig nichtlineare Problemstellung, wie sie für natürliche oder naturnahe Fließgewässer zu erwarten ist. Für die Optimierung des untersuchten Testfalls bieten sich eher deterministische Algorithmen an. Der angewendete stochastische Algorithmus kann hier seine Stärken nicht voll ausspielen.

Kapitel 5

Anwendungsbeispiele

5.1 Vorbemerkungen

In diesem Kapitel wird die Anwendung des Optimierungssystems auf eine praxisnahe Problemstellung beschrieben. Die für die Anwendungsbeispiele verwendete Datengrundlage und der Aufbau des hydraulischen Modells sind in Abschnitt 5.2 erläutert. In Abschnitt 5.3 werden die Optimierungsergebnisse für drei ausgeführte Beispiele vorgestellt:

- ◇ Mit Anwendungsbeispiel A werden die Sohlenhöhen des Gewässers optimiert. Brückenanhebungen werden zur Steigerung der hydraulischen Leistungsfähigkeit mit berücksichtigt.
- ◇ Mit Anwendungsbeispiel B werden die Sohlenhöhen des Gewässers optimiert und Brückenanhebungen *nicht* zugelassen.
- ◇ Mit Anwendungsbeispiel C werden sowohl die Sohlenhöhen als auch die Gerinnebreiten optimiert. Brückenanhebungen werden mit berücksichtigt.

Abschließend folgt in Abschnitt 5.4 eine Bewertung der automatisch optimierten Lösungen und ein Vergleich mit konventionell erarbeiteten Lösungen.

Als Grundlage für die Anwendungsbeispiele dienen Querprofildaten der Vereinigten Weißeritz im Stadtgebiet von Dresden, die von der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) für diese Arbeit zur Verfügung gestellt wurden. Die entsprechenden Vermessungsarbeiten sind nach dem Hochwasser vom August 2002 ausgeführt worden und datieren auf Januar 2003. Es wird darauf hingewiesen, dass die Lösungen der hier vorgestellten Anwendungsbeispiele nicht vollständig auf die gegenwärtigen Planungen und Maßnahmen zur Schadensbeseitigung und zum Hochwasserschutz an der Vereinigten Weißeritz übertragen werden können, weil im Folgenden einige Vereinfachungen getroffen werden. Dies betrifft insbesondere angenommene Abmessungen und Beschaffenheiten von Ufer- und Sohlensicherungen, Brückenwiderlagern, Verkehrswegen und Baugrundverhältnissen. Darüber hinaus werden Randbedingungen, die sich aus der städtischen Infrastruktur ergeben und den realen Planungsprozess beeinflussen, nur beispielhaft und keinesfalls

Tabelle 5.1: Wehre im Modellgebiet mit den für den Istzustand modellierten Kronenhöhen

Bezeichnung des Wehrs	Gewässer- station (m)	Kronen- höhe (m ü. HN)	Kronen- breite (m)	Überfall- beiwert μ (–)
Wehr unterstrom Brücke Hamburger Straße	125	105,39	28,28	0,5
Wehr oberstrom Brücke Hamburger Straße	216	108,32	27,60	0,5

vollständig berücksichtigt. Zudem gibt die Querprofilvermessung nicht den aktuellen Bestand wieder, weil zwischenzeitlich ausgeführte Gerinneberäumungen und Brückenneubauten nicht erfasst sind.

Dennoch stellen die Anwendungsbeispiele sehr komplexe und praxisnahe Problemstellungen dar, die unter Beachtung häufig vorkommender Randbedingungen von dem Optimierungssystem zu lösen sind. Zudem werden hohe Anforderungen an den Detailierungsgrad der auszuarbeitenden Lösungen gestellt.

5.2 Modellaufbau und Randbedingungen

Der für die Anwendungsbeispiele gewählte Gewässerabschnitt der Vereinigten Weißeritz im Stadtgebiet von Dresden ist 5,1 Kilometer lang. Der Abschnitt beginnt bei Gewässerstation 5098 ca. 100 Meter unterstrom vom Wehr der Bienertmühle und erstreckt sich bis zur Mündung in die Elbe bei Gewässerstation 0 (siehe Lageplan in Abbildung 5.1). Die Vereinigte Weißeritz ist in diesem Abschnitt durchgehend technisch ausgebaut. Viele Brücken überspannen das Gewässer. 39 Prozent (1990 Meter) der linken Ufer und 46 Prozent (2342 Meter) der rechten Ufer sind mit Mauern in gebundener und ungebundener Bauweise gesichert. Die Böschungen der restlichen Ufer sind mit Wasserbausteinen in verschiedenen Sicherungsarten befestigt. Eine Übersicht der Uferneigungen je Querprofil gibt Abbildung 5.3. Die Gewässersohle ist nahezu vollständig mit Wasserbausteinen gesichert, die abschnittsweise von Geschiebe überdeckt sind. Vorländer sind nicht vorhanden und die natürlichen Überschwemmungsgebiete sind größtenteils besiedelt. Während des Hochwassers im August 2002 wurden Ufer- und Sohlensicherungen beschädigt und es bildeten sich ausgeprägte Kolke (siehe Längsschnitt in Abbildung 5.2, beispielsweise Gewässerstationen 3620 bis 3700) und Ablagerungen (beispielsweise Gewässerstationen 2960 bis 3120 und 3700 bis 4100). Darüber hinaus wurden einige Brücken zerstört und zurückgebaut.

Für die modellspezifische Diskretisierung von Wehren und Brücken werden die aufgemessenen Querprofile vereinzelt durch Interpolation verdichtet, so dass das Gewässer über 161 Profile in unregelmäßigen Abständen zwischen vier und 70 Metern abgebildet ist. Die Abmessungen der im Modell berücksichtigten Wehre und Brücken sind der Querprofilvermessung entnommen und in den Tabellen 5.1 und 5.2 zusammengefasst. Für die Wehre wird ein Überfallbeiwert μ von 0,5

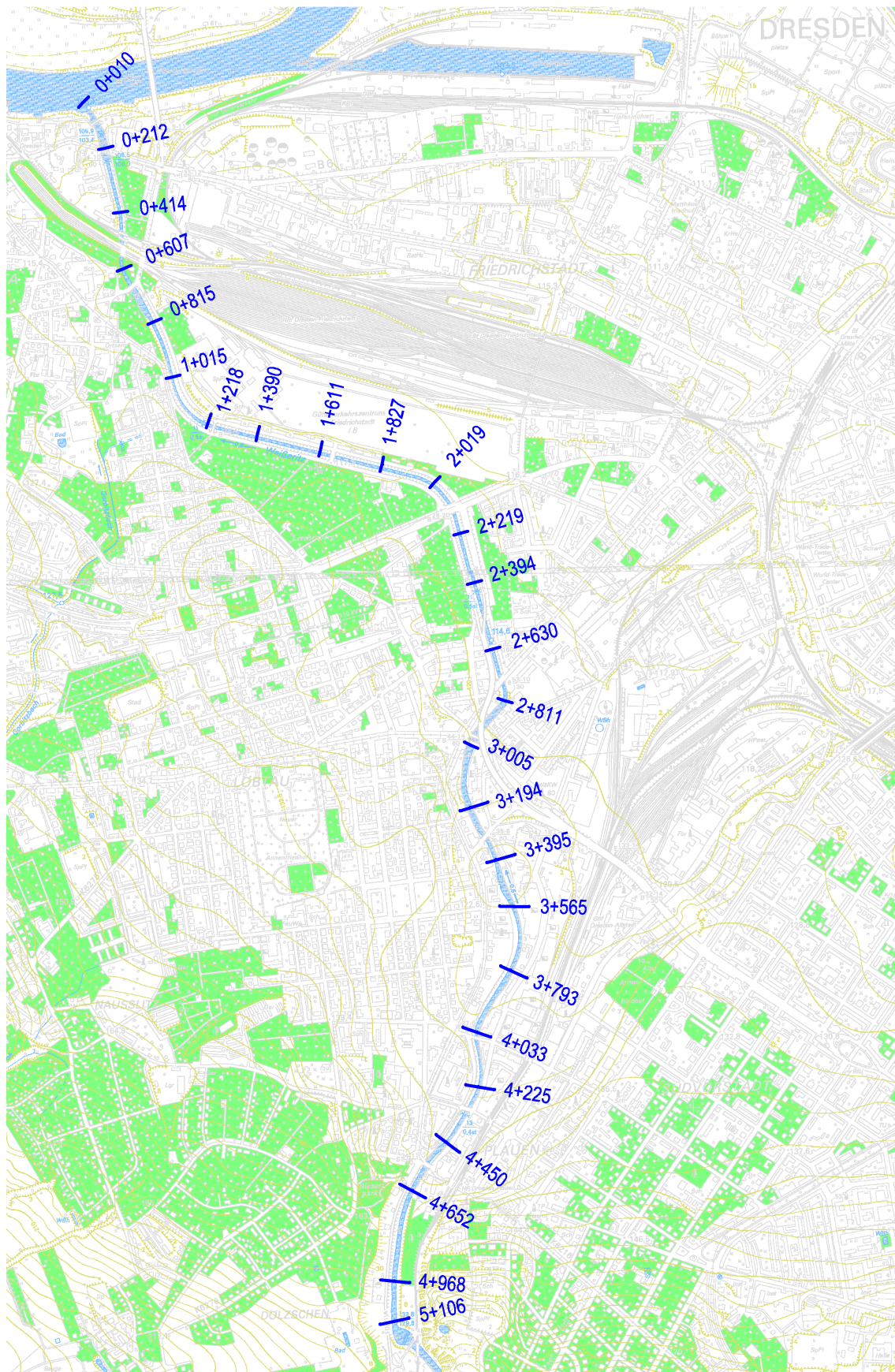


Abbildung 5.1: Kartenausschnitt von Dresden mit der Vereinigten Weißeritz zwischen dem Wehr der Bienertmühle und der Mündung in die Elbe (aus BJÖRNSSEN, 2003, modifiziert)

angesetzt. Die Bogenbrücken werden gemäß den Vorgaben des hydraulischen Modells mit mittleren Konstruktionsunterkanten abgebildet. Die hydraulischen Berechnungen erfolgen nach dem Fließgesetz von PRANDTL-COLEBROOK (siehe Abschnitt 3.4). Als äquivalente Sandrauheiten k werden durchgehend 0,1 Meter angesetzt, was einem leicht verkrauteten bis stark geschiebeführenden Flussbett entspricht (BOLLRICH, 2007). Als untere hydraulische Randbedingung wird ein konstantes Sohlgefälle von 2,8 Promille angenommen, womit dem Sohlgefälle zwischen Gewässerstation 0 und 60 entsprochen wird. Bei einem Durchfluss von $400 \text{ m}^3/\text{s}$ stellt sich damit am unteren Modellrand ein Wasserspiegel von 105,56 Metern über HN ein. Dieser Wert liegt einige Dezimeter über dem Wasserspiegel der Elbe bei Mittelwasser (BFG, 2004). Ein Elbhochwasser, das zu einem Rückstau in der Vereinigten Weißeritz führen würde, wird nicht berücksichtigt.

Auf eine Kalibrierung des Modells wird aufgrund einer fehlenden Datenbasis verzichtet. Weil die Querprofilvermessung bei sehr geringem Durchfluss ausgeführt wurde, sind die eingemessenen Fließtiefen von wenigen Dezimetern für die Kalibrierung eines extremen Hochwasserereignisses, wie es hier untersucht wird, ungeeignet. Weitere belastbare Informationen über Hochwassermarken und Durchflüsse bei Hochwasserereignissen stehen für diese Arbeit nicht zur Verfügung. Im Vergleich mit den Ergebnissen der hydraulischen Berechnung des Hochwasserschutzkonzepts (BJÖRNSSEN, 2003) ergeben sich geringe Abweichungen in den Wasserspiegellagen, die möglicherweise auf unterschiedliche Querprofilaten, abweichende Diskretisierungen der Brücken, eine korrigierte Gewässerstationierung und einem anderen Rechenkern für die hydraulischen Berechnungen zurückgeführt werden können. Weil die Güte der Modellergebnisse nicht Gegenstand dieser Arbeit ist, wird auf einen detaillierten Vergleich verzichtet. Die fehlende Modellkalibrierung hat keine Auswirkungen auf die Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit des entwickelten Optimierungssystems.

Für die Anwendungsbeispiele wird ein Bemessungsdurchfluss von $400 \text{ m}^3/\text{s}$ angesetzt. Mit diesem Durchfluss sind im Istzustand zwölf der insgesamt 18 Brücken im Modellgebiet eingestaut oder überströmt. Die linken Ufer werden auf einer Länge von 2363 Metern überströmt, was einem Anteil von 46 Prozent am betrachteten Gewässerabschnitt entspricht. Rechtsseitig sind 65 Prozent (3307 Meter) der Ufer zu niedrig. Ein schadloser Abfluss ohne Ausuferungen stellt sich bei $200 \text{ m}^3/\text{s}$ ein, wobei einige Brücken eingestaut sind (siehe Längsschnitt in Abbildung 5.2).

Für die Optimierung wird angesetzt, dass im Planzustand der Bemessungsdurchfluss im gesamten betrachteten Gewässerbereich von Station 0 bis 5098 schadlos, das heißt bordvoll, abzuleiten ist. Bezüglich der Berechnung von Rückbaukosten für Ufer- und Sohlensicherungen werden für die Anwendungsbeispiele folgende Annahmen getroffen: Die im Istzustand vorhandenen Winkelstützmauern seien für die Lastannahme $p_{\text{Straße}}$ (siehe Tabelle A.2 auf Seite 165) bemessen und entsprechend dem Entwurf nach Abbildung A.2 (auf Seite 166) ausgeführt. Die Böschungssicherungen seien in trockener Bauweise mit einer Schichthöhe des Deckwerks von 0,4 Metern hergestellt. Die Gewässersohle sei durchgehend mit trocken gesetzten Wasserbausteinen mit einer Schichthöhe von 0,35 Metern gesichert. Für die Kostenermittlung wird angesetzt, dass die neu zu bauenden Ufermauern als Winkelstützmauern ausgeführt werden, die für die Lastannahme $p_{\text{Straße}}$ bemessen

Tabelle 5.2: Brücken im Modellgebiet mit den für den Istzustand modellierten Konstruktionsoberkanten und -unterkanten. Einigen Brücken wurden bei dem Hochwasser im August 2002 zerstört oder sind aus anderen, dem Autor unbekanntem Gründen nicht Bestandteil der zugrunde liegenden Querprofilvermessung und daher nicht im Modell abgebildet.

Bezeichnung der Brücke	Gewässer- station (m)	Konstruktions- unterkante (m ü. HN)	Konstruktions- oberkante (m ü. HN)
Brücke Elberadweg (Bogenbrücke)	83	106,45	108,25
Hamburger Straße	189	109,89	111,65
Bahnbrücke	474	111,80	114,55
Bahnbrücke	490	113,20	116,30
Bahnbrücke (Bogenbrücke)	552	117,80	127,33
Tonbergstraße	674	113,20	114,48
Fußgängerbrücke	1238	116,30	117,34
Straßenbrücke Emerich-Ambros-Ufer (Bogenbrücke)	1664	115,70	117,52
Fröbelstraße (Straßenbahn)	2100	116,87	118,31
Fröbelstraße	2136	116,94	118,59
Rohrbrücke	2531	119,07	120,50
Wernerstraße (Bogenbrücke)	2630	118,31	119,30
Löbtauerstraße (beschädigt und abgerissen)	2785	Nicht im Modell abgebildet.	
Rohrbrücke	2858	120,39	121,68
Kesselsdorfer Straße (Brücke mit Pfeiler)	2981	120,80	122,88
Kesselsdorfer Straße (Straßenbahn, Bogenbrücke mit Pfeilern)	3005	Nicht im Modell abgebildet.	
Oederaner Straße	3347	121,35	123,25
Rohrbrücke	3594	127,78	129,40
Würzburger Straße	4091	127,45	128,57
Bienertstraße	4345	126,95	129,26
Altplauen (Bogenbrücke)	ca. 4560	Nicht im Modell abgebildet.	

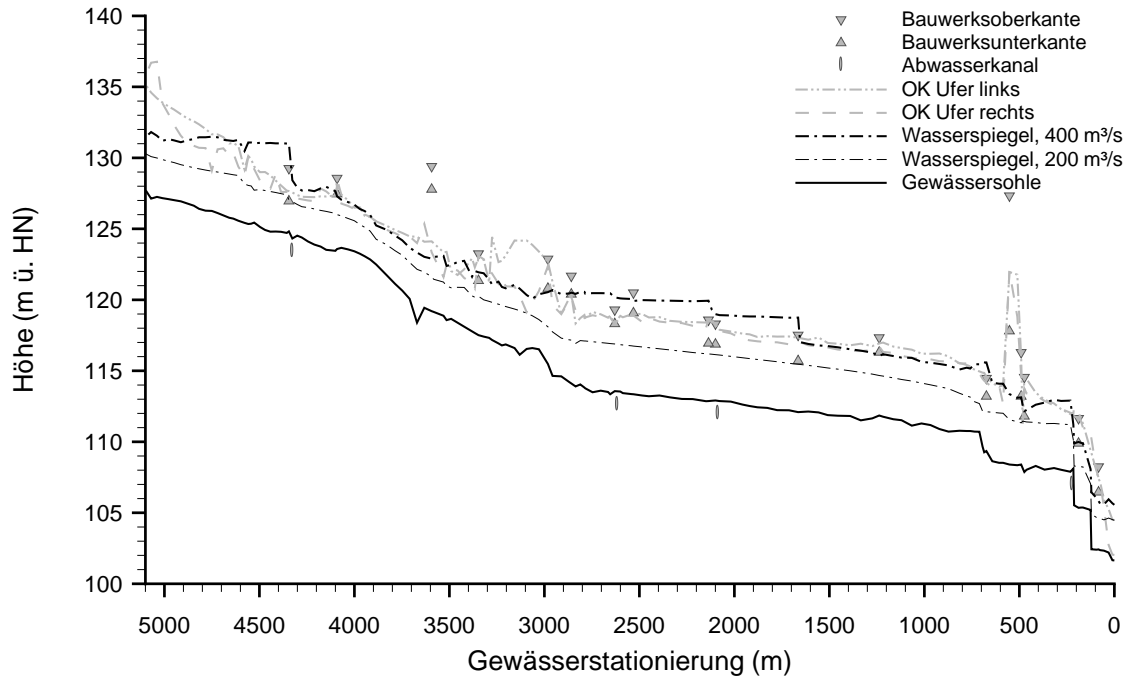


Abbildung 5.2: Anwendungsbeispiele, Istzustand: Hydraulischer Längsschnitt mit den Wasserspiegellagen für Durchflüsse von $200 \text{ m}^3/\text{s}$ und $400 \text{ m}^3/\text{s}$ ²

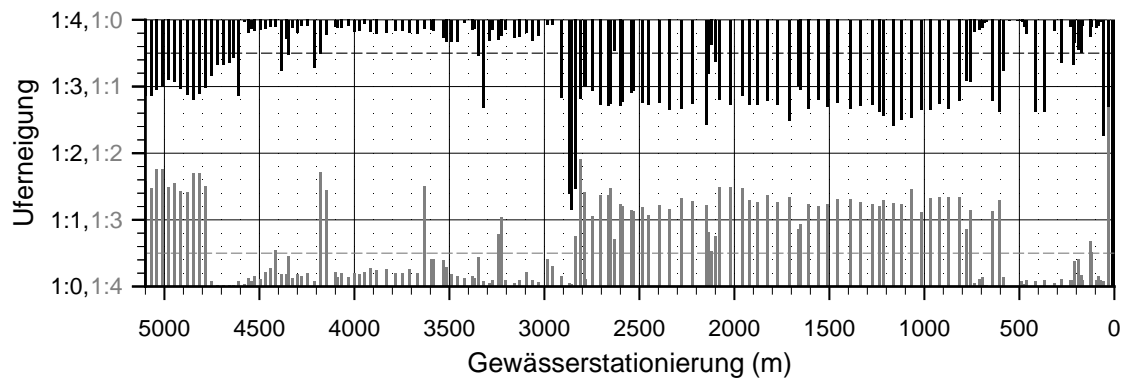


Abbildung 5.3: Anwendungsbeispiele, Istzustand: Linke (I) und rechte (II) Uferneigung je Querprofil. Ufer mit Neigung flacher als 1:0,5 (--) sind als Böschung definiert, steilere Ufer als Mauer.

²Die Abwasserkanäle sind in diesen sowie allen nachfolgenden Längsschnitten zur besseren Kenntlichmachung übergroß dargestellt. Ihre Kennwerte gehen aus Tabelle 5.3 hervor. Außerdem wird auf die Darstellung der Wehre verzichtet. Sie sind in Tabelle 5.1 zusammengestellt.

Tabelle 5.3: Angenommene Hindernisse, die das Gewässer kreuzen, mit für den Istzustand angesetzten Abmessungen

Bezeichnung	Gewässerstation (m)	Oberkante (m ü. HN)	Abstand zur Gewässersohle (m)	Nennweite (mm)
Abwasserkanal	226	107,60	ca. 0,3	1500
Abwasserkanal	2090	112,60	ca. 0,3	1000
Abwasserkanal	2620	113,10	ca. 0,3	1500
Abwasserkanal	4330	124,00	ca. 0,3	700

werden. Als Baugrubenumschließung werden durchgehend Spundwände vorgesehen. Bezüglich der Kalkulation von Böschungs- und Sohlensicherungen sind keine Besonderheiten zu nennen, und es gelten die Ausführungen zu den Kostenfunktionen in Anhang A. Für die Kalkulation von Ersatzneubauten für Brücken wird eine einheitliche Länge der Brücke (in Fließrichtung gesehen) von 15 Metern angenommen. Darüber hinaus wird sowohl für Straßen- als auch für Bahnbrücken die in Abschnitt A.9.1 beschriebene Kostenfunktion angewendet. Als Hindernisse werden vier das Gewässer kreuzende Abwasserkanäle gemäß Tabelle 5.3 angesetzt, für die im Falle von Sohleneintiefungen entsprechende Ersatzneubauten zu kalkulieren sind. Weitere, parallel zum Gewässer verlaufende Hindernisse oder Grunderwerbskosten aufgrund von Gerinneaufweitungen werden nicht berücksichtigt. Es wird von einem einheitlichen Baugrund ausgegangen, der im Gültigkeitsbereich der beschriebenen Kostenfunktionen (Anhang A) und Einheitspreise (Anhang B) liegt. Für den Planzustand wird keine Mittelwasserrinne vorgesehen. Ein Freibord wird weder an Ufern noch unter Brücken beaufschlagt. Es gilt jedoch die Forderung, dass der Abfluss unter Brücken ohne Einstau zu erfolgen hat. Für die beiden Wehre im unteren Gewässerabschnitt ist vorgesehen, dass sie geschliffen werden, was sich nicht nur positiv auf den Hochwasserschutz auswirkt, sondern auch eine ökologische Durchgängigkeit herstellt.

5.3 Optimierungsergebnisse

5.3.1 Anwendungsbeispiel A: Optimierung der Sohlenhöhen, Brückenanhebungen als zusätzliche Freiheitsgrade

Um die hydraulische Leistungsfähigkeit des Gewässers zu steigern, werden für das Anwendungsbeispiel A die Sohlenhöhen optimiert und zusätzlich die Anhebung von eingestauten und überströmten Brücken als weitere Freiheitsgrade in die Optimierung einbezogen. Die Gewässersohle wird zwischen den Stationen 10 und 5010 über eine Bézierkurve mit elf Bézierpunkten abgebildet. Davon sind zehn Punkte in weitestgehend gleichmäßigen Abständen über die Gewässerachse verteilt. Geringe Abweichungen ergeben sich dadurch, dass die Bézierpunkte an den Stationen von Querprofilen positioniert werden und deren Abstände nicht zwangsläufig gleichmäßig sind. Ein zusätzlicher Bézierpunkt wird an der Station 212 angeordnet, um der Bézierkurve im Unterstrom,

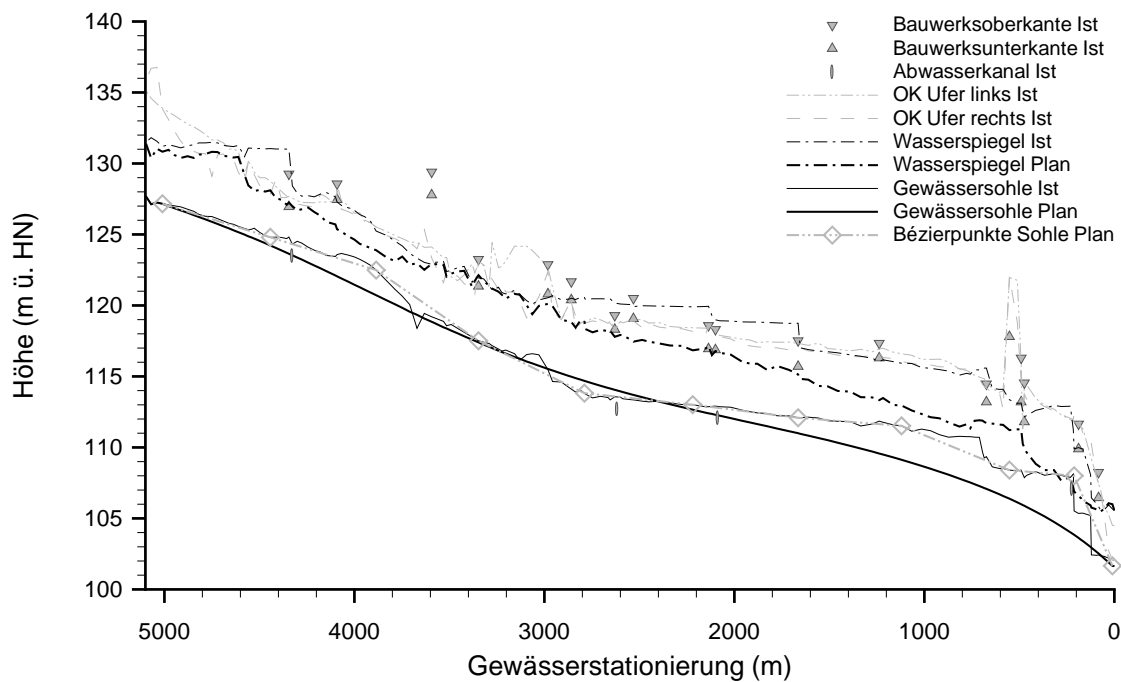


Abbildung 5.4: Anwendungsbeispiel A, Startbedingung für die Optimierung: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzustand

wo das Gefälle stark zunimmt, mehr Flexibilität zu ermöglichen. Die beiden äußeren Bézierpunkte an den Stationen 10 und 5010 sind unveränderlich. Als Startbedingung für die Optimierung liegen alle Punkte auf der minimalen Sohlenhöhe der jeweils zugeordneten Querprofile (siehe Längsschnitt in Abbildung 5.4). Im Zuge der Optimierung werden die veränderlichen Bézierpunkte um bis zu 3,0 Meter nach oben und 6,0 Meter nach unten verschoben. Der Punkt an Station 212 kann bis zu 9,0 Meter angehoben werden. Dadurch wird ein weites Variantenspektrum an Sohlenerhöhungen und -eintiefungen ermöglicht.

Mit den neun veränderlichen Bézierpunkten ergeben sich neun Entscheidungsvariablen für die Optimierung. Die Anzahl Nachkommen λ je Generation wird mit 20 festgelegt. Insgesamt werden zehn Optimierungsläufe mit jeweils 2000 Iterationsschritten ausgeführt. Im Ergebnis liegen die Gesamtkosten der Läufe um maximal fünf Prozent auseinander und betragen 19,0 Mio. Euro für den besten und 19,9 Mio. Euro für den schlechtesten Lauf. Der Längsschnitt in Abbildung 5.5 stellt die Wasserspiegellinien und die Gewässersohlen aller Läufe dar. **Auffällig ist, dass die Sohlenverläufe im unteren Gewässerabschnitt zum Teil deutlich voneinander abweichen.** Eine Gruppe von drei Lösungen hat eine Sohle, die sich am Istzustand orientiert. Für die Gruppe mit den restlichen Lösungen ist die Sohle gegenüber dem Istzustand um ca. 1,0 Meter eingetieft. Die Unterschiede in der Gewässersohle wirken sich auch auf den Wasserspiegel aus: Die Standardabweichungen der Wasserspiegel aller Läufe sind in diesem Bereich mit 0,4 bis 0,8 Metern verhältnismäßig hoch. **Dies deutet jedoch nicht auf wenig aussagekräftige Optimierungsergebnisse hin, sondern hebt die Unstetigkeit der Problemstellung hervor. Obwohl sich die beiden Lösungsgruppen geometrisch deutlich voneinander unterscheiden, weichen die Gesamtkosten nur geringfügig voneinander ab.** Der Grund dafür liegt hauptsächlich in den Kosten

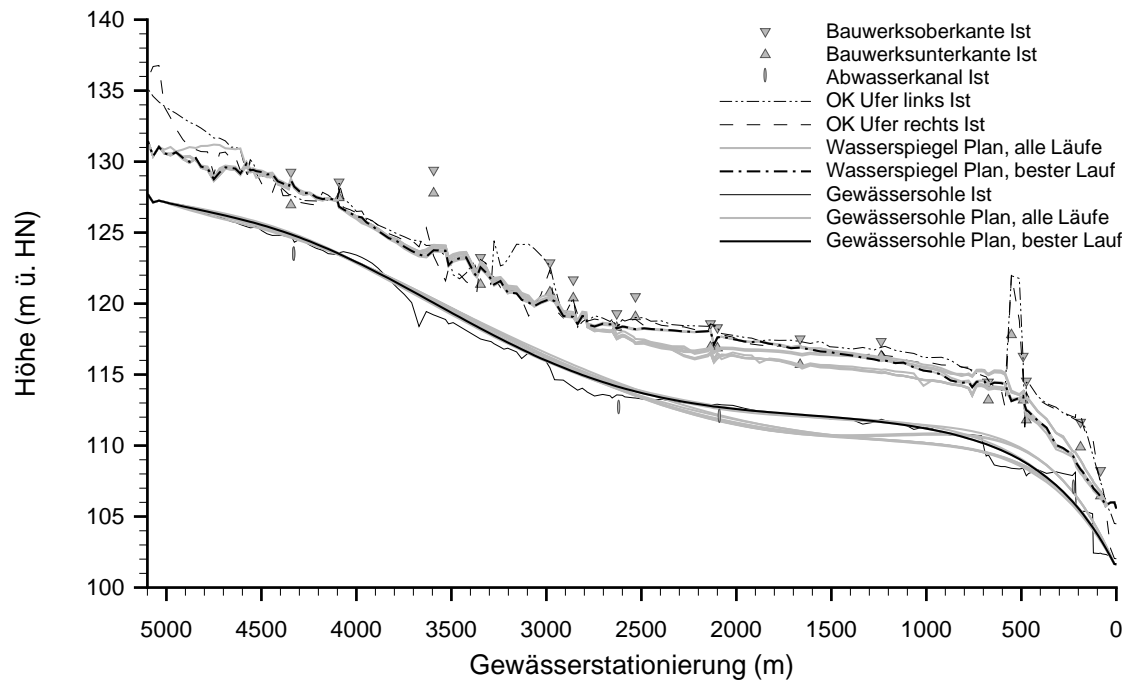


Abbildung 5.5: Anwendungsbeispiel A, alle Läufe: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen

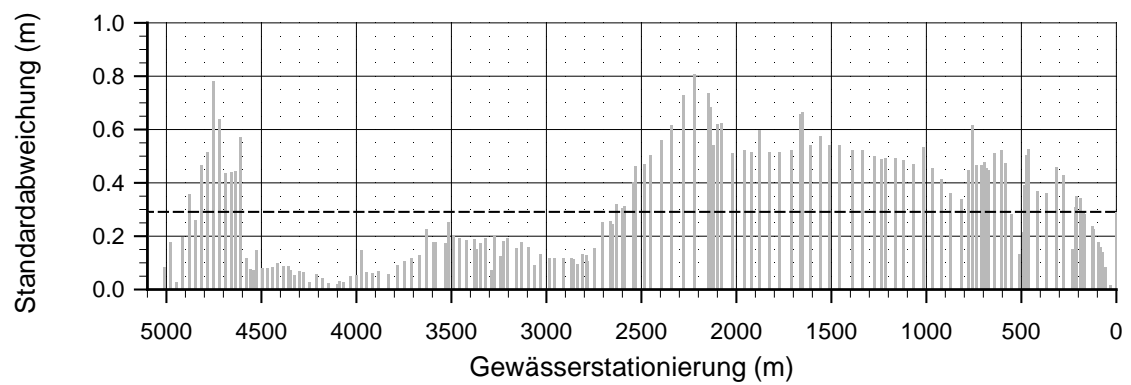


Abbildung 5.6: Anwendungsbeispiel A, alle Läufe: Standardabweichung der Wasserspiegellagen je Querprofil über die Gewässerlänge. Die durchschnittliche Standardabweichung (—) beträgt 29,1 Zentimeter.

für Brückenanhebungen und Kanaltieferlegungen. Im Istzustand ist die Straßenbrücke Emerich-Ambros-Ufer (Station 1664) überströmt, wodurch es zu Ausuferungen über beide Ufer kommt (siehe Längsschnitt in Abbildung 5.2). **Bei der einen Lösungsgruppe wird die hydraulische Leistungsfähigkeit des Gewässers mit Sohleneintiefungen gesteigert**, wodurch die Tieferlegung des Abwasserkanals bei Station 2090 erforderlich wird. Weil die Sohleneintiefungen 1,5 Meter (siehe $h_{\text{Eintiefung Brücke}}^{\text{max}}$ in Abschnitt 3.6.2) nicht übersteigen, fallen keine zusätzlichen Kosten für Maßnahmen an der Brücke an. Die Einsparungen an der Brücke gleichen sich in etwa mit den Kosten an Sohle und Abwasserkanal aus. **Die andere Lösungsgruppe verzichtet auf Sohleneintiefungen und den Kanalumbau, indem die hydraulische Leistungsfähigkeit mit einem angehobenen Brückenneubau gesteigert wird.** Zu dieser Gruppe gehört der beste Optimierungslauf. Die Grenze zwischen den beiden Gruppen ist *nicht* eindeutig bestimmt: In der Rangfolge der Gesamtkosten werden die fünf Plätze hinter dem besten Lauf von Lösungen belegt, die der Gruppe mit Sohleneintiefungen und ohne Brückenanhebung angehören.

Die beste optimierte Lösung sieht auf 72 Prozent der Gewässerlänge (3666 Metern) überwiegend geringe Veränderungen an der Sohle vor. Auf 18 Prozent (929 Metern) sind Eintiefungen im Mittel von 0,4 Metern und maximal von 2,1 Metern vorgesehen. Die größten Eintiefungen treten im unteren Gewässerabschnitt zwischen den Stationen 216 und 280 auf. Im Oberstrom dieses Bereichs beträgt die maximale Eintiefung 0,5 Meter und der Mittelwert liegt bei 0,3 Meter. Die Differenzen der Sohlenhöhen zwischen Plan- und Istzustand sind in Abbildung 5.10 dargestellt.³ Sohlenerhöhung von maximal 1,6 und im Mittel 0,6 Metern sind auf 54 Prozent (2737 Metern) des Abschnitts vorgesehen. Die größten Erhöhungen treten im Bereich des Kolk bei Station 3670 auf. Entlang des flachen Gewässerabschnitts zwischen den Stationen 800 und 2300 ist die Sohle gegenüber dem Istzustand kaum verändert. Die Schubspannungen τ im Planzustand betragen zwischen 27 und 230 N/m^2 , der Mittelwert liegt bei 105 N/m^2 . Als Sicherungsarten für die Sohle kommen somit Querriegel, Steinschüttungen, Setzpacke und Raupflaster (gemäß Anhang A.5) zum Einsatz. Im Mittel beträgt die zu sichernde Sohlenbreite 21,7 Meter. Alle Maßnahmen an der Gewässersohle machen mit 3,4 Mio. Euro 18 Prozent an den Gesamtkosten aus. Eine Verteilung der Kosten für Maßnahmen an der Sohle geht aus Abbildung 5.11 hervor.

Mit den Sohleneintiefungen werden auch die Rückbauten der beiden Wehre an Station 125 und 216 vorgesehen. Das Sohlengefälle in diesem Bereich beträgt maximal 25 Promille. An Station 226 ist der Abwasserkanal um 2,1 Meter tiefer zu legen. Für die Maßnahmen an Wehren und Kanal werden insgesamt 0,4 Mio. Euro kalkuliert. An den Gesamtkosten entspricht das einem Anteil von zwei Prozent. Die Kosten je Maßnahme gehen aus Abbildung 5.9 hervor. Für den Rückbau der beiden Wehre fallen 84.200 Euro (Station 125) bzw. 73.100 Euro (Station 216) an und für den Kanalumbau sind 215.200 Euro kalkuliert.

An etwa einem Viertel aller Ufer sind Maßnahmen geplant. Der überwiegende Anteil davon fällt für Ufererhöhungen an. Nur im Bereich der Wehre zwischen den Stationen 125 und 368 werden

³Im Sinne einer besseren Lesbarkeit sind die Differenzen nicht pro Querprofil abgebildet, sondern auf 50 Meter lange Abschnitte gemittelt. Daher gibt die Abbildung nicht zwingend die genannten Maximalwerte wieder. Eine Darstellung je Querprofil würde zwar Extrema anzeigen, aber in Bereichen mit größeren Profilabständen Lücken aufweisen und fälschlicherweise suggerieren, dass Werte Null betragen. Die Mittelwertbildung für 50 Meter lange Abschnitte betrifft im Folgenden auch andere Darstellungen, bei denen darauf hingewiesen ist.

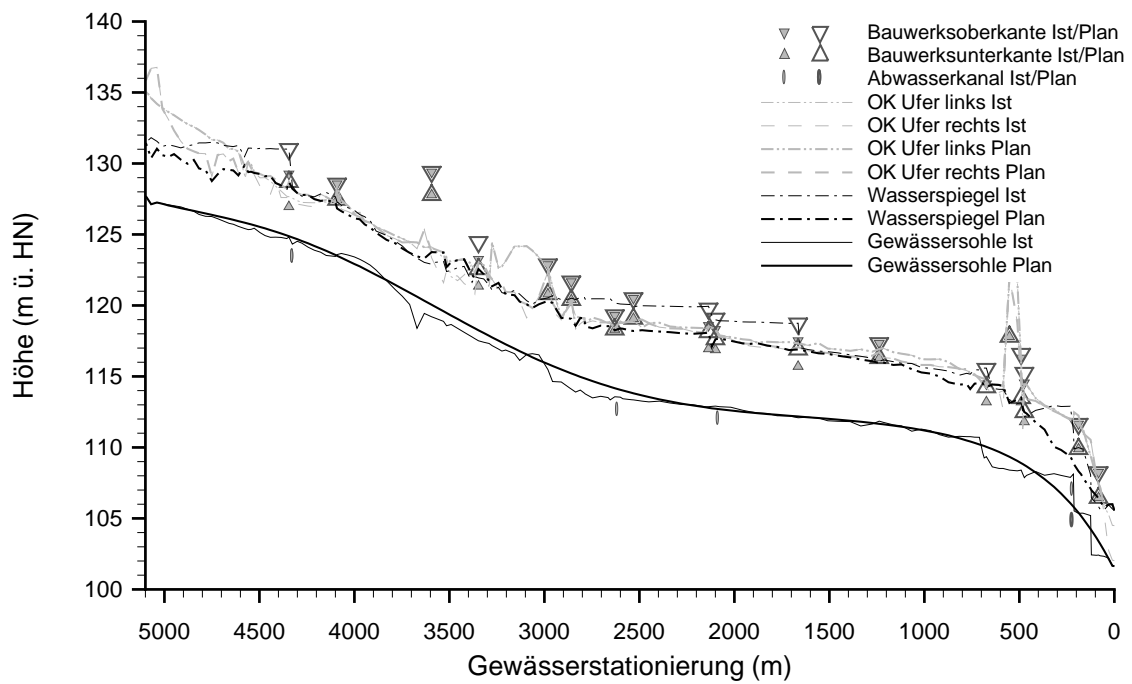


Abbildung 5.7: Anwendungsbeispiel A, bester Lauf: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzustand. Abwasserkanäle im Planzustand sind nur dargestellt, falls Veränderungen gegenüber dem Istzustand bestehen.

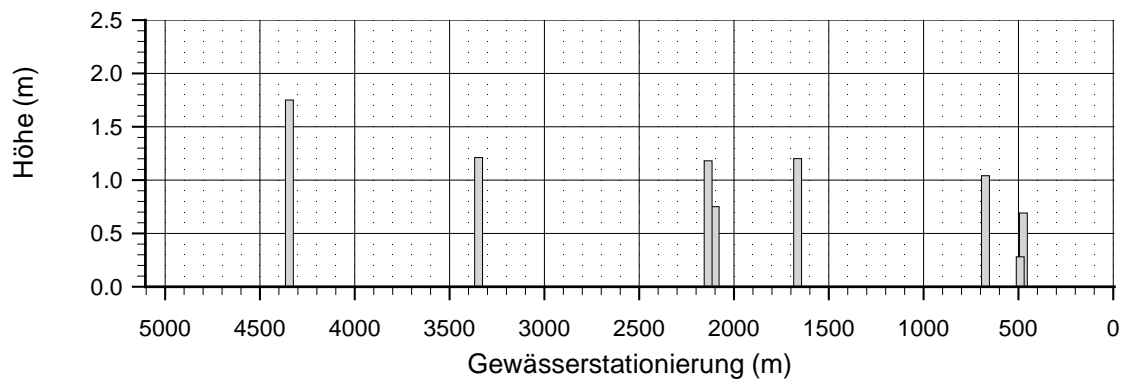


Abbildung 5.8: Anwendungsbeispiel A, bester Lauf: Maß der Brückenanhebungen

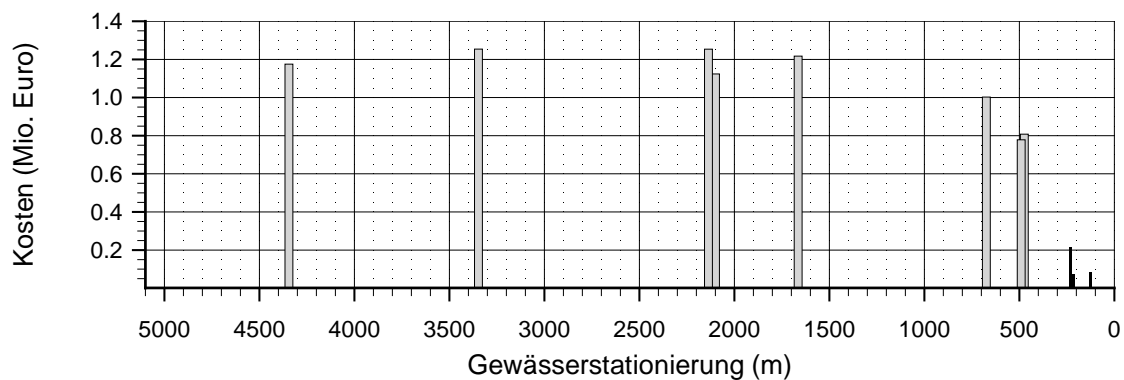


Abbildung 5.9: Anwendungsbeispiel A, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an Brücken (■) und anderen das Gewässer kreuzenden Bauwerken (▮) wie Wehre und Abwasserkanäle. Die Kosten für Wasserhaltungen und Fangedämme sind nicht enthalten.

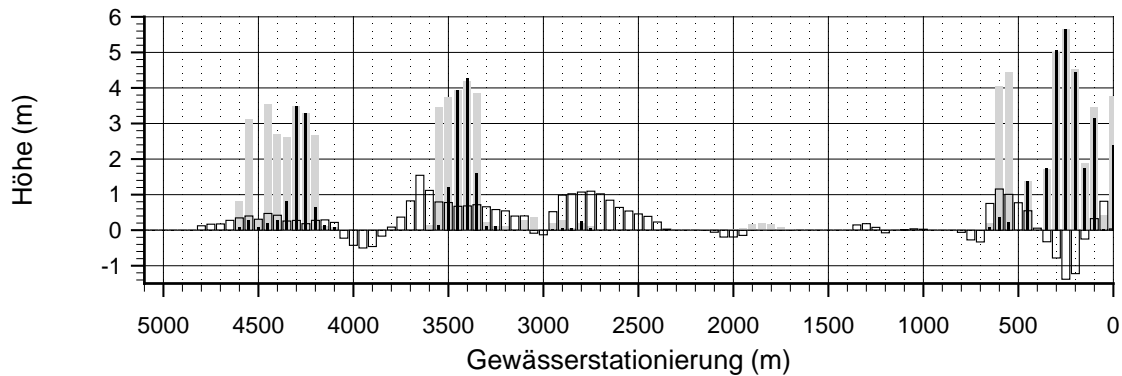


Abbildung 5.10: Anwendungsbeispiel A, bester Lauf: Differenzen der Sohlenhöhen (\square) zwischen Plan- und Istzustand sowie geplante Höhen der Ufersicherungen links (■) und rechts (■) über die Gewässerlänge (gemittelt auf 50 Meter lange Abschnitte). Werte für Ufersicherungshöhen unter 0,5 Metern geben die Höhe von Aufmauerungen wieder.

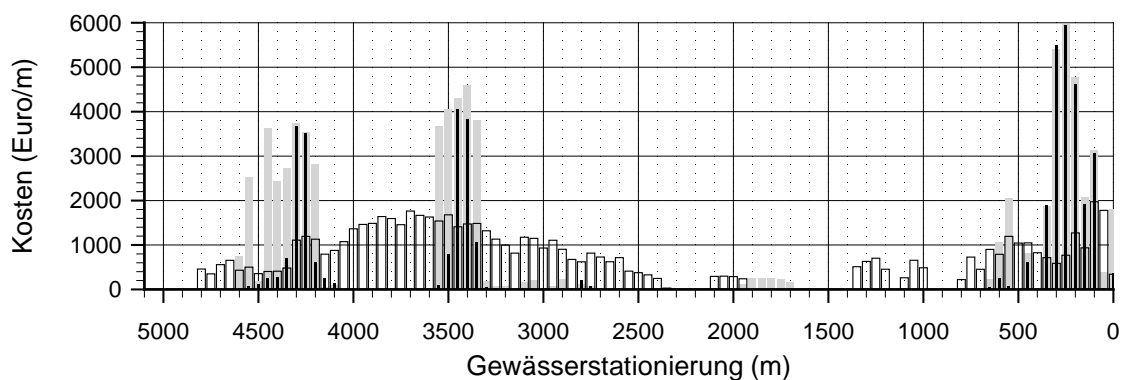


Abbildung 5.11: Anwendungsbeispiel A, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge (gemittelt auf 50 Meter lange Abschnitte) für Maßnahmen an den linken (■) und rechten (■) Ufern sowie der Sohle (\square). Die Angaben umfassen Rück- und Neubau aber nicht Wasserhaltung und Fangedamm.

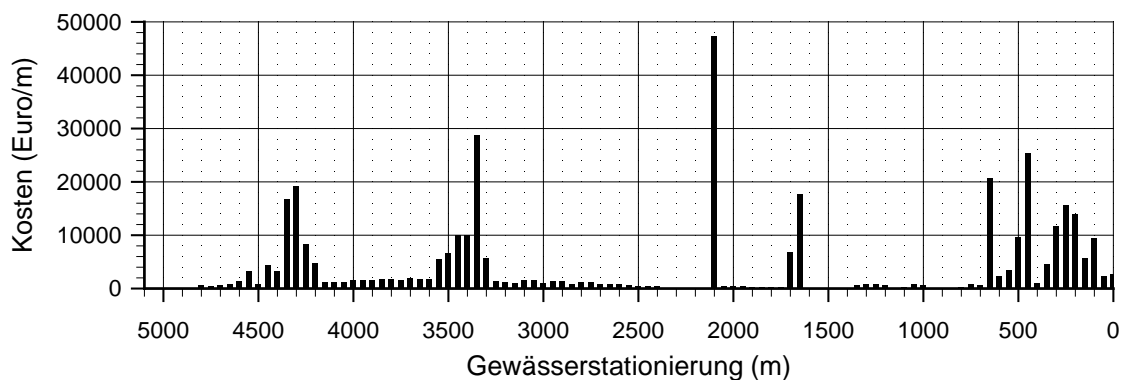


Abbildung 5.12: Anwendungsbeispiel A, bester Lauf: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge (gemittelt auf 50 Meter lange Abschnitte). Die Summe der Gesamtkosten beläuft sich auf 19,0 Mio. Euro.

Tabelle 5.4: Anwendungsbeispiele: Kosten der beschriebenen Optimierungsergebnisse in Euro und prozentualer Anteil an den jeweiligen Gesamtkosten

Position	Anwendungsbeispiel A	Anwendungsbeispiel B	Anwendungsbeispiel C
Gesamtkosten	19.044.756,31 (100,00%)	35.198.459,71 (100,00%)	25.912.571,39 (100,00%)
Ufersicherung beidseitig	5.976.137,04 (31,38%)	28.397.028,18 (80,68%)	13.061.249,99 (50,41%)
Ufersicherung links	2.216.074,11 (11,64%)	14.228.712,74 (40,42%)	3.007.237,52 (11,61%)
Ufersicherung rechts	3.760.062,93 (19,74%)	14.168.315,44 (40,25%)	10.054.012,46 (38,80%)
Sohlensicherung	3.397.288,59 (17,84%)	4.418.666,83 (12,55%)	2.865.318,30 (11,06%)
Brücken	8.612.317,50 (45,22%)	942.562,50 (2,68%)	8.748.437,35 (33,76%)
Wehre und Abwasserkanäle	372.492,92 (1,96%)	600.972,65 (1,71%)	371.794,12 (1,43%)
Wasserhaltung	562.065,39 (2,95%)	688.512,44 (1,96%)	712.038,91 (2,75%)
Fangedamm	124.454,87 (0,65%)	150.717,12 (0,43%)	153.732,73 (0,59%)
Vergleich der Gesamtkosten	100%	185%	136%

beidseitig auf 196 Metern Ufermauerneubauten aufgrund von Sohleneintiefungen über 0,5 Meter (siehe h_{Berme}^{max} in Abschnitt 3.6.2) erforderlich. Die Mauerhöhen liegen in diesem Abschnitt zwischen 4,7 und 6,4 Metern. Ufererhöhungen werden an 15 Prozent der linken Ufer (um mittlere 0,5 Meter) und 26 Prozent der rechten Ufer (um mittlere 0,7 Meter) kalkuliert. Dabei ist der Anteil an geplanten Ufermauern und Aufmauerungen in etwa gleich. In dem mit Böschungen gesicherten Bereich zwischen den Stationen 759 und 2836 sind keine Neubauten von Ufersicherungen erforderlich. Am rechten Ufer werden lediglich einige Aufmauerungen auf die vorhandenen Böschungen kalkuliert. Über die gesamte Gewässerlänge betrachtet, sind neue Böschungssicherungen nur an etwa vier Prozent der Ufer vorgesehen. Insgesamt werden beidseitig 1218 Meter Ufermauern, 98 Meter Böschungen und 1145 Aufmauerungen hergestellt, wobei die Kosten für Ufermauern ca. 94 Prozent aller Ufersicherungskosten ausmachen. Insgesamt summieren sich die Kosten auf 5,9 Mio. Euro, was 31 Prozent an den Gesamtkosten ausmacht. Die Höhen der Ufersicherungen können der Abbildung 5.10 entnommen werden und eine Kostenverteilung über die Gewässerlänge ist mit Abbildung 5.11 gegeben.

Von den 18 Brücken werden acht zur Steigerung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Gewässers zwischen 0,3 und 1,8 Meter angehoben (siehe Abbildung 5.8). Im Mittel beträgt das Maß der Anhebung 1,0 Meter. Brückenneubauten aufgrund von Sohleneintiefungen über 1,5 Meter sind nicht erforderlich. Die Kosten je Brücke liegen zwischen 0,8 und 1,2 Mio. Euro und gehen aus Abbildung 5.9 hervor. Weil die Kosten für Brückenneubauten von der lichten Höhe und der Spannweite abhängen, ist der teuerste Neubau nicht zwingend der mit der größten Anhebung. Die Brückenneubauten machen mit insgesamt 8,6 Mio. Euro ca. 45 Prozent der Gesamtkosten aus (siehe Tabelle 5.4). Die Verteilung der Gesamtkosten in Abbildung 5.12 verdeutlicht, dass in den Bereichen mit Brückenanhebungen die meisten Kosten pro Meter Gewässerlänge verbaut werden.

5.3.2 Anwendungsbeispiel B: Optimierung der Sohlenhöhen, keine Brückenanhebung

Die Konfiguration für das Anwendungsbeispiel B entspricht der des Anwendungsbeispiels A mit einer Ausnahme: Anhebungen von Brücken sind nicht zugelassen. Das heißt, die hydraulische Leistungsfähigkeit im Bereich von eingestauten und überströmten Brücken kann nur mit Sohleneintiefungen gesteigert werden. Brückenneubauten werden kalkuliert, falls die Sohleneintiefungen den in Abschnitt 3.6.2 eingeführten Wert $h_{\text{Eintiefung Brücke}}^{\text{max}}$ von 1,5 Metern überschreiten.

Es werden zehn Optimierungsläufe ausgeführt und die Gesamtkosten betragen 35,2 Mio. Euro für den besten und 36,6 Mio. Euro für den schlechtesten Lauf. Die Ergebnisse liegen damit um vier Prozent auseinander. Die Abbildungen 5.13 und 5.14 stellen den hydraulischen Längsschnitt und die Standardabweichungen der Wasserspiegellagen aller Läufe dar. Die Ergebnisse sind mit einer mittleren Standardabweichung von 7,9 Zentimetern sehr einheitlich.

Für dieses Anwendungsbeispiel sieht die optimierte Lösung Sohleneintiefungen auf 87 Prozent (4427 Meter) der Gewässerlänge vor (siehe Längsschnitt in Abbildung 5.15 und Differenzen der Sohlenhöhen in Abbildung 5.17). Die mittlere Eintiefung beträgt 1,1 Meter und der Maximalwert von 3,4 Metern tritt im Bereich des geschliffenen Wehres an Station 216 auf. Sohlenerhöhungen sind nur auf drei Prozent der Gewässerlänge zwischen den Stationen 55 und 121 vorgesehen. Sie werden durch das Schleifen des Wehres an Station 125 hervorgerufen. Die maximale Erhöhung beträgt 0,7 Meter, im Mittel sind es 0,4 Meter. Das höchste Sohlengefälle tritt im Bereich der geschliffenen Wehre auf und beträgt 16 Promille. Die Schubspannungen τ liegen hier bei 130 N/m^2 . Maximalewerte von bis zu 160 N/m^2 treten zwischen den Stationen 3917 und 4611 auf. Im Mittel liegen die Schubspannungen bei 101 N/m^2 . Die Bandbreite der vorgesehenen Sicherungsarten reicht von Querriegeln über Steinschüttungen und Setzpacke bis Raupflaster. Die zu sichernde Sohlenbreite beträgt im Mittel 20,4 Meter. Die Kosten für die Maßnahmen an der Sohle summieren sich auf 4,4 Mio. Euro und entsprechen 13 Prozent der Gesamtkosten. Die entsprechende Kostenverteilung über die Gewässerlänge geht aus Abbildung 5.18 hervor. Tabelle 5.4 fasst die Kosten dieses Anwendungsbeispiels zusammen und stellt sie denen von Anwendungsbeispiel A gegenüber.

Aufgrund der ausgedehnten Sohleneintiefungen sind drei der insgesamt vier Abwasserkanäle tiefer zu verlegen. Die Kosten belaufen sich hierfür auf insgesamt 0,4 Mio. Euro und können Abbildung 5.16 entnommen werden. Die Rückbaukosten der Wehre betragen – wie auch bei Anwendungsbeispiel A – insgesamt 157.300 Euro. Die Maßnahmen an Abwasserkanälen und Wehren machen in etwa zwei Prozent der Gesamtkosten aus.

An 78 Prozent (4000 Meter) der linken und 85 Prozent (4328 Meter) der rechten Ufer sind Maßnahmen geplant. Wegen der umfangreichen Sohleneintiefungen liegen nur ein Prozent (73 Meter) der linken Uferhöhen und zehn Prozent (502 Meter) der rechten Uferhöhen unterhalb der berechneten Wasserspiegellinie. Die Neubauten von Ufermauern und Böschungssicherungen werden erforderlich, weil durch die Sohleneintiefungen die bestehenden Fundamente untergraben werden. An beiden Ufern werden in etwa die eine Hälfte der Maßnahmen als Mauern und die andere Hälfte als Böschungen ausgeführt. Aufmauerungen, bei denen die vorhandenen Sicherungen bestehen

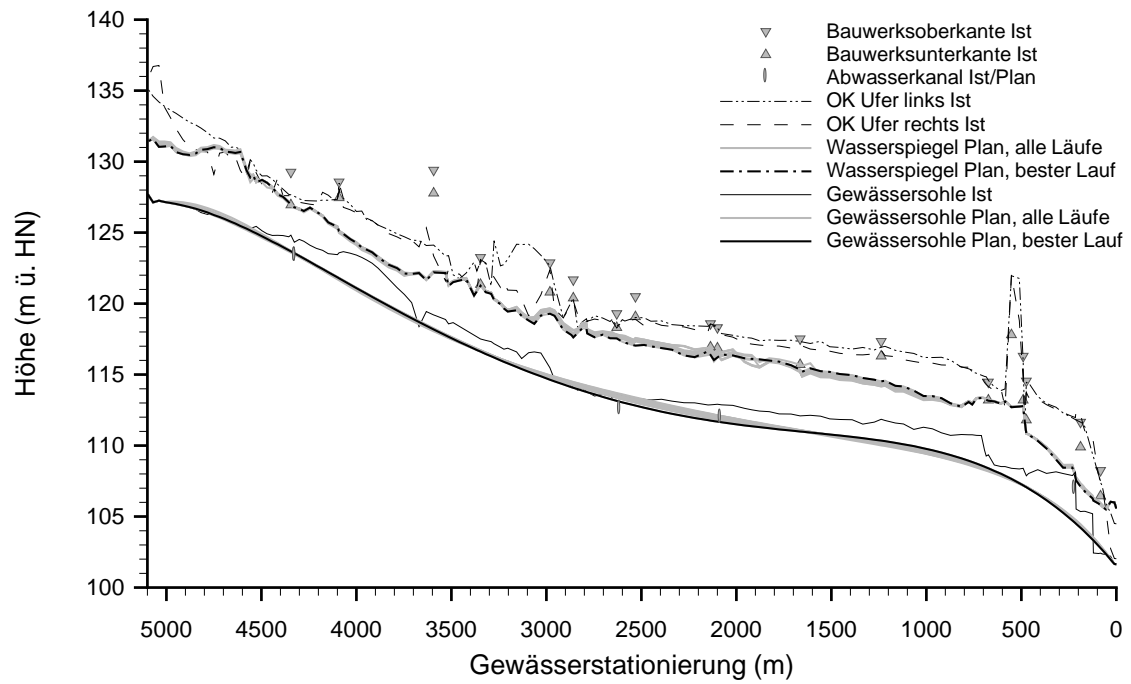


Abbildung 5.13: Anwendungsbeispiel B, alle Läufe: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen

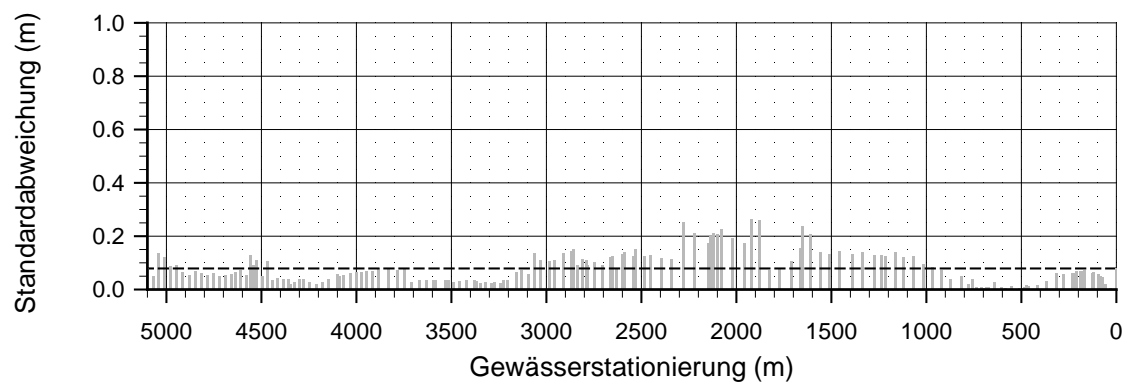


Abbildung 5.14: Anwendungsbeispiel B, alle Läufe: Standardabweichung der Wasserspiegellinien je Querprofil über die Gewässerslänge. Die mittlere Standardabweichung (—) beträgt 7,9 Zentimeter.

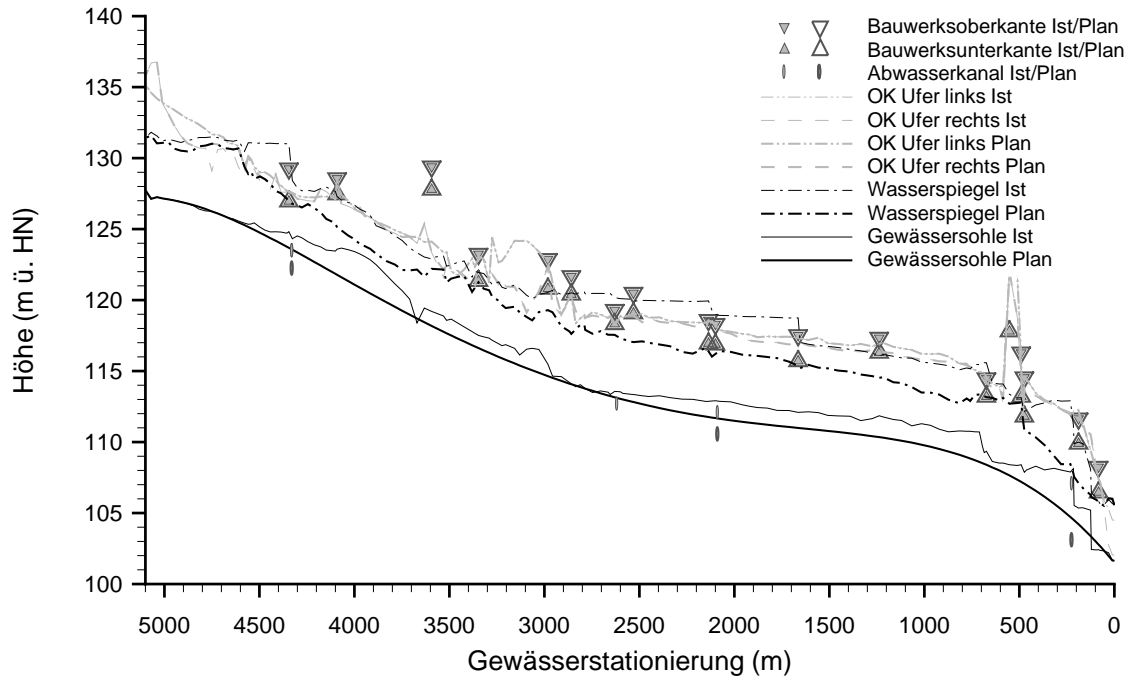


Abbildung 5.15: Anwendungsbeispiel B, bester Lauf: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzustand. Abwasserkanäle im Planzustand sind nur dargestellt, falls Veränderungen gegenüber dem Istzustand bestehen.

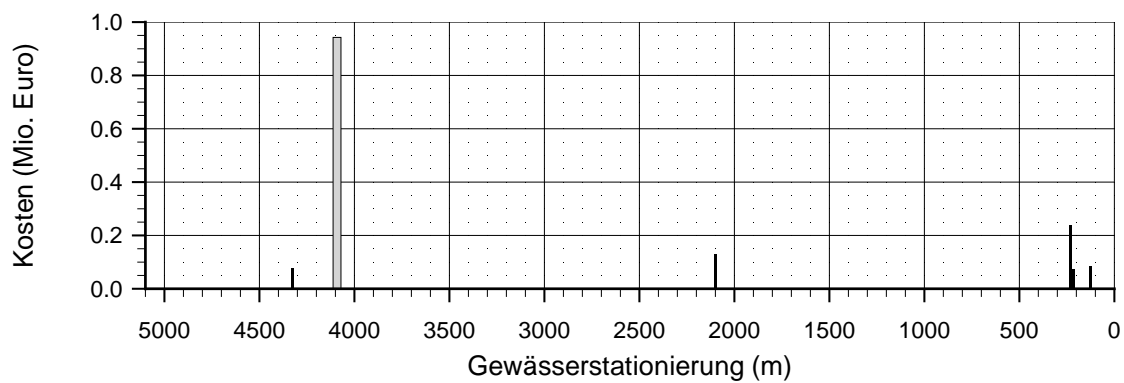


Abbildung 5.16: Anwendungsbeispiel B, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerringe für Maßnahmen an Brücken (▮) und anderen das Gewässer kreuzenden Bauwerken (▮) wie Wehre und Abwasserkanäle. Die Kosten für Wasserhaltungen und Fangedämme sind nicht enthalten.

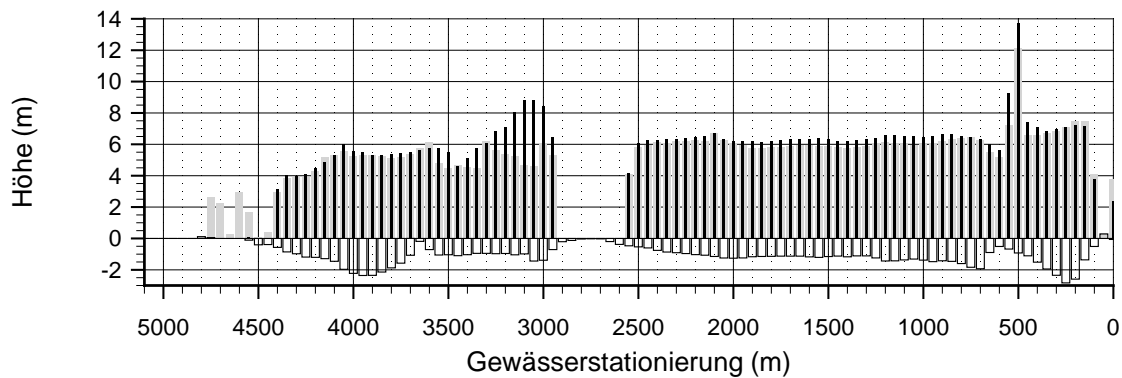


Abbildung 5.17: Anwendungsbeispiel B, bester Lauf: Differenzen der Sohlenhöhen (\square) zwischen Plan- und Istzustand sowie geplante Höhen der Ufersicherungen links (\blacksquare) und rechts (\blacksquare) über die Gewässerlänge (gemittelt auf 50 Meter lange Abschnitte). Werte für Ufersicherungshöhen unter 0,5 Metern geben die Höhe von Aufmauerungen wieder.

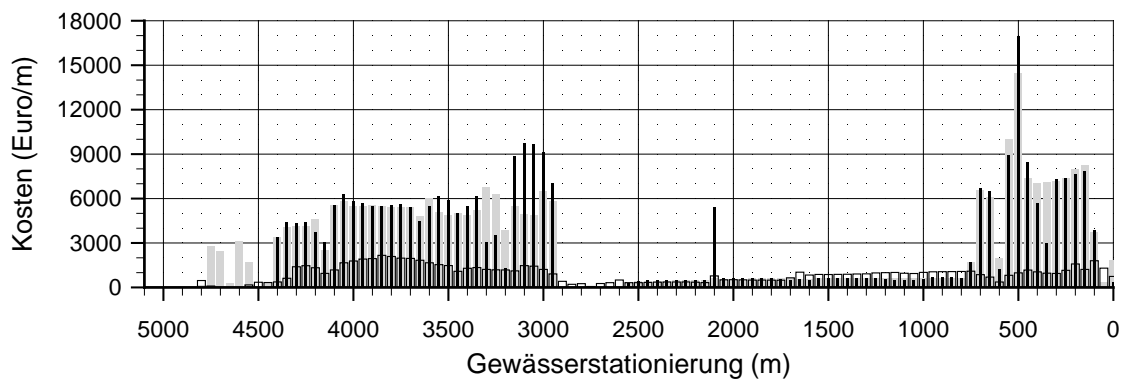


Abbildung 5.18: Anwendungsbeispiel B, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge (gemittelt auf 50 Meter lange Abschnitte) für Maßnahmen an den linken (\blacksquare) und rechten (\blacksquare) Ufern sowie der Sohle (\square). Die Angaben umfassen Rück- und Neubau aber nicht Wasserhaltung und Fangedamm.

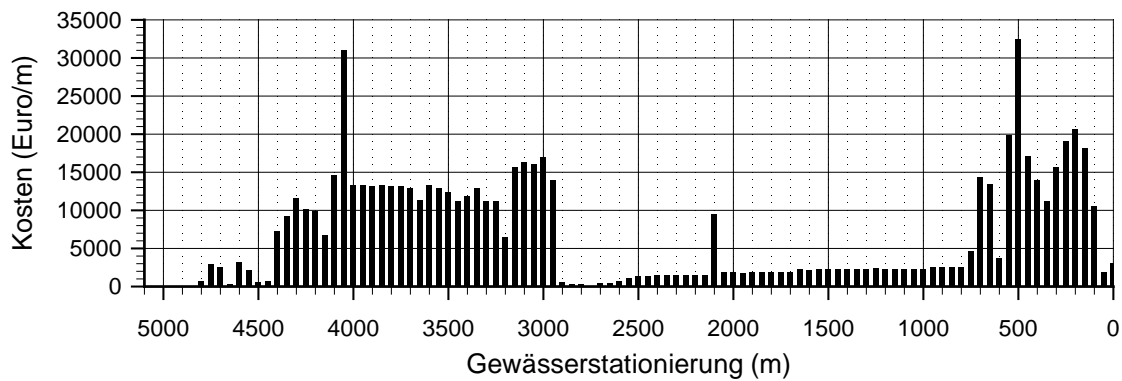


Abbildung 5.19: Anwendungsbeispiel B, bester Lauf: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge (gemittelt auf 50 Meter lange Abschnitte). Die Summe der Gesamtkosten beläuft sich auf 35,2 Mio. Euro.

bleiben, machen nur drei Prozent der Maßnahmen aus. Im Mittel betragen die Uferhöhen links 6,1 Meter und rechts 5,3 Meter (siehe Abbildung 5.17). Auf einer Länge von insgesamt 356 Metern sind die Höhen der Ufermauern mit bis zu 14,0 Metern außerhalb des Geltungsbereichs der angewendeten Kostenfunktion für Winkelstützmauern gemäß Anhang A.2, was hier toleriert wird. Die Kosten für Maßnahmen an den Ufern belaufen sich auf 28,4 Mio. Euro, was einem Anteil von 81 Prozent an den Gesamtkosten entspricht. Obwohl die geplanten Längen für Mauern und Böschungen in etwa gleich sind, machen die Ufermauern auf beiden Seiten ungefähr 90 Prozent der Kosten aus. Mit den Verteilungen der Kosten in Abbildung 5.18 und der Uferhöhen in Abbildung 5.17 wird dieser Sachverhalt deutlich: Obwohl die Uferhöhen zwischen den Stationen 759 und 2587 verhältnismäßig hoch sind, fallen die Kosten sehr gering aus. Die Verteilung der Uferneigungen im Istzustand (Abbildung 5.3) zeigt, dass sich in diesem Abschnitt ausschließlich Böschungen befinden, deren Sicherung vergleichsweise günstig ist.

Die 18 Brücken bleiben mit der ausgearbeiteten Lösung weitestgehend bestehen. Nur für die Brücke Würzburger Straße (Station 4091) wird ein Ersatzneubau erforderlich, weil die Sohleneintiefung mit 1,7 Metern den Wert $n_{\text{Eintiefung Brücke}}^{\text{max}}$ von 1,5 Metern überschreitet. Die kalkulierten Kosten belaufen sich auf 0,9 Mio. Euro. Damit machen die Maßnahmen an Brücken nur drei Prozent der Gesamtkosten aus. Mit der Verteilung der Gesamtkosten in Abbildung 5.19 wird verdeutlicht, dass im Bereich des Brückenneubaus sowie im Bereich der sehr hohen Ufermauern im Unterstrom die höchsten Kosten je Gewässerlänge verbaut werden.

5.3.3 Anwendungsbeispiel C: Optimierung der Sohlenhöhen und Gerinnebreiten, Brückenanhebungen als zusätzliche Freiheitsgrade

Mit dem Anwendungsbeispiel C werden zusätzlich zu den Sohlenhöhen auch die Gerinnebreiten optimiert und die Anhebung von eingestauten und überströmten Brücken wird als Freiheitsgrad in die Optimierung einbezogen. Wie bei den Anwendungsbeispielen A und B wird die Gewässersohle zwischen den Stationen 10 und 5010 über eine Bézierkurve mit elf Bézierpunkten abgebildet, von denen neun Punkte im Zuge der Optimierung variiert werden. Die beiden äußeren Punkte sind unveränderlich. Die Konfiguration bezüglich der Anordnung der Bézierpunkte und der Intervalle, in denen sie verändert werden, entspricht der des Anwendungsbeispiels A. Zur Optimierung der Gerinnebreiten werden die Oberkanten des rechten Ufers zwischen den Stationen 685 und 4659 an einer Bézierkurve mit 18 Bézierpunkten ausgerichtet. Der Bereich mit den drei Bahnbrücken zwischen den Stationen 474 und 552 ist für Gerinneaufweitungen nicht gut geeignet und wird daher von der Optimierung der Gerinnebreiten ausgenommen. Das Intervall für die Optimierung ist mit Gerinneeinengungen bis 15 Metern und -aufweitungen bis 20 Metern großzügig gewählt, und die hohe Anzahl Bézierpunkte ermöglicht einen flexiblen Uferverlauf. Die äußeren Punkte der Bézierkurve sind unveränderlich. Mit neun Bézierpunkten für die Gewässersohle und 16 Punkten für das rechte Ufer ergeben sich 25 zu optimierende Entscheidungsvariablen.

Die Anzahl Nachkommen λ pro Generation wird mit 40 festgelegt und es werden zehn Optimierungsläufe mit jeweils 4000 Iterationsschritten ausgeführt. Die Gesamtkosten betragen zwischen

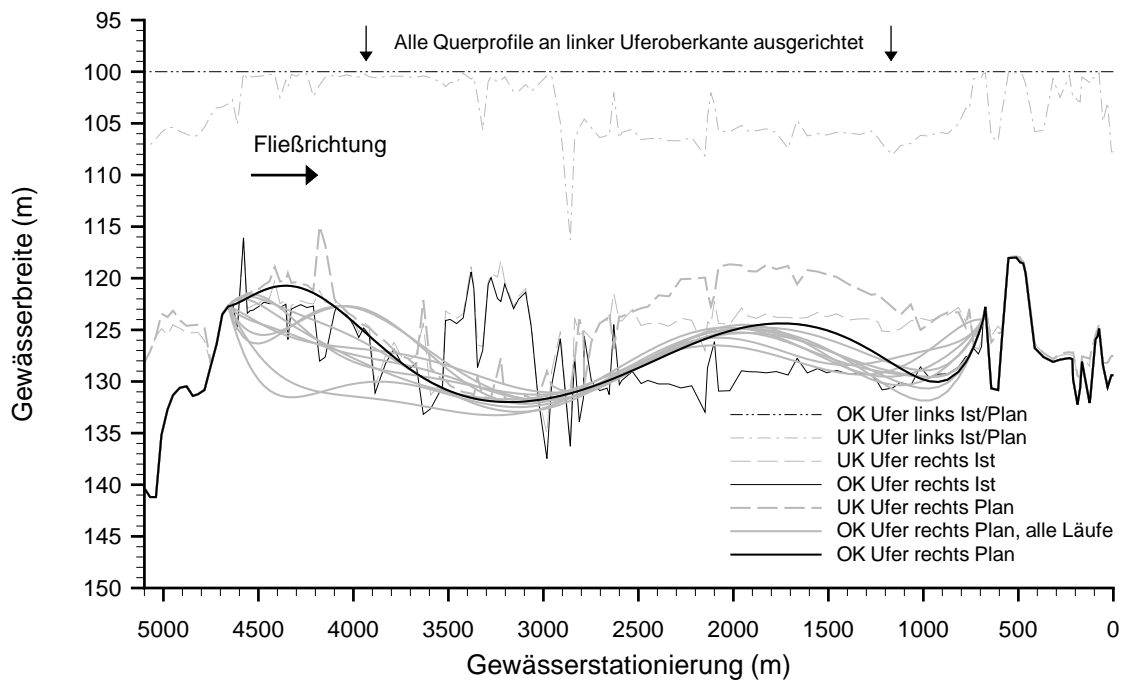


Abbildung 5.20: Anwendungsbeispiel C, alle Läufe: Lageplan mit Ist- und Planzuständen

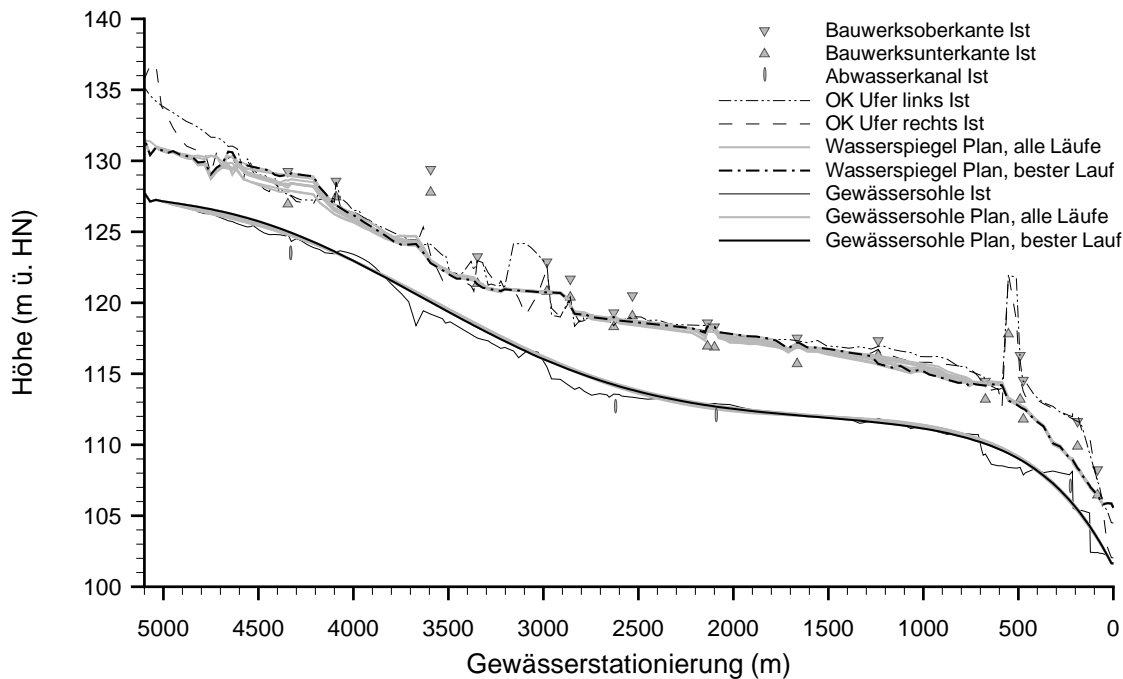


Abbildung 5.21: Anwendungsbeispiel C, alle Läufe: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen

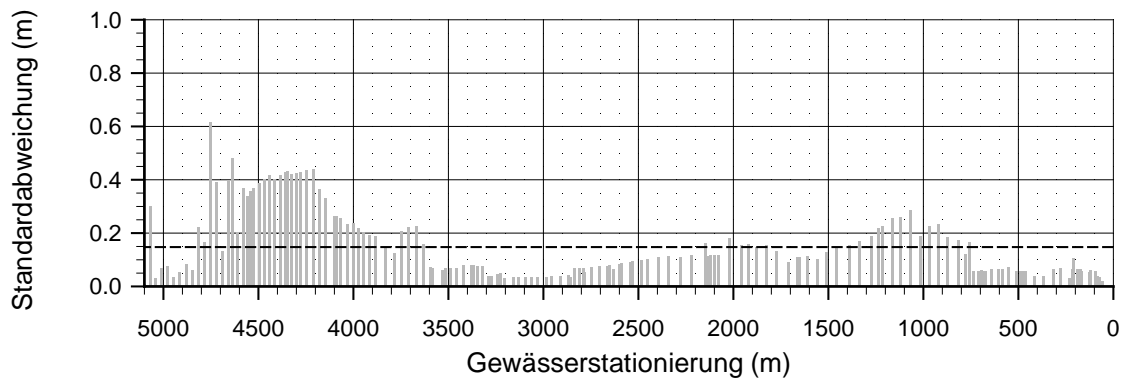


Abbildung 5.22: Anwendungsbeispiel C, alle Läufe: Standardabweichung der Wasserspiegellagen je Querprofil über die Gewässerlänge. Die durchschnittliche Standardabweichung (– –) beträgt 14,8 Zentimeter.

25,9 und 26,5 Mio. Euro und liegen damit nur zwei Prozent auseinander. Der Lageplan in Abbildung 5.20 und der Längsschnitt in Abbildung 5.21 stellen die zehn Läufe gegenüber. Während die Gewässersohlen aller Optimierungsläufe einen sehr einheitlichen Verlauf haben, unterscheiden sich die Uferlinien im Oberstrom um bis zu zehn Meter. Die Auswirkungen auf die Wasserspiegellagen sind vergleichsweise gering. Im Oberstrom liegen die Standardabweichungen der Wasserspiegellagen bei 0,4 Metern und maximal bei 0,6 Metern (siehe Abbildung 5.22). Im mittleren Gewässerabschnitt sind die Standardabweichungen unter dem Mittelwert von 14,8 Zentimetern und im Unterstrom erreichen sie Werte von maximal 0,3 Metern. Die mittlere Fließtiefe beträgt im Planzustand für den besten Lauf 3,9 Meter.

Die unterschiedlichen Ufergeometrien resultieren daher, dass die Kosten für Maßnahmen an der Sohle sehr gering und somit wenig sensitiv auf die Gesamtkosten sind. Gerinneeinengungen und -aufweitungen werden hauptsächlich an der sich einstellenden Wasserspiegellage gemessen, weil danach die neuen, relativ teuren Ufersicherungen bemessen werden. Dieser Effekt wird auch mit dem Testfall Gebäude in Abschnitt 4.4 deutlich. Gegenüber dem Testfall sind bei dem Anwendungsbeispiel die Brücken als zusätzliche Randbedingung zu berücksichtigen. Bei der Kalkulation von Brückenanhebungen bekommt die Wasserspiegellage also noch mehr Einfluss auf die Gesamtkosten und die Kosten für Sohlensicherung verlieren weiter an Bedeutung. **Die – gemessen an einer mittleren Fließtiefe im Planzustand des besten Laufs von 3,9 Metern – verhältnismäßig geringen Standardabweichungen und die geringen Unterschiede in den Gesamtkosten aller Läufe lassen eine Beurteilung der Optimierungsergebnisse als gut zu.** Der beste Lauf zeigt eine harmonische Uferlinie, die sich an den Bearbeitungsändern dem Bestandströmungsgünstig anpasst.

Mit der optimierten Lösung sind Maßnahmen an der Sohle auf 77 Prozent der Gewässerlänge vorgesehen. Auf 21 Prozent (1081 Metern) sind Eintiefungen im Mittel von 0,4 Metern und maximal von 2,0 Metern geplant. Die größten Eintiefungen treten im Bereich des rückgebauten Wehres bei Station 216 auf. Im Oberstrom dieses Bereichs beträgt die maximale Eintiefung 0,5 Meter und der Mittelwert liegt bei 0,3 Meter. Die Differenzen der Sohlenhöhen zwischen Plan- und Istzustand sind in Abbildung 5.26 dargestellt. Sohlenerhöhungen von maximal 1,6 und im Mittel 0,6 Metern

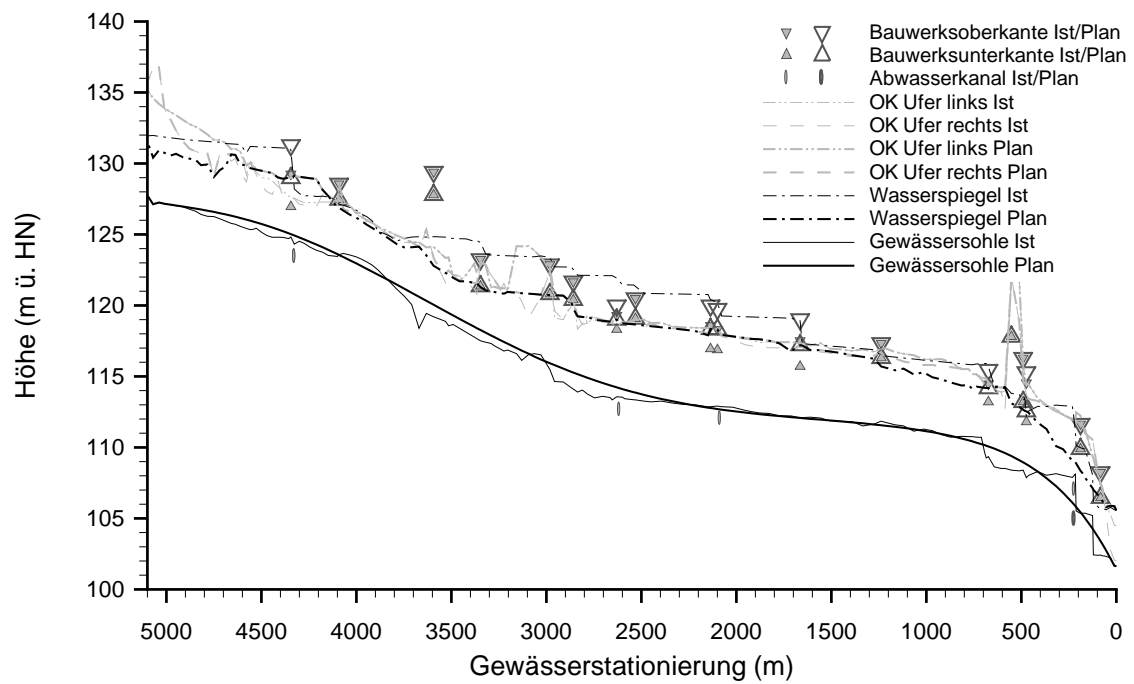


Abbildung 5.23: Anwendungsbeispiel C, bester Lauf: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzustand. Abwasserkanäle im Planzustand sind nur dargestellt, falls Veränderungen gegenüber dem Istzustand bestehen.

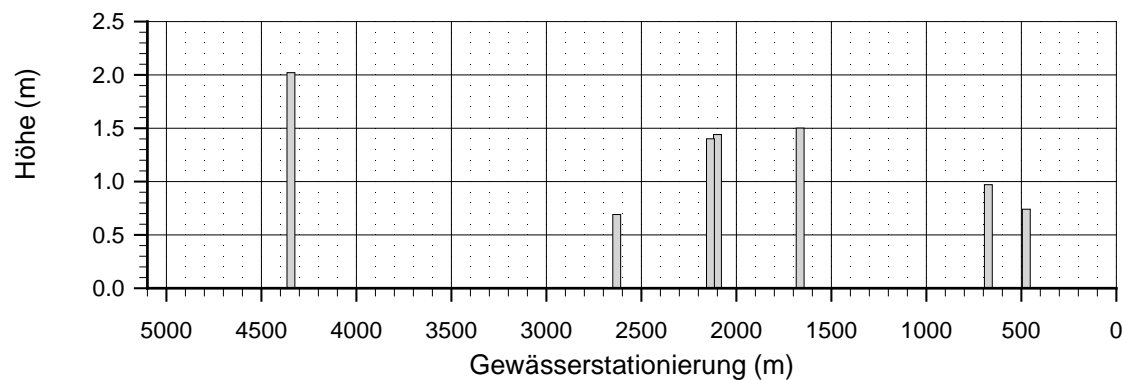


Abbildung 5.24: Anwendungsbeispiel C, bester Lauf: Maß der Brückenanhebungen

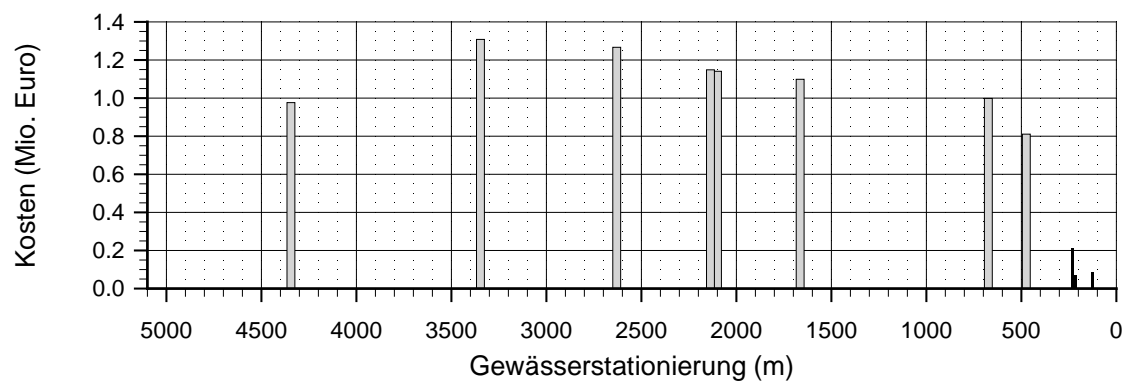


Abbildung 5.25: Anwendungsbeispiel C, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an Brücken (□) und anderen das Gewässer kreuzenden Bauwerken (■) wie Wehre und Abwasserkanäle. Die Kosten für Wasserhaltungen und Fangedämme sind nicht enthalten.

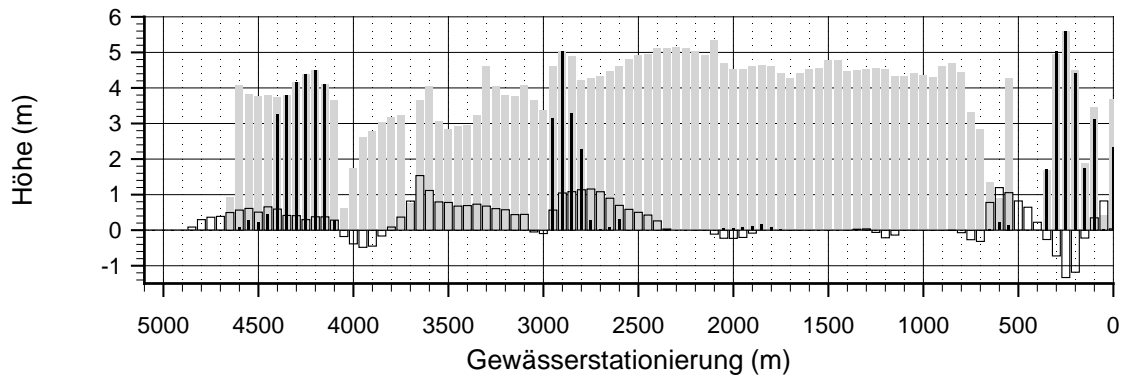


Abbildung 5.26: Anwendungsbeispiel C, bester Lauf: Differenzen der Sohlenhöhen (\square) zwischen Plan- und Istzustand sowie geplante Höhen der Ufersicherungen links (\blacksquare) und rechts (\blacksquare) über die Gewässerlänge (gemittelt auf 50 Meter lange Abschnitte). Werte für Ufersicherungshöhen unter 0,5 Metern geben die Höhe von Aufmauerungen wieder.

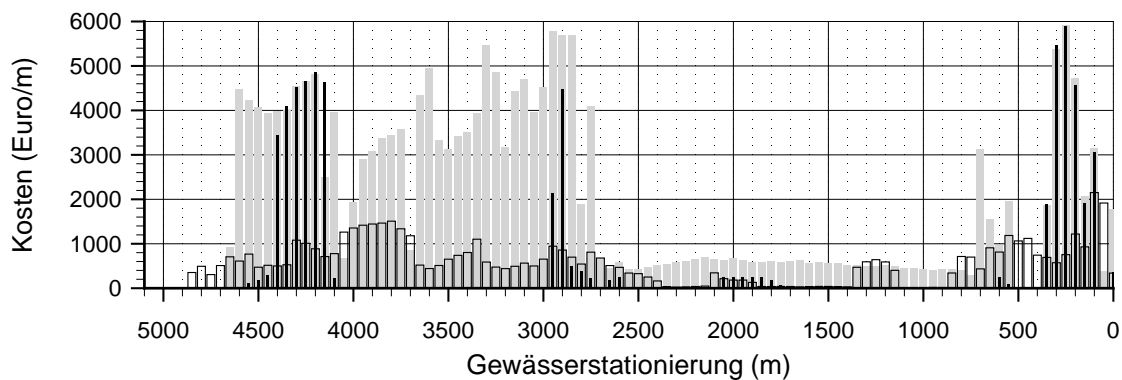


Abbildung 5.27: Anwendungsbeispiel C, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge (gemittelt auf 50 Meter lange Abschnitte) für Maßnahmen an den linken (\blacksquare) und rechten (\blacksquare) Ufern sowie der Sohle (\square). Die Angaben umfassen Rück- und Neubau aber nicht Wasserhaltung und Fangedamm.

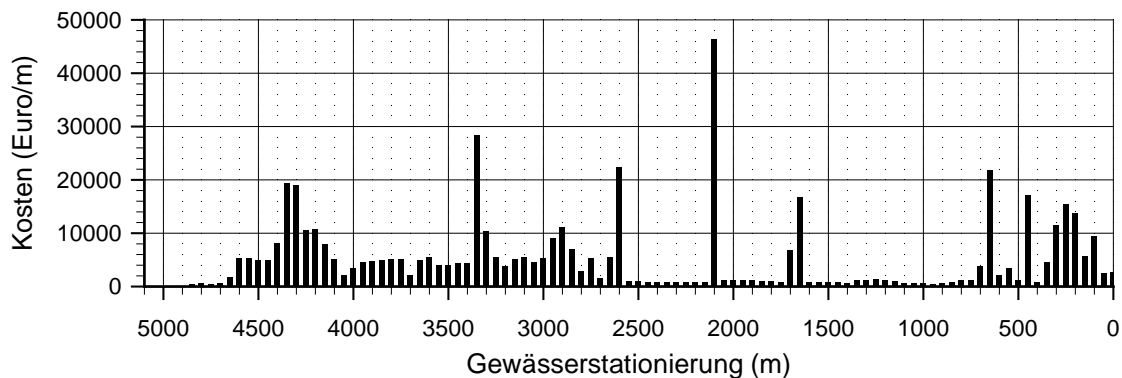


Abbildung 5.28: Anwendungsbeispiel C, bester Lauf: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge (gemittelt auf 50 Meter lange Abschnitte). Die Summe der Gesamtkosten beläuft sich auf 25,9 Mio. Euro.

sind auf 53 Prozent (2691 Metern) des Abschnitts vorgesehen. Die größten Erhöhungen treten im Bereich des Kolks bei Station 3670 auf. Entlang des flachen Gewässerabschnitts zwischen den Stationen 800 und 2300 ist die Sohle gegenüber dem Istzustand kaum verändert. Die Schubspannungen τ im Planzustand betragen zwischen 27 und 215 N/m², der Mittelwert liegt bei 102 N/m². Als Sicherungsarten für die Sohle kommen somit Querriegel, Steinschüttungen, Setzpacke und Raupflaster zum Einsatz. Die zu sichernden Sohlenbreiten liegen zwischen 14,9 und 31,8 Meter und betragen im Mittel 24,9 Meter. Alle Maßnahmen an der Gewässersohle machen mit 2,9 Mio. Euro elf Prozent an den Gesamtkosten aus. Eine Verteilung der Kosten für Maßnahmen an der Sohle geht aus Abbildung 5.27 hervor.

Die beiden Wehre im Unterstrom an den Stationen 125 und 216 werden zurückgebaut. Das geplante Sohlengefälle in diesem Bereich beträgt maximal 25 Promille. An der Station 226 ist eine Tieferlegung des Abwasserkanals um 2,0 Meter vorgesehen. Die Kosten werden mit 214.500 kalkuliert. Insgesamt belaufen sich die Kosten für Maßnahmen an Wehren und Kanal auf 0,4 Mio. Euro. Sie haben damit einen Anteil von 1,4 Prozent an den Gesamtkosten. Die Kosten je Maßnahme gehen aus Abbildung 5.25 hervor.

Aufgrund der veränderten Gerinnebreiten bestehen große Unterschiede zwischen den Maßnahmen an den linken und den rechten Ufern. Weil die Gerinneeinengungen oder -aufweitungen ausschließlich rechtsseitig ausgeführt werden, sind nur an 26 Prozent (1328 Meter) der linken Ufer Maßnahmen geplant. Rechts sind dagegen für 83 Prozent (4218 Meter) der Ufer Maßnahmen vorgesehen. Linksseitig werden 41 Prozent Ufermauern, sieben Prozent Böschungen und 51 Prozent Aufmauerungen kalkuliert. Aufgrund der geänderten Gerinnebreiten und Uferneubauten ergeben sich rechts zu etwa gleichen Teilen Ufermauern (47 Prozent) und Böschungen (50 Prozent), aber nur drei Prozent Aufmauerungen. Mit der Kostenverteilung über die Gewässerslänge in Abbildung 5.27 wird deutlich, dass die Böschungen zwischen den Stationen 759 und 2587 nur einen geringen Teil der Kosten umfassen. Die Ufermauern machen 89 Prozent an den Kosten für Maßnahmen am rechten Ufer aus. Uferneubauten aufgrund von Sohleneintiefungen größer 0,5 Meter treten beidseitig nur im Bereich der beiden Wehre zwischen den Stationen 216 und 368 auf. Am linken Ufer sind die neu zu bauenden Ufersicherungen maximal 6,0 und im Mittel 4,6 Meter hoch. Die Aufmauerungen links betragen im Mittel 0,2 Meter. Am rechten Ufer liegen die neuen Uferhöhen bei maximal 6,4 und im Mittel bei 4,2 Metern. Die Kosten für alle Ufersicherungen summieren sich zu 13,1 Mio. Euro und machen mit 50 Prozent den größten Anteil an den Gesamtkosten aus.

Es sind Ersatzneubauten für acht der 18 Brücken vorgesehen. Die dafür kalkulierten Kosten gehen aus Abbildung 5.25 hervor. Aufgrund von Gerinneaufweitungen sind zwei Brücken neu zu bauen: Die Brücke Wernerstraße (Stationen 2630) mit einer Aufweitung von 5,23 Metern und einer Brückenanhebung von 0,69 Metern sowie die Brücke Oederaner Straße (Station 3347) mit einer Aufweitung von 3,07 Metern und ohne Anhebung. Brückeneubauten aufgrund von Sohleneintiefungen über 1,5 Meter sind nicht erforderlich. Die Maße der Anhebungen der Brücken können Abbildung 5.24 entnommen werden. Die Brückenneubauten machen mit insgesamt 8,7 Mio. Euro in etwa 34 Prozent der Gesamtkosten aus (siehe Tabelle 5.4). Die Verteilung der Gesamtkosten in

Abbildung 5.28 zeigt, dass im Bereich der beiden Brückenanhebungen an den Stationen 2100 und 2136 (Brücken der Fröbelstraße) die höchsten Kosten pro Meter Gewässerlänge anfallen.

5.4 Vergleich und Bewertung der Optimierungsergebnisse

5.4.1 Anwendungsbeispiele

Um das Gewässer für den Bemessungsdurchfluss von $400 \text{ m}^3/\text{s}$ zu ertüchtigen – im Istzustand verursachen zwölf der 18 Brücken zum Teil erhebliche Rückstau und 46 Prozent der linken sowie 65 Prozent der rechten Ufer sind überströmt (siehe Abschnitt 5.2) – werden umfangreiche Maßnahmen erforderlich. **Mit dem Anwendungsbeispiel A wird die preisgünstigste Lösung von allen Anwendungsbeispielen ausgearbeitet, die im Wesentlichen Brückenanhebungen vorsieht.** Die zusätzlichen Maßnahmen an der Sohle betreffen zwar 72 Prozent der Gewässerlänge, sind aber überwiegend im Maß der Erhöhungen oder Eintiefungen nicht sehr umfangreich. Auf 1560 Metern zwischen den Stationen 777 und 2339 sind keine Maßnahmen oder nur solche mit Veränderungen in den Sohlenhöhen unter 0,2 Metern vorgesehen. Die Maßnahmen an den Ufern machen zwar einen hohen Anteil an den Kosten aus, sind aber räumlich nicht weit ausgedehnt. Die **Gesamtkosten** aller Maßnahmen betragen **19,0 Mio. Euro** für Anwendungsbeispiel A. Auffällig sind die Sohlenerhöhungen im oberen Gewässerabschnitt zwischen den Stationen 2394 und 3786, die folgende Ursache haben: Nur mit den Erhöhungen stellt sich im Oberstrom zwischen den Stationen 4578 und 5098 schießender Abfluss und somit ein niedriger Wasserstand ein. Bließen die Erhöhungen aus, käme es im Oberstrom zum Strömen – vergleichbar dem Istzustand. Der Wasserspiegel läge dann um bis zu 2,0 Meter höher und würde das rechte Ufer überströmen, was Maßnahmen hervorrufen würde, die teurer als die Sohlenerhöhungen wären.

Mit dem **Anwendungsbeispiel B** wird eine Lösung zur schadlosen Ableitung des Bemessungshochwassers gesucht, die **ohne Brückenanhebungen** auskommt. Daraus ergibt sich eine Variante, die **Sohleneintiefungen um im Mittel 1,1 Meter und maximal bis 3,4 Meter** vorsieht. Aufgrund der Eintiefungen sind umfangreiche Neubauten der Ufersicherungen erforderlich. Eine Brücke ist mit gleicher Bauwerksunterkante neu zu errichten, weil durch die Sohleneintiefung von 1,7 Metern die Gefahr besteht, dass die Fundamente untergraben werden. Die **Gesamtkosten** sind mit **35,2 Mio. Euro** fast doppelt so hoch wie die für Anwendungsbeispiel A (siehe Tabelle 5.4). Es ist jedoch zu beachten, dass der Kalkulation für Brückenneubauten sehr allgemeine Annahmen zugrunde liegen. Insbesondere die Kosten der Bahnbrücken zwischen den Stationen 474 und 552 sind möglicherweise zu gering angesetzt und könnten das Ergebnis von Anwendungsbeispiel A deutlich verändern. Zudem ist die Realisierbarkeit von Brückenanhebungen über 1,0 Meter im dicht bebautem Stadtgebiet von Dresden fragwürdig. Gegebenenfalls wäre eine Optimierung mit auf 1,0 Meter limitierten Brückenanhebungen sinnvoll.

Bei Anwendungsbeispiel C bringt die zusätzliche Optimierung der Gerinnebreiten keine Kostenersparnis gegenüber Anwendungsbeispiel A. Die Gesamtkosten liegen mit 25,9 Mio. Euro zwischen den beiden anderen Anwendungsbeispielen und sind gegenüber Anwendungsbeispiel A um 36 Prozent höher. Der Grund dafür liegt in den besonderen örtlichen Gegebenheiten

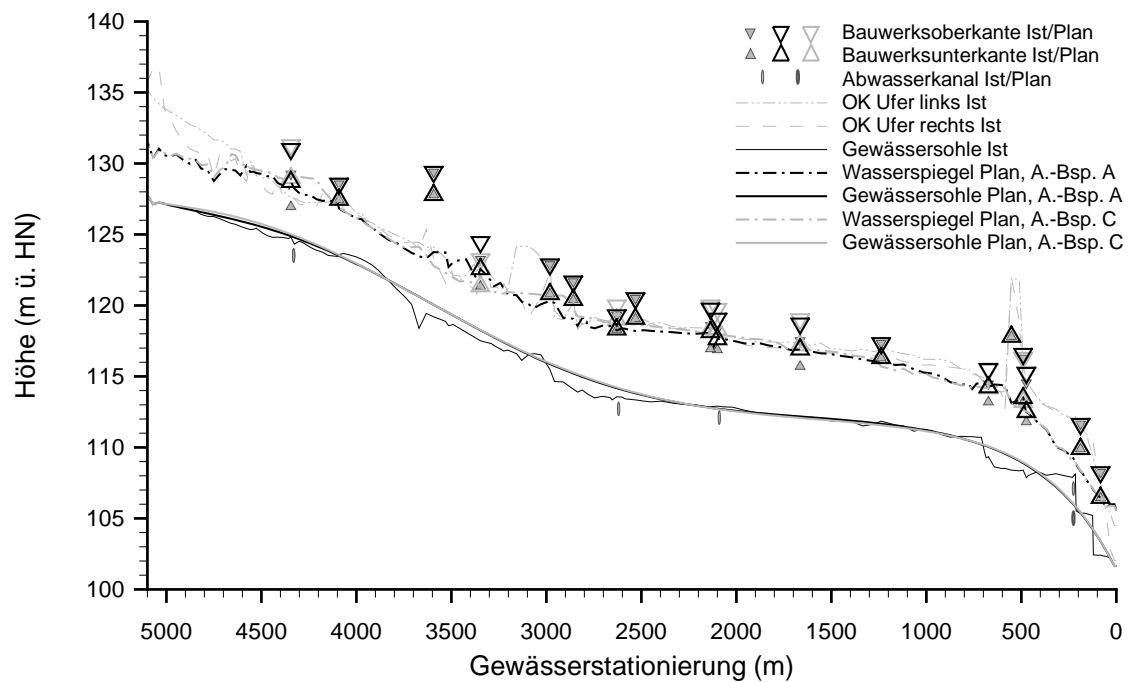


Abbildung 5.29: Anwendungsbeispiele A (A.-Bsp. A) und C (A.-Bsp. C) im Vergleich: Längsschnitt mit Istzuständen. Mit Bauwerksunter- und -oberkanten im Istzustand (kleine Dreiecke) sowie den Planzuständen der Anwendungsbeispiele A (schwarz) und C (grau).

begründet: **Das Gewässer ist ohne die niedrig kreuzenden Brücken ausreichend leistungsfähig und Aufweitungen sind nicht notwendig, wenn einige Brücken angehoben werden. Deutlich wird dies, weil Anwendungsbeispiel A mit Brückenanhebungen und der optimierten Gewässersohle eine Wasserspiegellage erzielt, die weitestgehend unterhalb der Uferoberkanten liegt. Somit sind nur wenige Ufer baulich zu verändern. Die Gerinneaufweitungen in Anwendungsbeispiel C können nicht kostenmindernd eingesetzt werden, weil keine Notwendigkeit besteht, die Wasserspiegellinie weiter zu senken.** Da die Gerinnebreiten im Bestand sehr stark variieren, kann der exakte Uferverlauf im Istzustand mit der Bézierkurve nicht abgebildet werden und im Planzustand werden rechts ausgedehnte Neubauten der Ufersicherungen erforderlich. Das verursacht die vergleichsweise höheren Kosten für Anwendungsbeispiel C. Der größte Anteil (6,3 Mio. Euro) an der Gesamtdifferenz (6,9 Mio. Euro) fällt für neue Sicherungen am rechten Ufer an.

Mit den Aufweitungen in Anwendungsbeispiel C steigen die Kosten für einzelne Brückenneubauten, falls die Gerinnebreite und somit die Brückenspannweite zunimmt. Aus diesem Grund ist das Gewässer zwischen den Stationen 1066 und 2600 um im Mittel 3,1 Meter eingengt: gerade so weit, dass die geplanten Brücken preiswerter werden und der Wasserspiegel aufgrund des engen Gerinnes nicht über die Ufer tritt. **Die Einengungen machen deutlich, dass die vom Optimierungssystem ausgewählten Lösungen durchaus plausibel sind.** Im Bereich der Brücke Oederaner Straße (Station 3347) sind die Ufer im Istzustand verhältnismäßig niedrig, was bei Anwendungsbeispiel A Ufererhöhungen und eine Brückenanhebung erforderlich macht. Hier wirkt sich die Aufweitung günstig aus: Der Wasserspiegel ist gegenüber Anwendungsbeispiel A um ca. 1,5 Meter gesenkt und auf Maßnahmen am linken Ufer und die Brückenanhebung kann verzichtet

Tabelle 5.5: Anwendungsbeispiele im Vergleich zu *Weißeritz 400*: Übersicht der untersuchten Szenarien mit Freiheitsgraden für die Planungen

Szenario	Freiheitsgrade		
	Sohlenhöhen	Gerinnenbreiten	Brückenanhebungen
Anwendungsbeispiel A	ja	nein	ja
Anwendungsbeispiel B	ja	nein	nein
<i>Weißeritz 400</i> , Variante 2	ja	nein	ja
<i>Weißeritz 400</i> , Variante 3	ja (Eintiefungen mit senkrechten Ufern)	nein	nein
<i>Weißeritz 400</i> , Variante 4	ja (Eintiefungen mit trapezförmigen Profilen)	nein	nein

werden. Wegen der größeren Spannweite ist der Brückenneubau jedoch nicht preiswerter. Abbildung 5.29 stellt die Anwendungsbeispiele A und C im Längsschnitt gegenüber. Der Sohlenverlauf ist bei beiden Lösungen nahezu identisch und gegenüber dem Istzustand nur wenig verändert.

Wie in Abschnitt 5.2 beschrieben, sind bei der Optimierung keine parallel zum Gewässer verlaufende Hindernisse wie Straßen oder Gebäude und auch keine Kosten für eventuell anfallenden Grunderwerb berücksichtigt. Bei Kalkulation entsprechende Kosten würden sich abweichende Optimierungsergebnisse ergeben.

5.4.2 Anwendungsbeispiele und Studie *Weißeritz 400*

5.4.2.1 Vorbemerkung

Im Auftrag des Umweltamtes der Landeshauptstadt Dresden erstellte das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technische Universität Dresden die Studie *Weißeritz 400* (MARTIN *et al.*, 2004). Mit der Studie wurde geprüft, ob oder unter welchen Bedingungen ein Abfluss von $400 \text{ m}^3/\text{s}$ im Stadtgebiet von Dresden bordvoll abfließen kann, wo sich kritische Bereiche befinden und mit welchen Änderungen an der Gerinne- und Bauwerksgeometrie diese beseitigt werden können. Die Untersuchungen umfassen unter anderem den 5,1 Kilometer langen Gewässerabschnitt, der Gegenstand der oben beschriebenen Anwendungsbeispiele ist. Weil die Lösungen der Studie im Rahmen einer konventionellen Variantenstudie erarbeitet wurden, bietet sich ein Vergleich der Ergebnisse an, um die Leistungsfähigkeit des Optimierungssystems zu beurteilen. Mit der Studie sind keine Kosten für die ausgearbeiteten Lösungen angegeben. Der Vergleich erfolgt daher anhand der geometrischen und hydraulischen Ergebnisse.

Für den Ergebnisvergleich werden aus der Studie *Weißeritz 400* drei Varianten ausgewählt, deren Lösungsansätze den Anwendungsbeispielen ähneln. Mit der Variante 2 werden Sohleneintiefungen und Brückenanhebungen kombiniert, um die hydraulische Leistungsfähigkeit zu steigern. Die

Vorgehensweise entspricht damit dem Anwendungsbeispiel A. Bei den Varianten 3 und 4 werden Brückenanhebungen ausgeschlossen, so dass die Leistungssteigerung nur über Sohleneintiefungen realisiert wird. Diese Vorgehensweise entspricht dem Anwendungsbeispiel B. Die Freiheitsgrade der Anwendungsbeispiele und der Varianten sind in Tabelle 5.5 gegenübergestellt. Der Unterschied zwischen den Varianten 3 und 4 besteht in der Gestaltung der Querprofile bei Sohleneintiefungen. Bei Variante 3 sind die Profile ab den Uferunterkanten überwiegend senkrecht und bei Variante 4 trapezförmig eingetieft. Für die Ausführung würde bei Variante 3 demnach auf Spundwände und Unterfangungen für bestehende Fundamente und Brückenwiderlager zurückgegriffen. Bei Variante 4 kann darauf häufiger verzichtet werden, weil Bermen an den Uferunterkanten vorgesehen werden. Mit den Querprofilen in den Abbildungen 5.34 bis 5.39 werden die unterschiedlichen Herangehensweisen deutlich.

5.4.2.2 Zugrunde liegende Istzustände

Der für die Studie *Weißeritz 400* zugrunde gelegte Istzustand weicht von dem für die Anwendungsbeispiele verwendeten Istzustand teilweise ab. In Abbildung 5.30 sind die beiden Längsschnitte dargestellt. Weil die Gewässerstationierungen nicht übereinstimmen, sind in diesem wie allen folgenden Längsschnitten auf die Stationen der Studie *Weißeritz 400* 20 Meter addiert. Im mittleren Gewässerabschnitt zwischen den Stationen 1680 und 3000 bestehen Unterschiede in den Sohlenhöhen von bis zu 1,1 Metern. Im Oberstrom zwischen den Stationen 4000 und 5100 liegen die Abweichungen um 0,4 Meter. Bei den Uferhöhen bestehen nur geringfügige Unterschiede. Für eine bessere Übersichtlichkeit wird daher auf die Darstellung der Uferhöhen aus dem Istzustand von *Weißeritz 400* in den Längsschnitten verzichtet. Die Gerinnebreiten beider Istzustände sind mit Abbildung 5.31 wiedergegeben. Die deutlichsten Abweichungen treten im Bereich der Station 900 mit bis zu 2,4 Metern auf. Beispielhaft sind in Abbildung 5.32 die Querprofile an der Gewässerstation 920 der Anwendungsbeispiele und der Station 923 aus *Weißeritz 400* (korrigiert von ursprünglicher Station 903) gegenübergestellt.

Die Brücken sind bis auf wenige Ausnahmen sehr ähnlich modelliert. Die deutlichsten Unterschiede sind, dass bei der Studie *Weißeritz 400* die Brücke Altplauen (Station 4560) und die Behelfsbrücke Löbtauerstraße (Station 2785) berücksichtigt wurden. Beide Bauwerke sind in der Datengrundlage für die Anwendungsbeispiele nicht enthalten und daher unberücksichtigt (siehe Tabelle 5.2). Insbesondere die Brücke Löbtauerstraße ist sehr niedrig und kann die Variantenstudie zur Lösungsfindung signifikant beeinflussen.

Im Rahmen der Studie *Weißeritz 400* wird für die eindimensionalen Spiegellinienberechnungen das Programm HEC-RAS 3.1 (HEC, 2002) verwendet. Als hydraulische Randbedingungen werden am unteren und oberen Modellrand die Normalabflusstiefen angesetzt. Die Vorgehensweise entspricht damit den Anwendungsbeispielen. Als Gerinnerauheiten werden für die Variantenstudie durchgehend Strickler-Beiwerte k_{St} von $35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angesetzt, was in etwa den modellierten äquivalenten Sandrauheiten k der Anwendungsbeispiele entspricht. Abweichungen bestehen bei den verwendeten Fließgesetzen: Während die Berechnungen für die Anwendungsbeispiele mit der universellen Fließformel von *Darcy-Weisbach* ausgeführt werden, wendet HEC-RAS den Ansatz nach

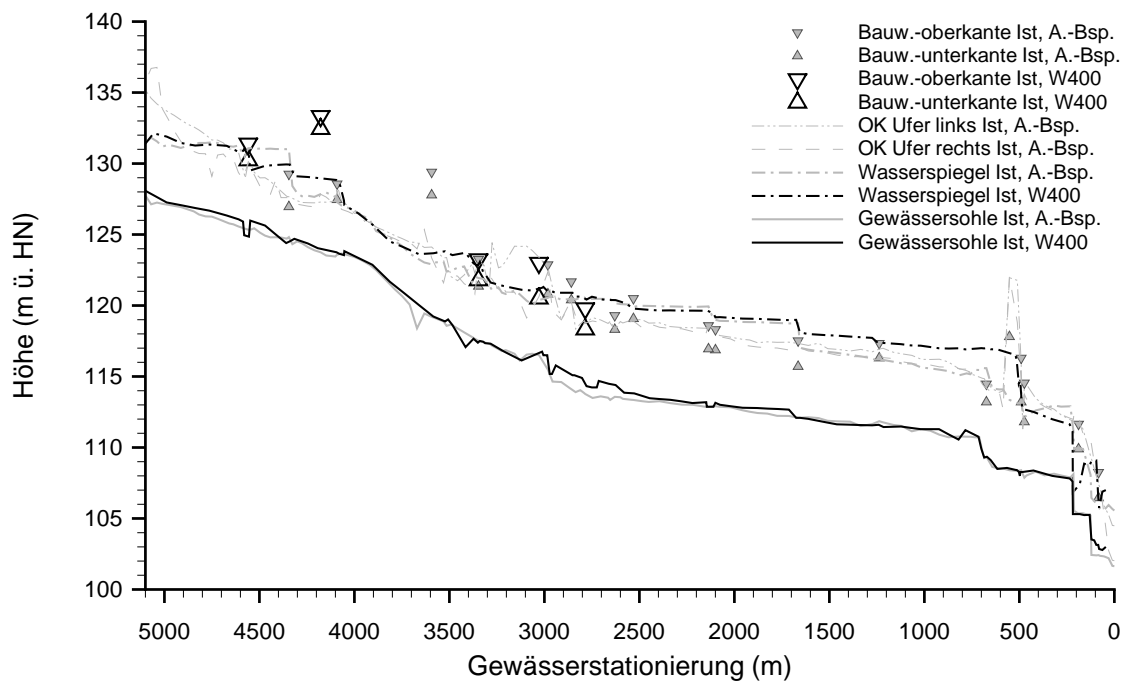


Abbildung 5.30: Anwendungsbeispiele (A.-Bsp.) im Vergleich zu *Weißeritz 400* (W400): Längsschnitt mit Istzuständen. Es sind nur die Bauwerksunter- und -oberkanten für *Weißeritz 400* dargestellt, die vom Istzustand der Anwendungsbeispiele abweichen.

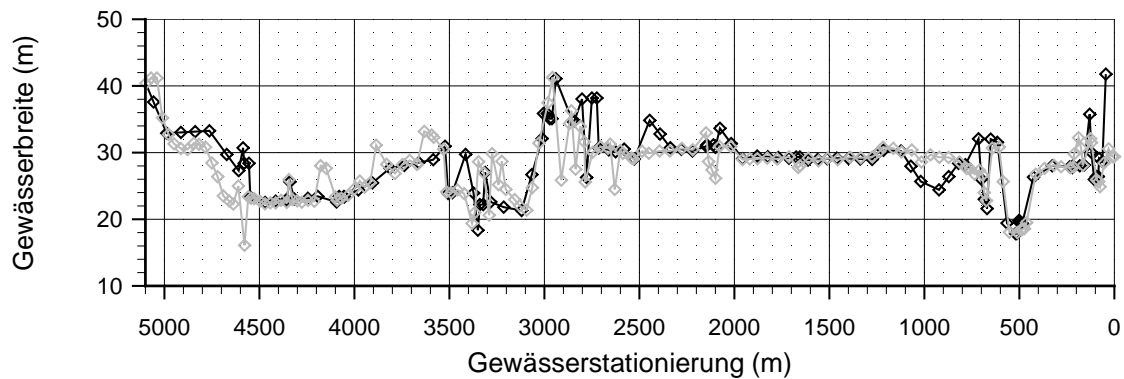


Abbildung 5.31: Anwendungsbeispiele (grau) im Vergleich zu *Weißeritz 400* (schwarz): Gerinnebreiten über die Gewässerlänge im Istzustand

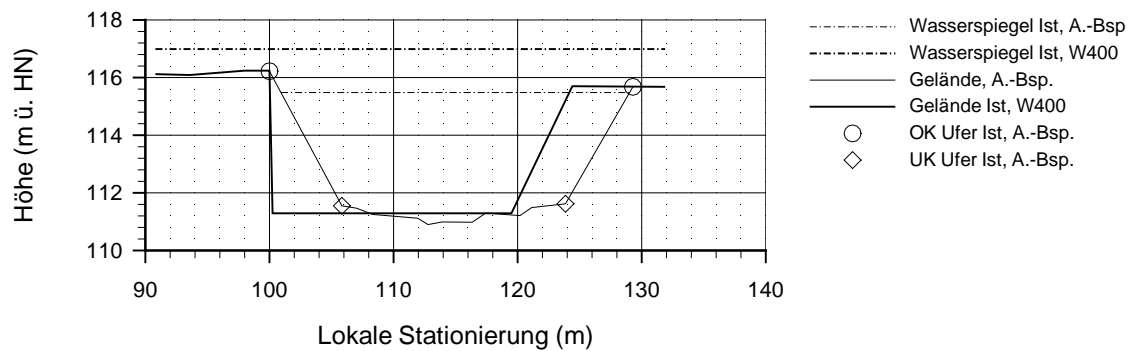


Abbildung 5.32: Anwendungsbeispiele (A.-Bsp.) im Vergleich zu *Weißeritz 400* (W400): Querprofile an Station 920 im Istzustand. Die Datengrundlagen weichen an diesem Querprofil voneinander ab.

Manning-Strickler an (siehe Abschnitt 3.4). Wie in Abschnitt 3.5.3 beschrieben, werden die Grenzen des durchströmten Bereichs für die Anwendungsbeispiele an den Oberkanten der Ufer platziert. Für die Berechnungen zu *Weißeritz 400* sind die abflusswirksamen Querschnitte teilweise etwas großzügiger gesetzt, so dass auch schmale Vorlandbereiche in die Berechnung eingehen. Der in Abbildung 5.32 dargestellte Wasserspiegel geht daher über die Uferoberkanten hinaus. Mit Verweis auf die hydraulischen Handbücher der Programme WSPR2007 (KNAUF, 2003) und HEC-RAS 3.1 (HEC, 2002) sei noch angemerkt, dass die Modellierung der Brücken bei den beiden Programmen voneinander abweicht.

Aus dem Längsschnitt in Abbildung 5.30 geht hervor, dass die Wasserspiegellagen der Istzustände zwischen den Stationen 552 und 1664 sowie 4091 und 4560 deutlich voneinander abweichen. Die Differenzen von bis zu drei Metern treten in Rückstaubereichen von Brücken auf und sind sowohl auf die abweichenden Datengrundlagen als auch auf die unterschiedlichen Programme zurückzuführen. Für den restlichen Gewässerabschnitt stimmen die Ergebnisse verhältnismäßig gut überein.

5.4.2.3 Anwendungsbeispiel A im Vergleich mit Variante 2

Die Längsschnitte mit den für Anwendungsbeispiel A und Variante 2 ausgearbeiteten Lösungen sind in Abbildung 5.33 gegenübergestellt. Im Unterstrom weichen die Sohlenverläufe der beiden Lösungen voneinander ab, weil mit der Variante 2 nicht vorgesehen ist, die Wehre an den Stationen 125 und 216 zurückzubauen. In dem flachen Gewässerabschnitt zwischen den Stationen 800 und 2200 entsprechen beide Sohlenverläufe nahezu dem Istzustand. Weiter im Oberstrom sieht Variante 2 zum Teil deutliche Sohleneintiefungen von bis zu 2,6 Metern vor. Im Mittel liegen die Eintiefungen bei 1,0 Meter. Mit Anwendungsbeispiel A soll die Sohle im Mittel um 0,4 Meter eingetieft und abschnittsweise sogar erhöht werden. Die Abbildungen 5.34, 5.36 und 5.38 stellen die Querprofile beider Lösungen an den Stationen 1238, 2868 und 3353 gegenüber.

Das Einstauen der beiden Brücken Elberadweg (Station 83) und Hamburger Straße (Station 189) im Unterstrom wird bei Variante 2 toleriert. Schäden sind hier nicht zu erwarten, weil die Ufer nicht überströmt sind. Anhebungen von zwei Bahnbrücken (Station 474 und 490) und der Brücke Tonbergstraße (Station 674) sind mit beiden Lösungen vorgesehen. Die Maßnahmen bei Variante 2 fallen dabei geringfügig umfangreicher aus, vorausgesetzt die Anhebung erfolgt nur soweit, dass die Bauwerksunterkante unmittelbar über dem Wasserspiegel liegt. Die Auswahl der anzuhebenden Brücken ist überwiegend gleich, wobei das Maß der Anhebung bei Anwendungsbeispiel A häufig geringer ausfällt. Besonders deutlich wird dies bei den beiden Brücken der Fröbelstraße (Stationen 2100 und 2136). Auf Anhebungen der Rohrbrücke an Station 2531 und der Brücke Wernerstraße (Straße 2630) wird bei dem Anwendungsbeispiel komplett verzichtet. Zudem sind die Brücken ohne Einstau. Für die Brücke Bienertstraße (Station 4345) ist das Maß der Brückenanhebung beim Anwendungsbeispiel jedoch deutlich höher.

Im unteren Gewässerabschnitt liegt die Wasserspiegellage der Variante 2 abschnittsweise über den Uferoberkanten, so dass Aufmauerungen erforderlich werden. Die zwar geringen aber durchaus geplanten Anpassungen an der Sohle bei Anwendungsbeispiel A senken den Wasserspiegel

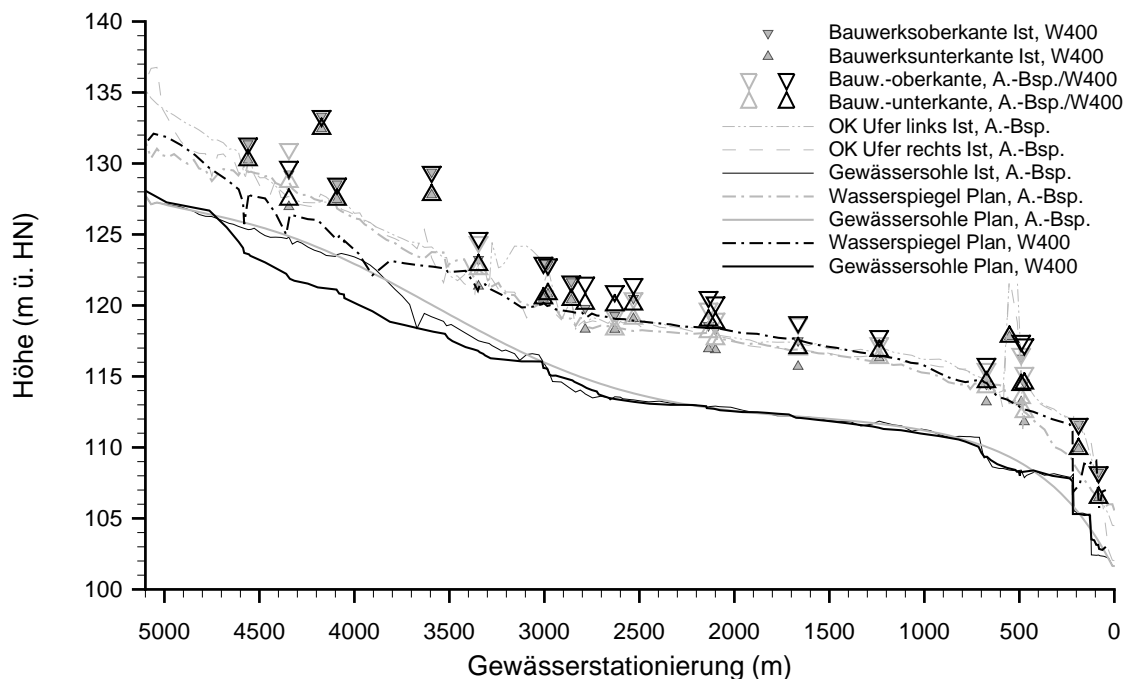


Abbildung 5.33: Anwendungsbeispiel A (A.-Bsp.) im Vergleich zu Variante 2 aus *Weißeritz 400* (W400): Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen. Die Bauwerksober- und -unterkanten des Istzustands der Anwendungsbeispiele werden nicht dargestellt.

bis unter die Uferoberkanten. Mit den für Variante 2 im oberen Gewässerabschnitt vorgesehenen umfangreichen Sohleneintiefungen sind Uferneubauten oder Unterfangungen für die bestehenden Ufersicherungen erforderlich. Bei Anwendungsbeispiel A sind in diesem Abschnitt kaum Maßnahmen an den Ufern geplant.

Beim Vergleich der Ergebnisse wird deutlich, dass das Optimierungssystem aus einem weiten Lösungsspektrum die richtige Auswahl getroffen hat. Insbesondere macht dies die gute Übereinstimmung bei der Auswahl der anzuhebenden Brücken deutlich. Im Zuge der Optimierung ist richtig erkannt worden, dass auf ausgedehnte Maßnahmen an den Ufern verzichtet werden kann, wenn ausgewählte Brücken angehoben werden. Gegenüber der händischen Anpassung der räumlichen Diskretisierung für Variante 2 kann das Optimierungssystem seine Stärke bei der Feinabstimmung ausnutzen und die Wasserspiegellagen bis auf wenige Zentimeter an die bestehenden Uferoberkanten optimieren. Zur Zweckmäßigkeit der Feinabstimmung unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten sei an dieser Stelle auf die Bemerkungen in Abschnitt 2.3.6.3 verwiesen.

5.4.2.4 Anwendungsbeispiel B im Vergleich mit Varianten 3 und 4

Mit dem Anwendungsbeispiel B und den Varianten 3 und 4 aus *Weißeritz 400* wird untersucht, wie die hydraulische Leistungsfähigkeit des Gewässers mit Veränderungen an den Sohlenhöhen und ohne Brückenanhebungen gesteigert werden kann. Alle Lösungen sehen deutliche Sohleneintiefungen vor. Die Lösungen des Anwendungsbeispiels B und der Variante 3 sind in Abbildung 5.40

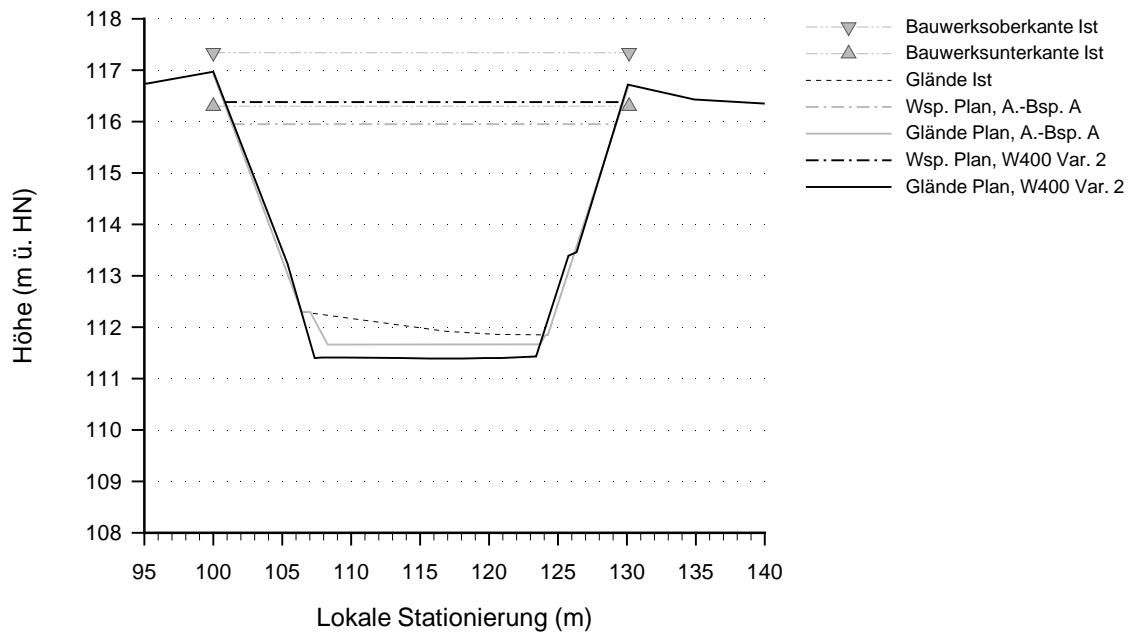


Abbildung 5.34: Anwendungsbeispiel A (A.-Bsp. A) im Vergleich zu Variante 2 aus *Weißeritz 400* (W400): Querprofile an Station 1238 mit Istzustand der Anwendungsbeispiele und den Planzuständen. Das Querprofil aus *Weißeritz 400* hat die ursprüngliche Station 1220.

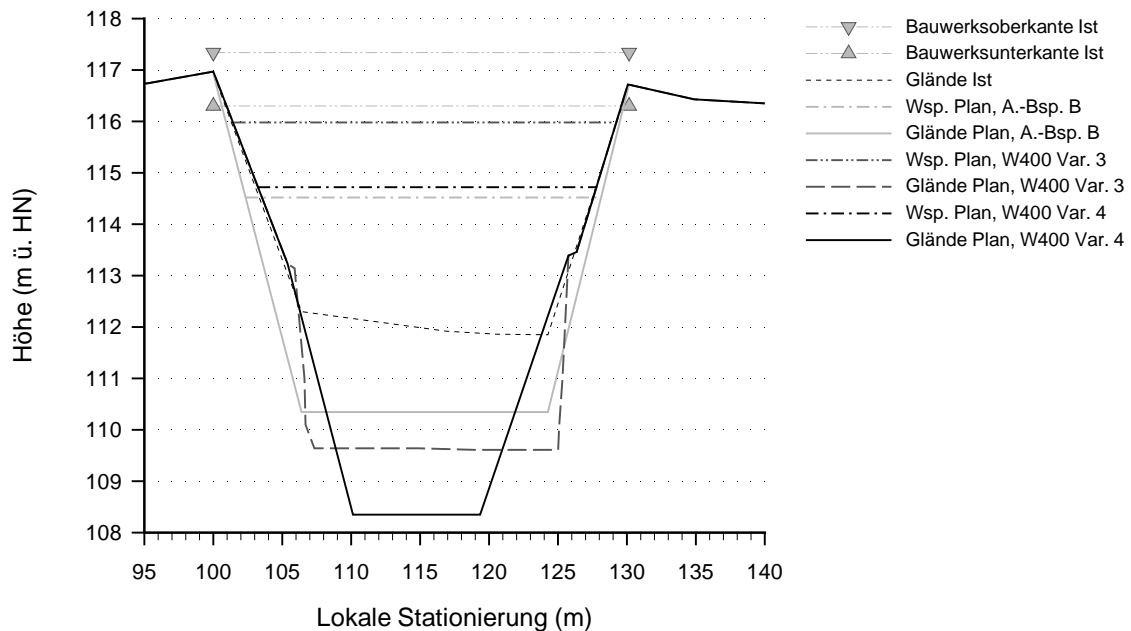


Abbildung 5.35: Anwendungsbeispiel B (A.-Bsp. B) im Vergleich zu den Varianten 3 und 4 aus *Weißeritz 400* (W400): Querprofile an Station 1238 mit Istzustand der Anwendungsbeispiele und den Planzuständen. Die Querprofile aus *Weißeritz 400* haben die ursprüngliche Station 1220.

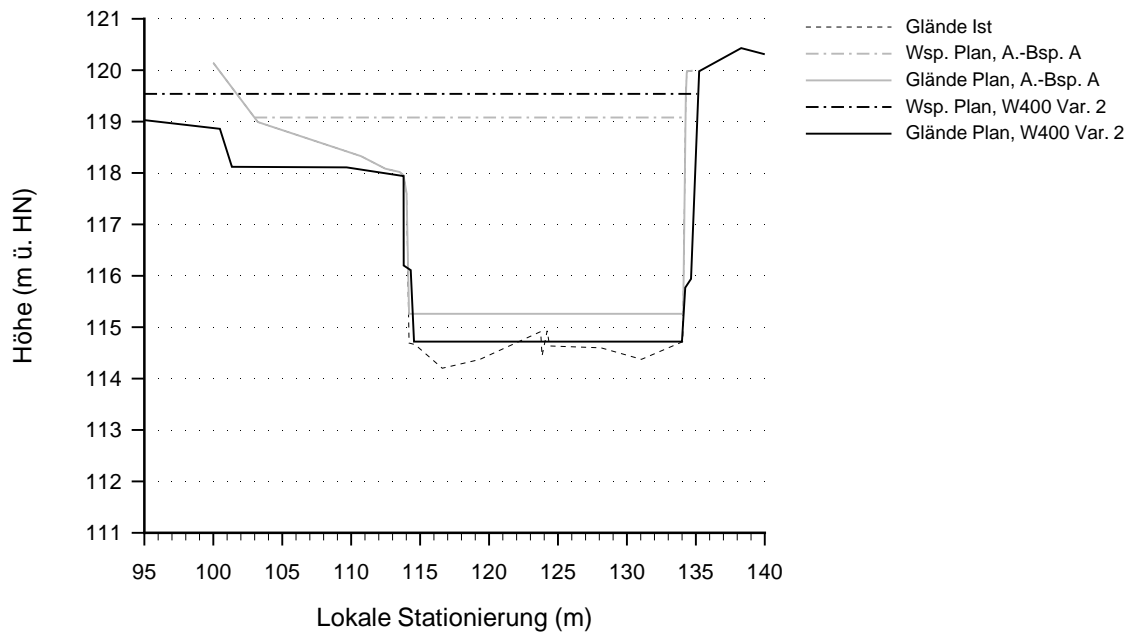


Abbildung 5.36: Anwendungsbeispiel A (A.-Bsp. A) im Vergleich zu Variante 2 aus *Weißeritz 400* (W400): Querprofile an Station 2868 mit Istzustand der Anwendungsbeispiele und den Planzuständen. Das Querprofil aus *Weißeritz 400* hat die ursprüngliche Station 2832.

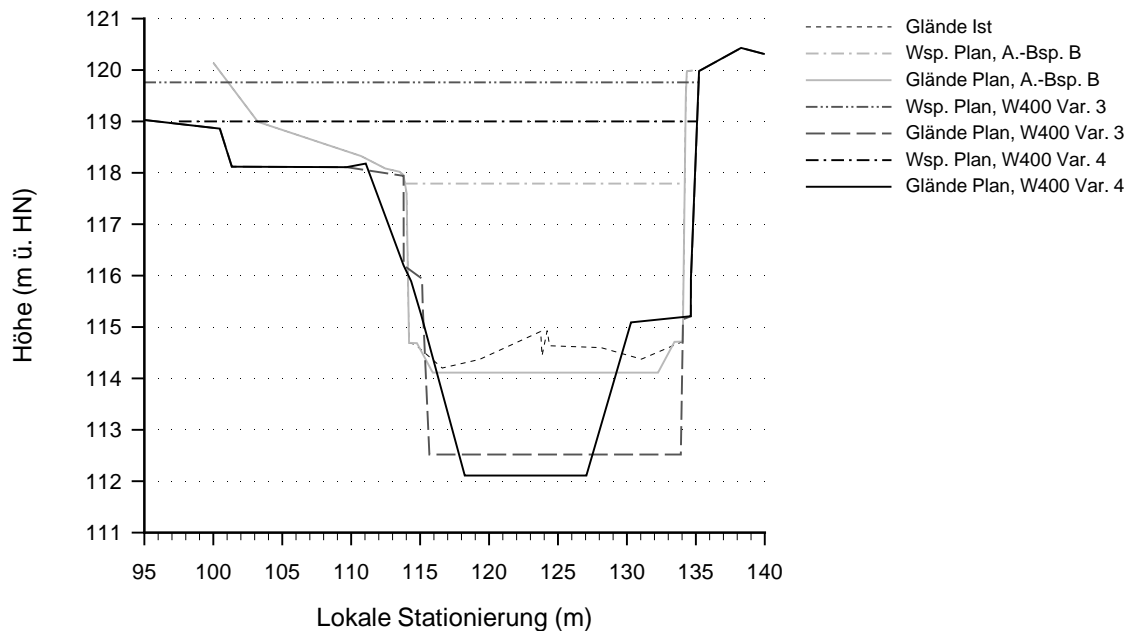


Abbildung 5.37: Anwendungsbeispiel B (A.-Bsp. B) im Vergleich zu den Varianten 3 und 4 aus *Weißeritz 400* (W400): Querprofile an Station 2868 mit Istzustand der Anwendungsbeispiele und den Planzuständen. Die Querprofile aus *Weißeritz 400* haben die ursprüngliche Station 2832.

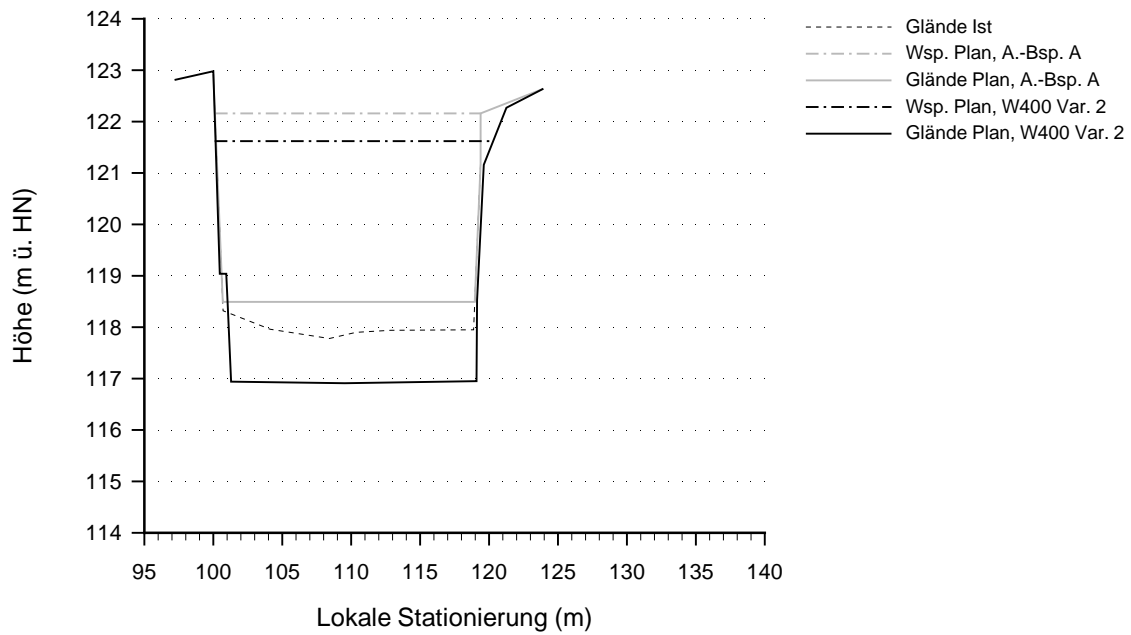


Abbildung 5.38: Anwendungsbeispiel A (A.-Bsp. A) im Vergleich zu Variante 2 aus *Weißeritz 400* (W400): Querprofile an Station 3381 mit Istzustand der Anwendungsbeispiele und den Planzuständen. Das Querprofil aus *Weißeritz 400* hat die ursprüngliche Station 3353.

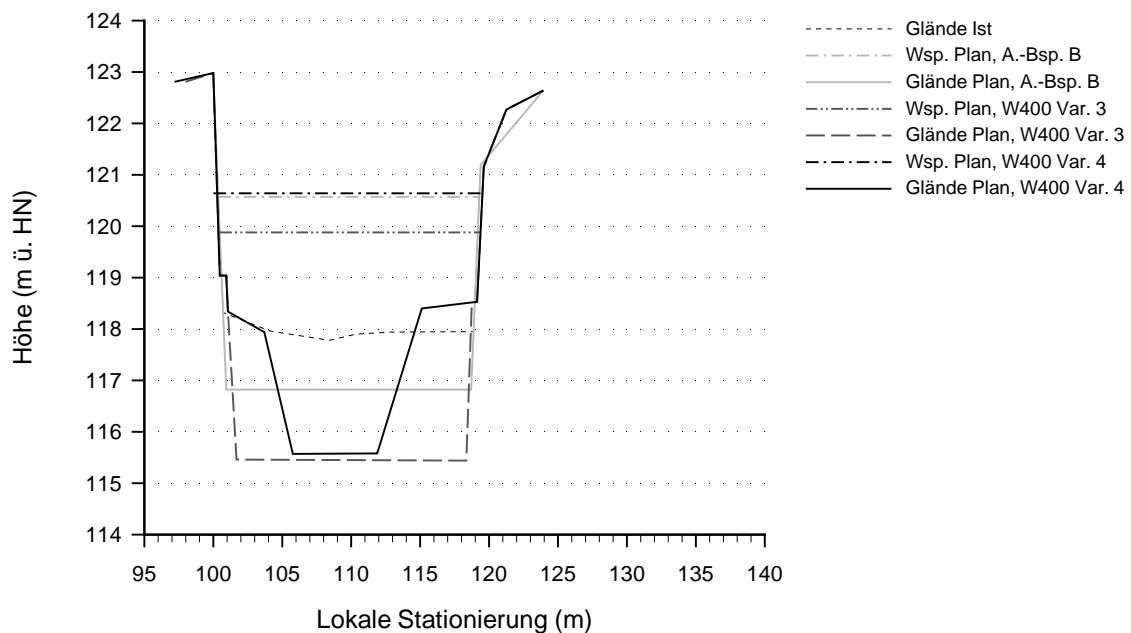


Abbildung 5.39: Anwendungsbeispiel B (A.-Bsp. B) im Vergleich zu den Varianten 3 und 4 aus *Weißeritz 400* (W400): Querprofile an Station 3381 mit Istzustand der Anwendungsbeispiele und den Planzuständen. Die Querprofile aus *Weißeritz 400* haben die ursprüngliche Station 3353.

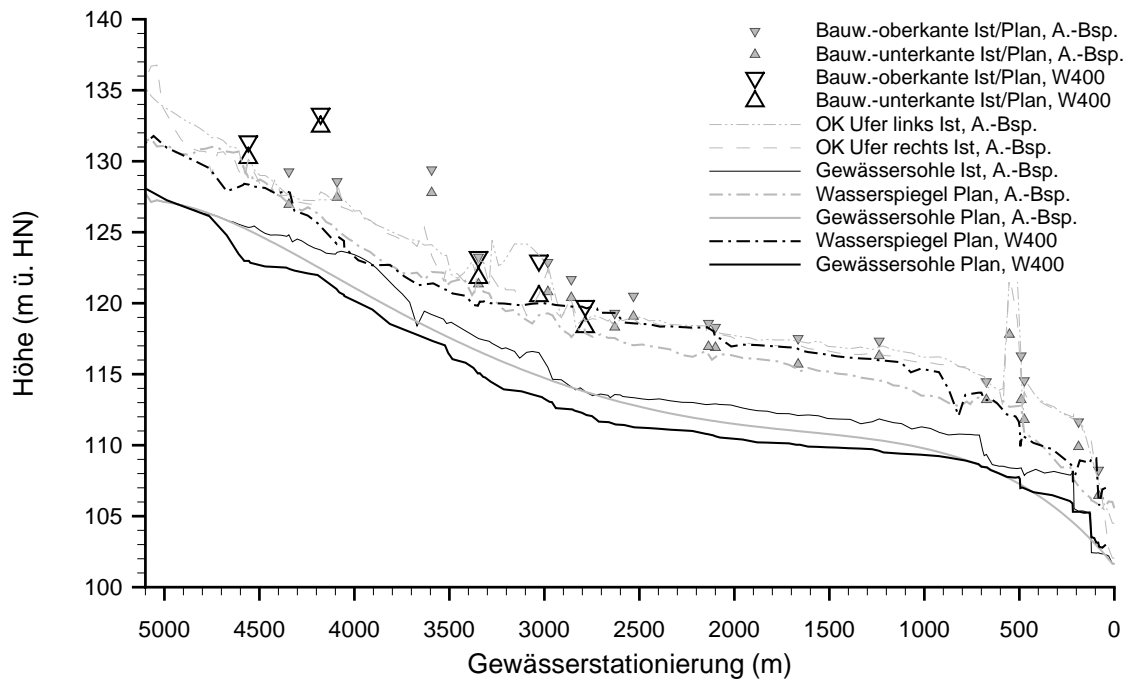


Abbildung 5.40: Anwendungsbeispiel B (A.-Bsp.) im Vergleich zu Variante 3 aus *WeiBeritz 400* (W400): Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen. Es sind nur die Bauwerksunter- und -oberkanten für *WeiBeritz 400* dargestellt, die vom Istzustand der Anwendungsbeispiele abweichen.

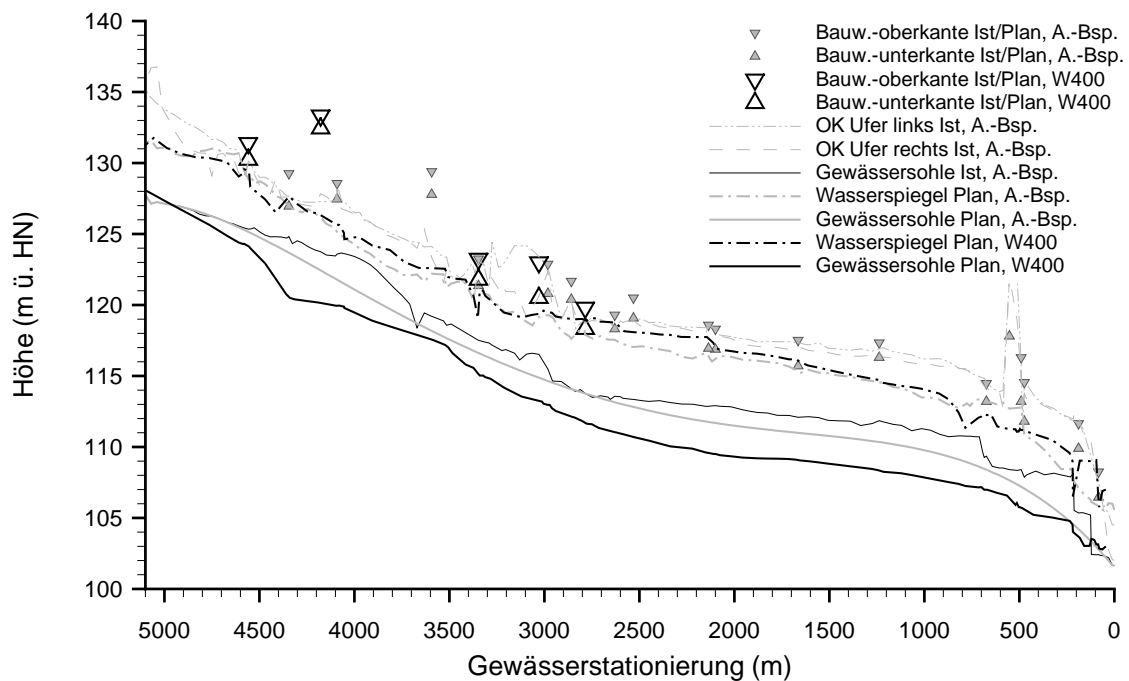


Abbildung 5.41: Anwendungsbeispiel B (A.-Bsp.) im Vergleich zu Variante 4 aus *WeiBeritz 400* (W400): Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen. Es sind nur die Bauwerksunter- und -oberkanten für *WeiBeritz 400* dargestellt, die vom Istzustand der Anwendungsbeispiele abweichen.

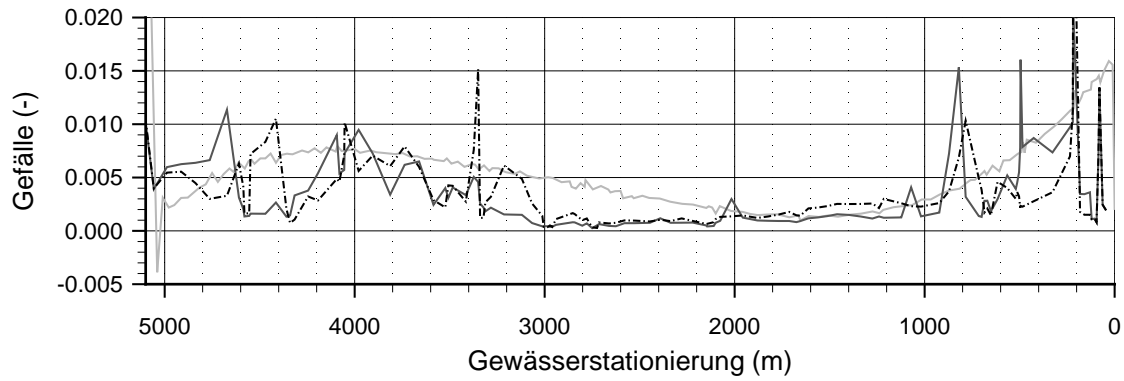


Abbildung 5.42: Anwendungsbeispiel B (– hellgrau) im Vergleich zu den Varianten 3 (– schwarz) und 4 (--- dunkelgrau) aus *Weißeritz 400*: Sohlengefälle zwischen benachbarten Querprofilen über die Gewässerlänge. Bei Anwendungsbeispiel B sind die Gefälleschwankungen in dem durch die Bézierkurve angenäherten Sohlenabschnitt auf Rundungsungenauigkeiten zurückzuführen.

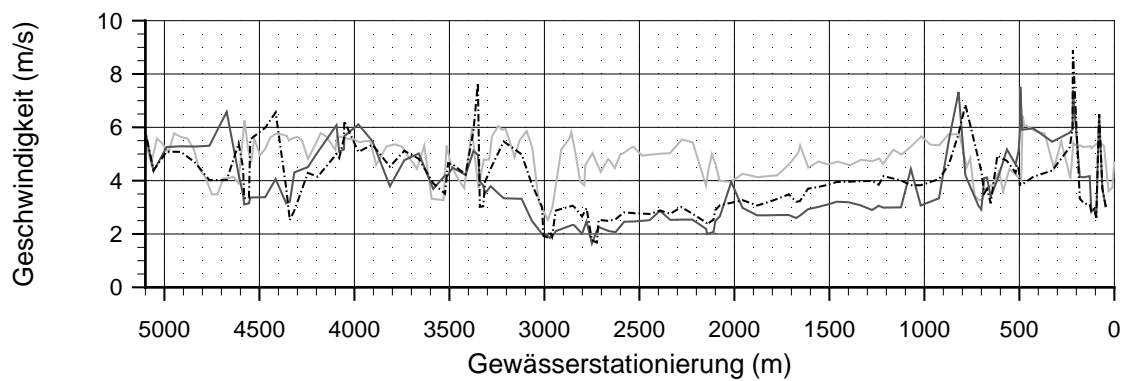


Abbildung 5.43: Anwendungsbeispiel B (– hellgrau) im Vergleich zu den Varianten 3 (– schwarz) und 4 (--- dunkelgrau) aus *Weißeritz 400*: Fließgeschwindigkeiten über die Gewässerlänge

in einem Längsschnitt gegenübergestellt. Der Längsschnitt für Variante 4 ist in Abbildung 5.41 enthalten. Mit dem Anwendungsbeispiel B sowie der Variante 4 wird der Rückbau der beiden Wehre im Unterstrom vorgesehen. Bei Variante 3 wird nur das obere Wehr bei Station 216 geschliffen und das bei Station 125 bleibt bestehen. Die Sohleneintiefungen betragen bei dem Anwendungsbeispiel im Mittel 1,1 und maximal 3,4 Meter. Für die Variante 3 beträgt die mittlere Eintiefung 2,2 Meter (maximal 3,4 Meter) und für Variante 4 sind es 2,9 Meter (maximal 4,3 Meter). Zudem unterscheiden sich die Lösungen in den gewählten Sohlengefällen, die in Abbildung 5.42 dargestellt sind.

Für die drei Lösungen sind ausgewählte Querprofile an den Stationen 1238, 2868 und 3353 in den Abbildungen 5.35, 5.37 und 5.39 gegenübergestellt, aus denen die unterschiedliche Gestaltungsweise der Eintiefungen hervorgeht. Am Querprofil der Station 1238 (Abbildung 5.35) fällt beim Anwendungsbeispiel B auf, dass die Böschungsneigungen im Planzustand steiler sind als im Istzustand. Dies entspricht der gewählten Konfiguration des Optimierungssystems und ist mit den Ausführungen zur Anpassung der Querprofile in Abschnitt 3.5.3 erläutert: Die Uferneigungen werden erhöht, wenn aufgrund umfangreicher Eintiefungen die Sohlenbreiten verhältnismäßig schmal werden.

Für das Anwendungsbeispiel sind alle Brücken ohne Einstau, was bei den Varianten 3 und 4 nicht zutrifft. Gegenüber Variante 3 sind die Einstauhöhen bei Variante 4 reduziert. Bei allen Varianten greifen die Maßnahmen insoweit, dass die Wasserspiegellagen weitestgehend bis unter die Uferoberkanten abgesenkt sind und auf Ufererhöhungen verzichtet werden kann.

Beim Vergleich der Lösungen wird deutlich, dass zwischen den Stationen 800 und 3200 die Wasserspiegellagen des Anwendungsbeispiels B niedriger als bei den Variante 3 und 4 sind, obwohl die Gewässersohle zum Teil um zwei Meter höher liegt. Zurückzuführen ist dies auf die reduzierten Fließgeschwindigkeiten bei den Variante 3 und 4 (siehe Abbildung 5.43), die wiederum hauptsächlich aus den geringeren Sohlengefällen resultieren. Der Einfluss der unterschiedlichen Modellgrundlagen, wie abweichende Fließgesetze und verschiedene Gerinnenrauheiten, spielt hierbei zwar auch eine Rolle, hat aber nicht so deutliche Auswirkungen auf die Wasserspiegellagen. Die Absenkung des Wasserspiegels bei Variante 4 gegenüber Variante 3 wird im Wesentlichen über die Steigerung des Gefälles herbeigeführt. **Im Zuge der Optimierung für Anwendungsbeispiel B wird von dem Optimierungssystem der richtige Lösungsansatz, das Sohlengefälle zu steigern, erkannt. Mit der Feinabstimmung kann dieser Ansatz bis zu einem sehr hohen Detaillierungsgrad optimiert werden.**

5.4.3 Anwendungsbeispiele und *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse*

5.4.3.1 Vorbemerkung

Das Institut für Wasserbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg fertigte im Auftrag des Umweltamts der Landeshauptstadt Dresden eine *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* (PASCHÉ *et al.*, 2004) zu einer Vorplanung an, die den Schutz des Bahnhofgeländes und der Wilsdruffer Vorstadt vor Hochwassern der Vereinigten Weißeritz zum Ziel hat. Im Rahmen der Analyse wurde für den

Tabelle 5.6: Anwendungsbeispiel C im Vergleich zur *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse*: Übersicht der untersuchten Szenarien mit Bemessungsgrößen und Freiheitsgraden für die Planungen

Szenario	Bemessungsgrößen		Freiheitsgrade		
	Durchfluss	Freibord	Sohlenhöhen	Gerinnebreiten	Brückenanhebungen
	(m ³ /s)	(m)			
Anwendungsbeispiel C	400	0,0	ja	ja	ja
<i>Risiko- und Tauglichkeitsanalyse</i>	380	0,0	nein	ja (mit Flutmulde)	nein

Abschnitt der Vereinigten Weißeritz zwischen den Brücken Kesselsdorfer Straße (Station 3005) und Altplauen (Station 4560) ein Planzustand ausgearbeitet. Als Hochwasserschutzmaßnahmen wurden überwiegend Gerinneaufweitungen und teilweise Ufererhöhungen geplant. Das Anheben von Brücken wurde nicht vorgesehen. Die für die Planung betrachteten Freiheitsgrade ähneln denen des Anwendungsbeispiels C, wobei in dem Anwendungsbeispiel auch Brückenanhebungen berücksichtigt sind. Die Ergebnisse beider Szenarien werden im Folgenden einander gegenübergestellt.

5.4.3.2 Zugrunde liegende Istzustände

Die Datengrundlage für den Istzustand der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* weicht von der für die Anwendungsbeispiele verwendete Datengrundlage ab. Der Längsschnitt in Abbildung 5.44 stellt die beiden Istzustände gegenüber, und in Abbildung 5.46 sind beispielhaft die Querprofile an Station 3886 dargestellt. Die Abweichungen der beiden Gewässerstationierungen werden korrigiert, indem zur Stationierung der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* 30 Meter addiert werden. Die Sohlenhöhen sind bei der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* im unteren Drittel des betrachteten Abschnitts um einige Zentimeter höher als bei dem Anwendungsbeispiel. Im Oberstrom von Station 3600 liegt die Sohle bei der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* höher. Im Bereich einer Auskolkung bei Station 3670 beträgt die maximale Abweichung 1,9 Meter. In dem hydraulischen Modell zur *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* sind die Bogenbrücke Altplauen (Station 4560) und die Behelfsbrücke Oederaner Straße (oberstrom Station 3347) abgebildet. Beide Brücken sind bei den Anwendungsbeispielen nicht berücksichtigt (siehe Abschnitt 5.2). Darüber hinaus weichen die modellierten Gerinnerauheiten voneinander ab. Für die Anwendungsbeispiele werden äquivalente Sandrauheiten k von durchgehend 0,1 Meter angesetzt (siehe Abschnitt 5.2), und für die *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* sind 0,2 Meter modelliert.

Der Durchfluss für die *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* beträgt 380 m³/s, während den Anwendungsbeispielen ein Durchfluss von 400 m³/s zugrunde liegt. Die Wasserspiegellagen der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* sind „Anhang C: Profilquerschnitte – Ist-Zustand“ aus PASCHE *et al.* (2004) entnommen. Obwohl der Durchfluss im Istzustand der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* geringer ist als bei dem Anwendungsbeispiel C, liegt die Wasserspiegellage zum Teil mehrere

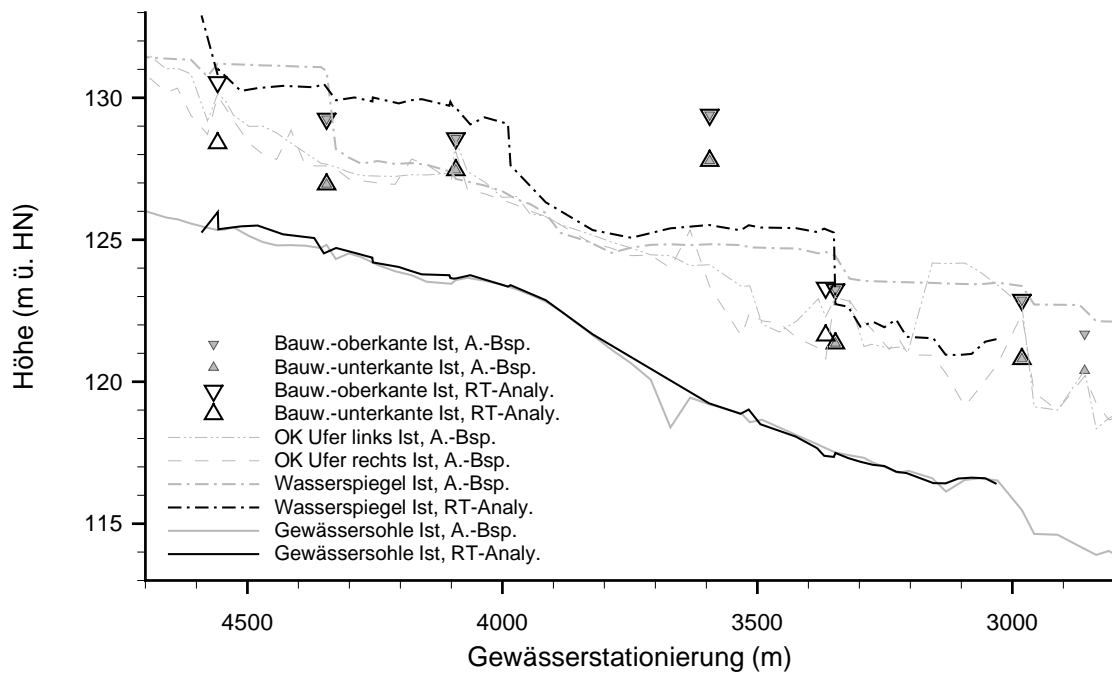


Abbildung 5.44: Anwendungsbeispiel C (A.-Bsp.) im Vergleich zur Risiko- und Tauglichkeitsanalyse (RT-Analy.): Längsschnitt mit Istzuständen. Die jeweils zugrunde liegenden Querprofildaten weichen voneinander ab.

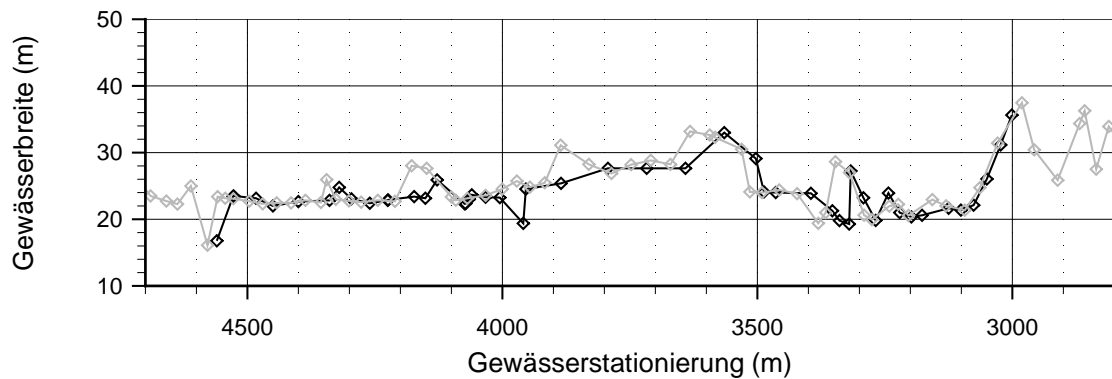


Abbildung 5.45: Anwendungsbeispiel C (grau) im Vergleich zur Risiko- und Tauglichkeitsanalyse (schwarz): Gerinnebreiten über die Gewässerlänge im Istzustand

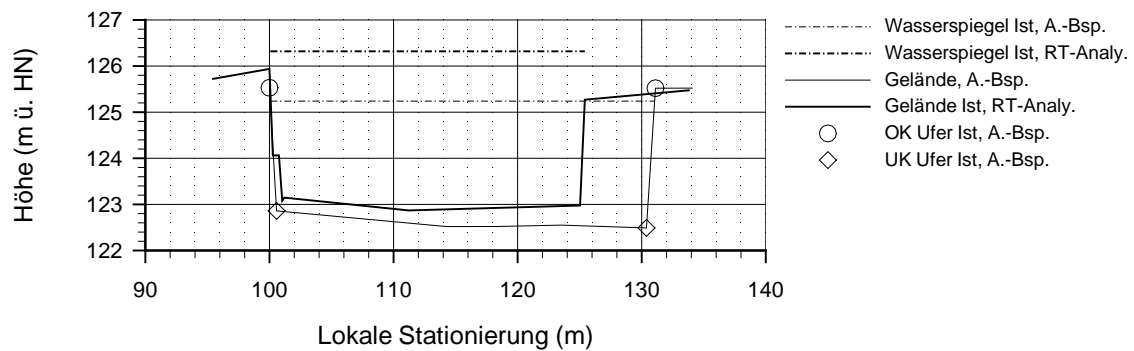


Abbildung 5.46: Anwendungsbeispiel C (A.-Bsp.) im Vergleich zur Risiko- und Tauglichkeitsanalyse (RT-Analy.): Querprofile an Station 3886 im Istzustand. Die Datengrundlagen weichen an diesem Querprofil voneinander ab.

Meter höher. Insbesondere resultieren diese hohen Abweichungen aus den leichten Unterschieden in den Sohlenhöhen und den Gerinnerauheiten: Geringfügig höhere Wasserspiegel führen dazu, dass bei der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* mehr Brücken im Istzustand überströmt sind als bei den Anwendungsbeispielen.

Abweichungen in der Wasserspiegellage sind auch auf die unterschiedlichen hydraulischen Modellen zurückzuführen, die den Untersuchungen zugrunde liegen. Für die Berechnungen im Rahmen der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* wird das Programm WSPWIN (BCE BjörnSEN Bera- tende Ingenieure GmbH, Koblenz) mit einem Rechenkern der Technischen Universität Hamburg- Harburg verwendet (PASCHÉ *et al.*, 2004). Für die Anwendungsbeispiele kommt das Programm WSPR2007 nach KNAUF (2003), wie in Abschnitt 3.4 beschrieben, zum Einsatz. Insbesondere bei der Modellierung von Brücken unterscheiden sich diese beiden Programme. Beispielsweise werden Brückengeometrien im Programm WSPR2007 nur mit horizontalen Bauwerksober- und -unterkanten diskretisiert. Mit dem Rechenkern der Technischen Universität Hamburg-Harburg können auch unregelmäßige Bauwerksgeometrien abgebildet werden, was insbesondere bei Bogenbrücken von Vorteil ist.

5.4.3.3 Anwendungsbeispiel C im Vergleich mit *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse*

Beim Vergleich des Anwendungsbeispiels C mit der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* ist zu beachten, dass den beiden Untersuchungen nicht die gleichen Bemessungsabflüsse zugrunde liegen. **Beim Anwendungsbeispiel C ist der Planzustand für einen Abfluss von $400 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgearbeitet, während bei der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* ein Abfluss von $380 \text{ m}^3/\text{s}$ angesetzt ist.** Ein Freibord wird bei keiner der Untersuchungen berücksichtigt. In Tabelle 5.6 sind die Bemessungsgrößen und die Freiheitsgrade für die Planungen gegenübergestellt.

Im Unterstrom des betrachteten Abschnitts ist die hydraulische Leistungsfähigkeit aufgrund der Brücke Oederaner Straße (Station 3347) nicht ausreichend. Hier sieht die *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* eine ca. 40 Meter breite Umflutrinne vor (siehe schematisierten Lageplan in Abbildung 5.47). Im Hochwasserfall soll die Rinne den Hauptabfluss in der Vereinigten Weißeritz um $30 \text{ m}^3/\text{s}$ reduzieren und so einen schadlosen Abfluss im Bereich der Brücke ermöglichen. Bei Anwendungsbeispiel C sind in diesem Bereich eine Gerinneaufweitung von ein bis sechs Metern und eine geringe Anhebung der Gewässersohle vorgesehen. Die Brücke Oederaner Straße ist dabei mit vergrößerter lichter Weite und in unveränderter Höhe neu zu bauen. Trotz des höheren Bemessungsdurchflusses ist die geplante Wasserspiegellage im Anwendungsbeispiel C um etwa ein Meter niedriger als im Planzustand der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* (siehe Längsschnitt in Abbildung 5.48). Dadurch kann auf Ufererhöhungen im Unterstrom der Brücke verzichtet werden, die bei der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* erforderlich sind.

Im Oberstrom der Brücke Oederaner Straße, zwischen den Stationen 3100 und 3600, ist die geplante Wasserspiegellage bei dem Anwendungsbeispiel höher als bei der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse*. Ufererhöhungen resultieren daraus aber nicht, weil die Ufer im Istzustand ausreichend hoch sind. Die *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* sieht in diesem Bereich Gerinneaufweitungen von abschnittsweise über 20 Metern vor.

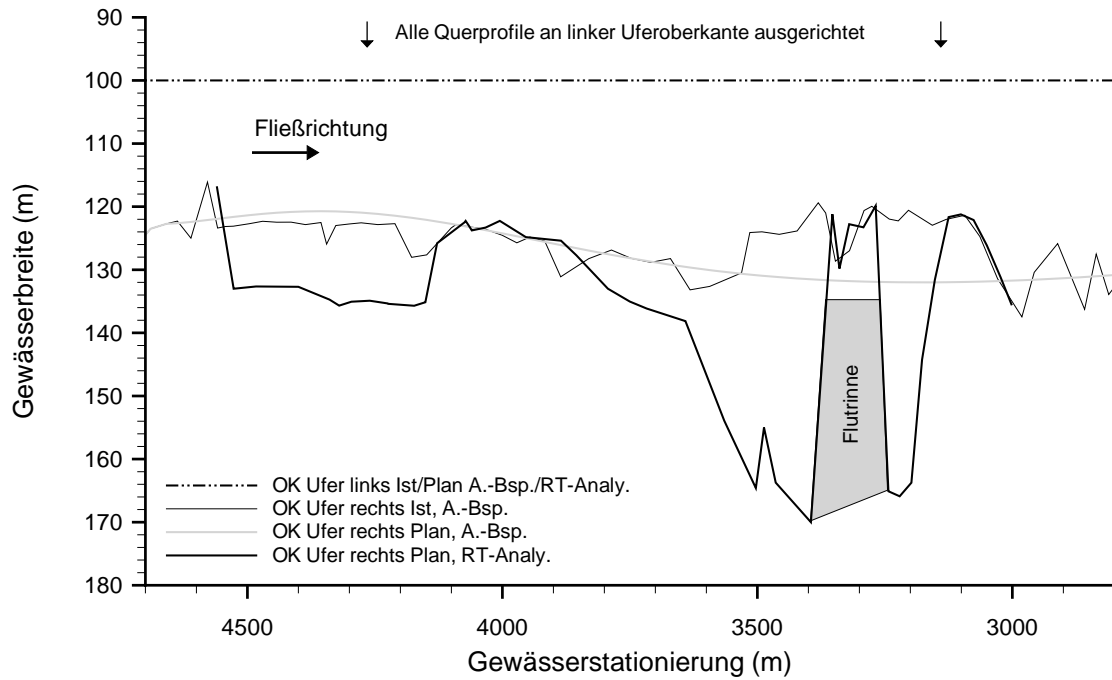


Abbildung 5.47: Anwendungsbeispiel C (A.-Bsp.) im Vergleich zur Risiko- und Tauglichkeitsanalyse (RT-Analys.): Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen

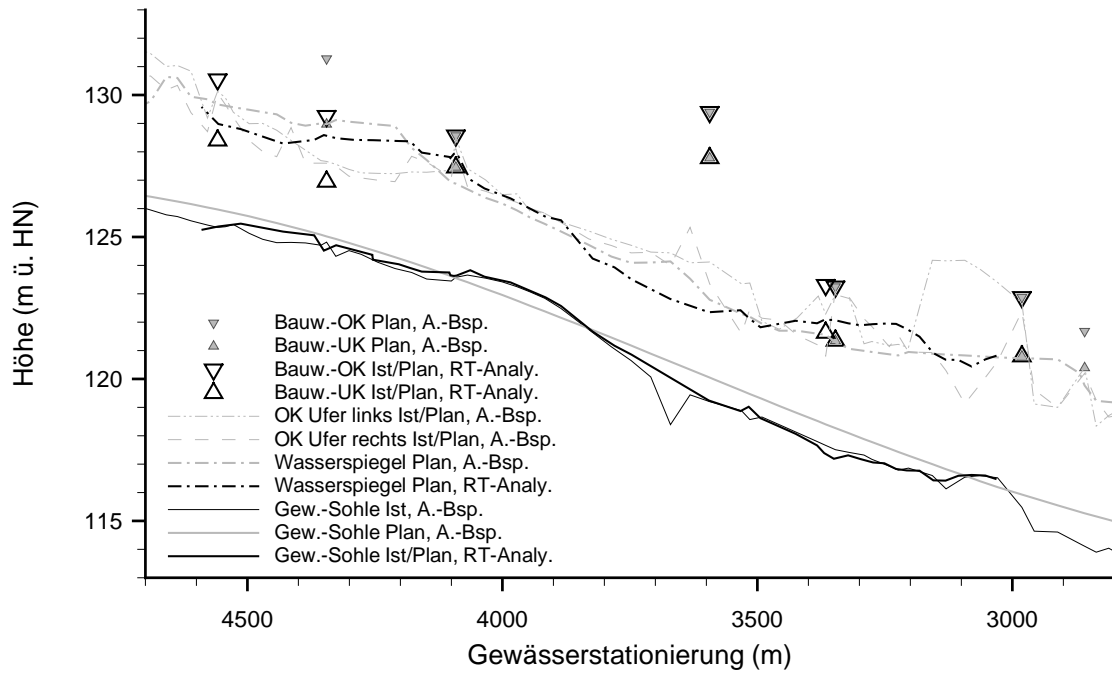


Abbildung 5.48: Anwendungsbeispiel C (A.-Bsp.) im Vergleich zur Risiko- und Tauglichkeitsanalyse (RT-Analys.): Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen

Zwischen den Stationen 3600 und 4200 sind bei beiden Planzuständen keine maßgeblichen Gerinneaufweitungen vorgesehen. Mit dem Anwendungsbeispiel sind Sohleneintiefungen geplant, um auf Ufererhöhungen zu verzichten. Bei der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* sind in diesem Bereich geringe Ufererhöhungen erforderlich. An der Brücke Würzburger Straße (Station 4091) erfolgt der Hochwasserabfluss beim Anwendungsbeispiel als Freispiegelabfluss. Dagegen ist die Brücke bei der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* eingestaut.

Im Oberstrom des betrachteten Abschnitts zwischen den Stationen 4200 und 4560 sieht die *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* Gerinneaufweitungen von etwa zehn Metern vor. Damit wird ein Ersatzneubau der Brücke Bienerststraße (Station 4345) mit erhöhter lichter Weite erforderlich. Der Wasserspiegel kann durch die Aufweitung gegenüber dem Istzustand deutlich gesenkt werden, so dass die Brücke Bienerststraße im Planzustand nicht überstromt wird. Im Anwendungsbeispiel C bleibt die Gerinnebreite weitestgehend wie im Istzustand bestehen. Als Hochwasserschutzmaßnahmen werden hier die Anhebung der Brücke Bienerststraße und Ufererhöhungen vorgesehen.

Die abweichenden Bemessungsdurchflüsse und die unterschiedlichen Lösungsansätze der beiden Untersuchungen lassen keinen direkten Vergleich der Planzustände zu. Die *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* sieht mit der geplanten Flutrinne eine Hochwasserschutzmaßnahme vor, die im Zuge der automatischen Optimierung von Anwendungsbeispiel C nicht untersucht wird. **Trotzdem zeigt das Anwendungsbeispiel C, dass mit einem optimierten Sohlenverlauf und vergleichsweise geringen Anpassungen an den Gerinnebreiten ein schadloser Hochwasserabfluss möglich ist. Die Maßnahmen der Risiko- und Tauglichkeitsanalyse umfassen dagegen deutlich weitgehendere Eingriffe in die vorhandene städtische Infrastruktur, obwohl der angesetzte Bemessungsdurchfluss geringer ist als bei dem Anwendungsbeispiel.** Aus dem Vergleich zeigt sich die grundsätzlich gute Leistungsfähigkeit der automatischen Optimierung. Durch die Feinabstimmung im Zuge des Optimierungsprozesses kann die Lösung auch gegen sehr individuelle Ansätze bestehen. Es wird aber auch hervorgehoben, dass, falls individuelle Lösungsansätze – wie Flutrinnen – untersucht werden sollen, diese in das Optimierungssystem zu integrieren sind.

Der Vergleich in Abschnitt 5.4.1 zwischen den Anwendungsbeispielen A und C stellt heraus, dass das Gewässer ohne die niedrig kreuzenden Brücken ausreichend leistungsfähig ist. Gerinneaufweitungen sind nicht erforderlich, wenn einige Brücken angehoben werden. Die umfangreichen Aufweitungen der *Risiko- und Tauglichkeitsanalyse* können somit in Frage gestellt werden. Um die geeignetste Lösung auszuwählen, müsste die Machbarkeit der Brückenanhebungen sowie die Machbarkeit der Gerinneaufweitungen detailliert untersucht werden.

Kapitel 6

Empfehlungen für die Ingenieurpraxis

6.1 Vorbemerkungen

Die automatische Optimierung ist im Bereich Wasserbau noch überwiegend Gegenstand der Forschung. Die vielversprechenden Ergebnisse deuten auf ein hohes Leistungspotenzial, das für die Praxis genutzt werden sollte. Bei dem Aufbau und der Anwendung von Optimierungssystemen sind mögliche Fehlerquellen zu beachten, damit das Potenzial sinnvoll genutzt werden kann und die automatische Optimierung zum nützlichen Planungswerkzeug wird. Selbstverständlich befreit die automatische Optimierung den Ingenieur nicht davon, die Lösungen kritisch zu hinterfragen. Gegebenenfalls sind für jede Fragestellung individuelle Anpassungen an dem aufgebauten System vorzunehmen.

Im Folgenden werden Empfehlungen für die Ingenieurpraxis gegeben, die sich aus den Erfahrungen bei der Entwicklung und der Anwendung des hier vorgestellten Optimierungssystems ergeben. In den Abschnitten 6.2 und 6.3 wird auf das hydraulische Modell und die Variantenbildung eingegangen. Die Variantenbewertung ist Gegenstand von Abschnitt 6.4. Dabei wird unter anderem erläutert, wie Kosten-Nutzen-Betrachtungen in die automatische Optimierung integriert werden können. Der Abschnitt 6.5 behandelt Empfehlungen zur Konfiguration des Optimierungsalgorithmus und zur Qualitätsprüfung der Optimierungsergebnisse.

6.2 Hydraulisches Modell

Das hydraulische Modell steht im Mittelpunkt des Optimierungssystems und ist maßgeblich für die Güte der Optimierungsergebnisse verantwortlich. Anhand der Wasserspiegellagen und anderer hydraulischer Parameter erfolgt die Variantenbewertung, die ihrerseits die Variantenbildung beeinflusst. Somit orientiert sich der gesamte Optimierungsprozess an den hydraulischen Berechnungsergebnissen. Eines der wichtigsten Ergebnisse des Optimierungsprozesses ist – neben den ermittelten Kosten – der Datensatz zur räumlichen Diskretisierung der Vorzugsvariante. Die Belastbarkeit einer optimierten Lösung steht daher im direkten Zusammenhang mit der Belastbarkeit des zugrunde liegenden hydraulischen Modells.

Der Modellierungsprozess zum Aufbau des Istzustandes, der als Grundlage für die automatisierte Variantenbildung dient, ist mit Sorgfalt umzusetzen, um eine gute Prognosefähigkeit zu erlangen. Speziell für die eindimensionale Spiegellinienberechnung macht hierzu das DVWK-Merkblatt *Hydraulische Berechnung von Fließgewässern* (DVWK, 1991) Angaben. Für numerische Modelle im Wasserbau im Allgemeinen enthalten DVWK (1999) und FORKEL (2004) umfangreiche Hinweise auf Fehlerquellen und Empfehlungen für den Modellierungsprozess.

Es gibt keine grundsätzlichen Einschränkungen, die beim Aufbau eines automatischen Optimierungssystems gegen ein bestimmtes Berechnungsprogramm sprechen. Neben dem hier verwendeten Programm WSPR2007 (siehe Abschnitt 3.4) ist auch die Anwendung anderer Programme möglich. Voraussetzung ist, dass die Daten zur räumlichen Diskretisierung von dem Optimierungssystem eingelesen, verändert und wieder in einen Datensatz geschrieben werden können. Zudem muss das Programm von dem Optimierungssystem ausgeführt werden und anschließend die Ergebnisdaten gelesen werden können. Die Variantenbildung ist im Rahmen dieser Arbeit für die Anpassung von Querprofilaten entwickelt, wie sie von eindimensionalen hydraulischen Modellen als Datengrundlage verwendet werden. So wäre beispielsweise auch die Einbindung eines instationären Modells wie FLUVIUS-1Di von SCHRAMM (2004) möglich. Für die Variantenbewertung würde sich dann eine Bemessung der Hochwasserschutzmaßnahmen anhand der maximalen Wasserstände einer Hochwasserwelle anbieten. Für zwei- oder dreidimensionale Modelle, deren räumliche Diskretisierung auf Berechnungsnetzen basiert, wären umfangreiche Anpassungen der Variantenbildung und einige Anpassungen der Variantenbewertung erforderlich. Mit dem Verweis auf DEMNY (2005), der gestalterische Fragen mit einem dreidimensionalen Strömungsmodell gelöst hat, indem das Berechnungsnetz automatisch optimiert wurde, wird hier nicht weiter darauf eingegangen. Ein bedeutender Vorteil des hier verwendeten eindimensionalen, stationären Programms ist seine kurze Rechenzeit (siehe hierzu Abschnitt 3.3). Instationäre und mehrdimensionale hydraulische Modelle weisen deutlich längere Rechenzeiten auf. Im Zuge von Optimierungsläufen werden häufig mehrere Tausend Iterationsschritte berechnet, und mit jedem Iterationsschritt wird das hydraulische Modell ausgeführt. Daher wirkt sich die Rechenzeit des Modells deutlich auf die Dauer eines Optimierungslaufes aus. Sowohl die Entwicklung als auch die routinemäßige Anwendung werden erleichtert, wenn Optimierungsläufe nur – wie hier – einige Stunden in Anspruch nehmen und nicht mehrere Tage.

Die Ergebnisse zum Anwendungsbeispiel A verdeutlichen, wie sehr die Optimierung von den Modellergebnissen geprägt ist. Wie in Abschnitt 5.4.1 erläutert, umfasst die optimierte Lösung einen Sohlenverlauf, der Maßnahmen zur Sohlenerhöhungen vorsieht. Weil eine Absenkung des Wasserspiegels gegenüber dem Istzustand erreicht werden soll, erscheint die Lösung zunächst nicht optimal. Mit der Begutachtung anderer Varianten wird jedoch deutlich, dass sich nur mit den ausgearbeiteten Erhöhungen schießender Abfluss im Oberstrom einstellt und dadurch die Wasserspiegellage auf einem längeren Abschnitt deutlich gesenkt werden kann. In diesem Fall wird von dem hydraulischen Berechnungsprogramm die Grenztiefe ausgegeben, auf die auch die Bemessung der Hochwasserschutzmaßnahmen erfolgt. Aus diesem Sachverhalt heraus stellt sich die Frage nach der Stabilität der optimierten Lösung. Falls bereits geringe Veränderungen an der Gewässersohle strömenden Abfluss im Oberstrom zur Folge hätten, wären die Schutzmaßnahmen unterdimensio-

niert. Noch drastischer würde die Unterdimensionierung ausfallen, wenn von dem Programm nicht die Grenztiefe, sondern die tatsächliche Fließtiefe bei schießendem Abfluss ausgegeben würde. Diese Diskussion soll hier nicht vertieft werden, sondern lediglich auf die besondere Problematik aufmerksam machen. Angaben zu Bemessungsgrößen und Freiborden sind in der Fachliteratur gegeben (DVWK, 1989) und die Variantenbewertung kann zur Berücksichtigung aller relevanten Aspekte entsprechend angepasst werden.

6.3 Variantenbildung

Für eine geeignete Variantenbildung ist ein Kompromiss zwischen mehreren Zielen zu erreichen. Zum einen muss ermöglicht werden, dass ein weites Spektrum an Varianten gebildet werden kann. Dazu gehört, dass der Untersuchungsraum nicht zu klein gewählt wird und die verwendeten Bézierkurven mittels vieler Bézierpunkte möglichst flexibel sind. Darüber hinaus sollten die Grenzen, in denen die Punkte verändert werden, großzügig gewählt werden. Die Grundsätze dieser Empfehlungen basieren auf den Ergebnissen der Testfälle und Anwendungsbeispiele in dieser Arbeit. Ein Beispiel für einen zu kleinen Lösungsraum ist die manuell überarbeitete Lösung für den Testfall Brücke in Abschnitt 4.3 (siehe Abbildung 4.3 auf Seite 57). Die optimale Lösung ohne Brückeneinstau kann nur gefunden werden, weil die Bézierkurve zur Variation der Gerinnesohle weiträumig ausgedehnt ist (Abbildung 4.11 auf Seite 63). Zudem ist die Bézierkurve ausreichend flexibel, um die optimierten Anpassungen vorzunehmen. Dass die Grenzen, in denen die Entscheidungsvariablen verändert werden, großzügig zu wählen sind, machen der Testfall Brücke und das Anwendungsbeispiel A deutlich. Indem auch Varianten untersucht werden, die zunächst nicht besonders vielversprechend erscheinen, werden die Lösungen ausgearbeitet, bei denen Sohlenerhöhungen ein wichtiger Bestandteil sind. Ein Vermeiden von Sohlenerhöhungen hätte hier Lösungen mit höheren Kosten hervorgebracht. Bei dem Testfall Gebäude wird der Vorteil einer höheren Anzahl Bézierpunkte zum Abbilden der Uferlinie deutlich. Mit elf Punkten ergibt sich eine flexiblere Gestaltung als mit nur sieben Bézierpunkten (Abbildungen 4.32 auf Seite 78). Auch wenn die geschwungene Uferlinie unkonventionell erscheint, sind die Kosten geringer als bei der geradliniger verlaufenden Variante.

Die Grundsätze für die Untersuchung eines weiten Variantenspektrums unterstützen in der Regel auch die Feinabstimmung einer Variante, denn die Optimierung eines Bézierpunktes im Bereich von Millimetern ist nur Erfolg versprechend, wenn der Verlauf im Allgemeinen sinnvoll ist. Unter diesem Gesichtspunkt wird bei den Anwendungsbeispielen im Bereich der beiden Wehre im Unterstrom des Gewässers ein zusätzlicher Bézierpunkt angesetzt (siehe Abschnitt 5.3.1). Bei der Feinabstimmung kann durch diesen Punkt eine hohe Flexibilität der Sohle erreicht werden, um das Sohlengefälle angemessen zu erhöhen.

Im Gegensatz zu den Vorteilen vieler Bézierpunkte bezüglich des Variantenspektrums und der Feinabstimmung stehen die Nachteile bei der Dauer eines Optimierungsprozesses. Jeder veränderliche Bézierpunkt stellt für den Optimierungsalgorithmus eine zu optimierende Entscheidungsvariable dar. Die Anzahl der Variablen beeinflusst die Iterationsgeschwindigkeit des Optimierungs-

algorithmus. Mit steigender Anzahl Variablen werden mehr Iterationsschritte benötigt, um gegen eine gute Lösung zu konvergieren. Ähnlich verhält es sich mit den vorgegeben Grenzen der Bézierpunkte. Weit auseinander liegende Grenzen vergrößern den Raum möglicher Lösungen und verlangsamen somit die Suche des Algorithmus.

Als weiteres Ziel bei der Variantenbildung ist zu berücksichtigen, dass keine Varianten gebildet werde, die von dem hydraulischen Modell nicht bewertet werden können. Beispielsweise dürfen im Bereich von Brücken die Sohlenhöhen niemals höher als die Brückenunterkanten sein. Je nach hydraulischem Programm führt dies zum Programmabsturz oder zu einer Endlosschleife, die zum Abbruch des gesamten Optimierungsprozess zwingen kann.

Mit den Untersuchungen zu den Anwendungsbeispielen wird eine Charakteristik der Variantenbildung deutlich, die für bestimmte Fragestellungen ungünstig sein kann. Die grundsätzliche Notwendigkeit einer Parametrisierung für die automatische Optimierung von Hochwasserschutzmaßnahmen an Fließgewässern wurde in Abschnitt 3.5 erläutert. Mit den Ergebnissen zu den Testfällen und den Anwendungsbeispielen zeigt sich, dass die Beschreibung des Gerinnes über Bézierkurven für den Planzustand strömungsgünstige und – selbst für naturnahe Gerinne – plausible Gewässergeometrien wiedergibt. Der Vorteil der Bézierkurven liegt dabei in ihrer Gleichmäßigkeit und Trägheit. Diese Vorteile können bei der exakten Abbildung des Istzustandes eines natürlichen oder naturnahen Gewässers jedoch zum Nachteil werden. Wenn der Istzustand nicht exakt abgebildet werden kann, ist es im Zuge der Optimierung auch nicht möglich, Varianten sehr nahe am Istzustand zu untersuchen. Deutlich wird diese mit Anwendungsbeispiel C. Wie in Abschnitt 5.4.1 erläutert, ist eine Lösung ohne Gerinneaufweitungen preisgünstiger als eine Variante mit. Dass dieser Sachverhalt nicht aus dem Anwendungsbeispiel C hervorgeht, ist ungünstig. Erst der Vergleich mit Anwendungsbeispiel A liefert diese Erkenntnis. Ähnlich verhält es sich mit dem Rückbau der beiden Wehre im Unterstrom der Anwendungsbeispiele. Mit der Entscheidung, die Gewässersohle durchgängig über *eine* Bézierkurve abzubilden, ergibt sich zwangsläufig der Rückbau der Wehre. Durch die Parametrisierung des Gewässers über mehrere abschnittsweise Bézierkurven, wie in Abschnitt 3.5.2 beschrieben (siehe Abbildung 3.3 auf Seite 31), kann dieser Effekt minimiert werden. Mit den in Abschnitt 3.6.2 eingeführten Toleranzen $T_{\text{Sohlenhöhe}}$ und $T_{\text{Gerinnebreite}}$ kann die Kalkulation von Kosten verhindert werden, jedoch ist dies nur bis zu einem moderaten Maß sinnvoll. Falls die Toleranzen zu hoch angesetzt werden, sind Maßnahmen in Planzuständen modelliert, für die jedoch keine Kosten kalkuliert werden. Die Kosten sind dann nicht realistisch und die Optimierungsergebnisse unbrauchbar.

Damit die als Bézierkurven angenäherten Sohlenverläufe möglichst strömungsgünstig in der räumlichen Diskretisierung des Modells umgesetzt werden können, sollten die Abstände der Querprofile nicht zu groß sein. Eine Verdichtung der Querprofile sollte erfolgen, falls im Planzustand unnatürliche Gefällewechsel modelliert werde. Es ist jedoch zu beachten, dass mit zunehmender Anzahl Querprofile die Berechnungsdauern des hydraulischen Modells und der Variantenbewertung zunehmen. Dies kann zu einer deutlichen Verlängerung des gesamten Optimierungsprozesses führen.

Dieser unvermeidbare Kompromiss auf der einen Seite und die guten Ergebnisse der Testfälle und Anwendungsbeispiel auf der anderen Seite verdeutlichen, dass die automatische Optimierung zwar ein sehr leistungsstarkes Werkzeug ist, jedoch nicht den Ingenieur von einer fachmännischen Konfiguration und kritischen Beurteilung der Optimierungsergebnisse befreit.

6.4 Variantenbewertung

6.4.1 Allgemein

Die Variantenbewertung nimmt einen hohen Stellenwert bei der automatischen Optimierung ein, weil sie die Variantenbildung direkt beeinflusst. Um belastbare Ergebnisse mit der automatischen Optimierung zu erzielen, sind die Kosten möglichst detailliert und praxisnah zu kalkulieren. Anhand der kalkulierten Kosten wird das Optimierungsergebnis in eine bestimmte Richtung gelenkt. Mit dem Testfall Gebäude in Abschnitt 4.4 wird deutlich, wie sich die optimierte Gerinnegeometrie im Planzustand einem Gebäude anpasst, dass für die Optimierung nur über Kosten definiert wird. Preisänderungen, insbesondere an kostenintensiven Positionen wie Ufermauern oder Brückenneubauten, wirken sich in der Regel nicht nur auf die Gesamtkosten, sondern auch auf die geometrische Gestaltung der optimalen Lösung aus.

Bei der Optimierung von Gerinnebreiten ist zu klären, ob die Maßnahmen nur an einem Ufer realisiert werden – wie in Abschnitt 3.5.2 beschrieben und für diese Arbeit angewendet – oder auf beide Ufer zu verteilend sind. Insbesondere, wenn ein Ufer ohne Neubauten bleibt, können Ufererhöhungen bis 0,5 Meter mit kostengünstigen Aufmauerungen gestalten werden. Derartige Annahmen haben entscheidenden Einfluss auf die optimierte Gerinnegeometrie und müssen den vorgesehenen Ausführungen entsprechen.

Die Variantenbewertung muss alle für eine Fragestellung relevanten Aspekte berücksichtigen. Daher bestehen vielfältige Möglichkeiten zur Fortentwicklung und Erweiterung. Zu berücksichtigen ist, dass die Bewertung anhand der vorliegenden Modelleingangsdaten $\chi(\vec{\varepsilon})$ und der Ergebnisse der hydraulischen Berechnung $\eta(x)$ zu erfolgen hat. Darüber hinaus können zusätzliche Daten über Baugrundverhältnisse oder Grundwasserstände herangezogen werden, die in Abhängigkeit der Modelleingangsdaten oder der Ergebnisse ausgewertet werden.

6.4.2 Kosten-Nutzen-Betrachtungen

Für die in Kapitel 5 vorgestellten Anwendungsbeispiele werden die Hochwasserschutzmaßnahmen unter der Vorgabe optimiert, dass der definierte Bemessungsdurchfluss ausschließlich im Hauptgerinne abzuleiten ist und keine Überschwemmungen auftreten. Als Bewertungskriterium wird die Variantenbewertung nach Abschnitt 3.6 angesetzt, mit der die Investitionskosten der geplanten Maßnahmen ermittelt werden. Auf dieser Grundlage wird im Zuge des Optimierungsprozesses eine Vielzahl *nutzengleicher* Varianten untersucht, um die Investitionskosten zu minimieren.

Um neben den Investitionskosten auch andere Kostenarten wie laufende Kosten oder Reinvestitionskosten zu berücksichtigen, kann **die Variantenbewertung im Sinne der dynamischen Kostenvergleichsrechnung (KVR-Leitlinien nach LAWA, 2005) erweitert werden**. Hierzu werden die Kostenarten für einen zu definierenden Untersuchungszeitraum finanzmathematisch aufbereitet. Das Ergebnis der Variantenbewertung ist dann nicht die Summe der Investitionskosten – wie bisher gemäß Gleichung (3.10) (auf Seite 35) –, sondern der Projektkostenbarwert PKBW (in Euro). Gegenüber der Bewertung rein mit Investitionskosten ergeben sich Abweichungen in der optimalen Lösung, wenn unterschiedliche Nutzungsdauern für die Maßnahmen angesetzt werden. Beispielsweise sind laut den KVR-Leitlinien für Uferwände aus Stahlbeton 90 Jahre und für Steinerschüttungen 30 bis 40 Jahre als Nutzungsdauern anzusetzen. Mit der finanzmathematischen Aufbereitung dieser beiden Positionen ergeben sich Projektkostenbarwerte, die nicht proportional zu der Summe der Investitionskosten sind. Durch die veränderte Bewertung von Ufer- und Sohlensicherungen ergibt sich eine andere optimale Dimensionierung der Maßnahmen. Die Auswirkungen sind ähnlich zu der Optimierung mit und ohne Natursteinverblendungen für Ufermauern, wie in Abschnitt 2.3.3 beschrieben. Die Kostenvergleichsrechnung wird seit Jahren in der Praxis angewendet und ist in den KVR-Leitlinien detailliert beschrieben. Daher wird hier nicht weiter darauf eingegangen.

Die Kosten für Hochwasserschutzmaßnahmen hängen maßgeblich von dem angesetzten Bemessungshochwasser ab. Wie an dem Beispiel in Abschnitt 2.3.4 erläutert, können geringe Veränderungen des Bemessungsdurchflusses deutliche Auswirkungen auf die Kosten haben (siehe Abbildung 2.6 auf Seite 19). Um die Frage nach dem *wirtschaftlichsten* Bemessungsdurchfluss zu beantworten, ist eine Kosten-Nutzen-Analyse durchzuführen (KIRSTEN, 1964; DVWK, 1989; SCHMIDTKE, 2004). Sie geht über einen Vergleich nutzengleicher Varianten hinaus, indem die für Hochwasserschutzmaßnahmen entstehenden Kosten und der eintretende Nutzen gegeneinander abgewogen werden. Die Kosten werden dabei nach den KVR-Leitlinien als Projektkostenbarwerte PKBW erfasst. Der Nutzen besteht im Wesentlichen in der zukünftig zu erwartenden Schadensminderung und den eventuell ermöglichten Nutzungsverbesserungen von zuvor häufig überfluteten Flächen. Er wird als Projektnutzenbarwert PNBW in einer monetären Größe ausgedrückt. Sind die Kosten für Hochwasserschutzmaßnahmen höher als der Nutzen (die verhinderten Schäden), ist eine Ausbauvariante als unwirtschaftlich einzustufen. Für einen rechnerischen Nachweis der ökonomischen Effizienz einer Variante kann nach SCHMIDTKE (2004) der Quotient aus Nutzen und Kosten (das Nutzen-Kosten-Verhältnis) dienen. Für einen Quotienten größer Eins ist die Wirtschaftlichkeit gegeben und mit steigendem Quotienten verbessert sich die Wirtschaftlichkeit.

Zur Berechnung des Projektnutzenbarwerts PNBW ist die Kenntnis über die Schadenspotenziale in den hochwassergefährdeten Gebieten eine grundlegende Voraussetzung. Mit gebietsabhängigen Schadensfunktionen werden die monetären Schäden im Überschwemmungsgebiet in Abhängigkeit hydraulischer Größen wie Fließtiefen und -geschwindigkeiten berechnet. Durch Verschneidung der berechneten Wasserspiegellage mit einem digitalen Geländemodell können die Überschwemmungsgebiete ermittelt werden. Liegen zusätzlich Informationen über die Landnutzung vor, können mit darauf abgestimmten Schadensfunktionen die Schäden berechnet werden. Ist eine Verschneidung mit dem Gelände – beispielsweise aufgrund fehlender Daten – nicht möglich, sind

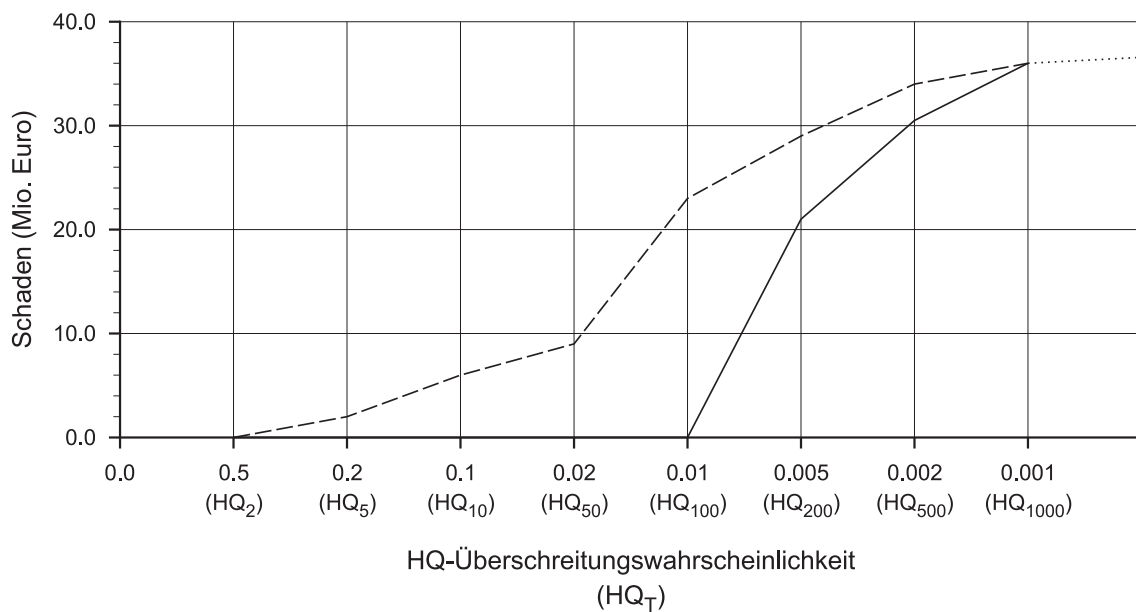


Abbildung 6.1: Gesamtschadensfunktion für den Ohne- (---) und den Mit-Fall (-) nach SCHMIDTKE (2004, modifiziert). Der Mit-Fall sieht in diesem Beispiel Hochwasserschutzmaßnahmen vor, die für ein einhundertjähriges Hochwasser bemessen sind. Daher entstehen Schäden erst für Durchflüsse größer HQ₁₀₀.

alternative Schadensfunktionen anzuwenden. Es können dann für jedes Querprofil Schadensfunktionen aufgestellt werden, um den Schaden in Abhängigkeit der Wasserspiegellage zu berechnen. Nach SCHMIDTKE (2004) wird der Projektnutzenbarwert PNBW wie folgt berechnet. Mit Hilfe der Schadensfunktionen wird für jedes charakteristische Hochwasserereignis HQ₂, HQ₅, HQ₁₀, HQ₅₀, HQ₁₀₀, HQ₂₀₀, HQ₅₀₀ und HQ₁₀₀₀ der zugehörige Gesamtschaden berechnet. Insbesondere für die Ereignisse mit geringen Jährlichkeiten kann der Schaden Null betragen. Die Darstellung der Gesamtschäden in Abhängigkeit ihrer Überschreitungswahrscheinlichkeiten führt zur Gesamtschadensfunktion für das Projektgebiet. In Abbildung 6.1 sind beispielhaft Gesamtschadensfunktionen für den *Ohne*- und den *Mit-Fall* dargestellt. Für den *Ohne-Fall* werden die Schäden kalkuliert, die ohne Hochwasserschutzmaßnahmen anfallen würden. Bei dem *Mit-Fall* entstehen Schäden, sobald der Hochwasserdurchfluss den Bemessungsdurchfluss überschreitet. Durch Integration der unter der Gesamtschadensfunktion liegenden Fläche wird die Schadenserwartung in Euro pro Jahr ermittelt. Die Schadenserwartung wird für den *Ohne-Fall* und den *Mit-Fall* berechnet. Die Differenz ergibt den Erwartungswert der Schadensminderung in Euro pro Jahr, der über eine finanzmathematische Aufbereitung über den Betrachtungszeitraum in den Projektnutzenbarwert PNBW umgerechnet wird.

Um die Variantenbewertung unter Berücksichtigung der beschriebenen Kosten-Nutzen-Betrachtungen zu erweitern, sind folgende Anpassungen erforderlich:

- ◇ Die Variantenbildung bleibt unverändert gegenüber der bisherigen Vorgehensweise. Für jede im Zuge der Optimierung gebildete Variante erfolgt eine hydraulische Berechnung mit den charakteristischen Hochwasserereignissen HQ₂, HQ₅, HQ₁₀, HQ₅₀, HQ₁₀₀, HQ₂₀₀, HQ₅₀₀ und HQ₁₀₀₀.

- ◇ Für jedes Hochwasserereignis werden die Projektkostenbarwerte PKBW und die Projektnutzenbarwerte PNBW berechnet. Die Projektkostenbarwerte PKBW werden – wie bisher die Investitionskosten – unter der Voraussetzung berechnet, dass mit den Hochwasserschutzmaßnahmen ein schadloser Abfluss gewährleistet sein muss. Somit existieren für jede gebildete Variante mehrere Untervarianten. Die verschiedenen Hochwasserereignisse sind die Bemessungsdurchflüsse, nach denen die Maßnahmen für jede Untervariante dimensioniert und kalkuliert wird. Schäden treten nur auf, wenn die Jährlichkeit eines Hochwasserereignisses über der des Bemessungsdurchflusses liegt. Beispielsweise treten für die HQ₂₀₀-Untervariante nur Schäden bei der Beaufschlagung mit HQ₅₀₀ und HQ₁₀₀₀ auf.
- ◇ Die Frage nach dem wirtschaftlichsten Bemessungsdurchfluss wird über das Nutzen-Kosten-Verhältnis beantwortet. Das heißt, für jede Untervariante werden die Nutzen-Kosten-Verhältnisse berechnet. Die Untervariante mit dem besten Verhältnis geht als wirtschaftlichste aus der Variantenbewertung hervor und gibt den wirtschaftlichsten Bemessungsdurchfluss wieder. Weil der Optimierungsalgorithmus vorgibt, dass der Zielfunktionswert umgekehrt proportional zur Güte der Entscheidungsvariablen sein muss, stellt der Kehrwert des Nutzen-Kosten-Verhältnisses das Ergebnis der Variantenbewertung dar.
- ◇ Im Zuge der Optimierung wird die Untervariante mit dem besten Nutzen-Kosten-Verhältnis ausgearbeitet. Dabei muss der wirtschaftlichste Bemessungsdurchfluss nicht zwangsläufig für jede gebildete Variante gleich sein.

In ähnlicher Vorgehensweise bindet VANN LINN (2006) eine vollständige Risikoanalyse zur Bewertung einer Hochwasserschutzmaßnahme in ein automatisches Optimierungssystem ein. Gegenstand der Optimierung ist die Trasse eines Deichs mit ins Grundwasser einbindender Spundwand. Die Maßnahme soll eine Siedlung vor Überschwemmungen und steigenden Grundwasserständen im Wirkungsbereich eines hochwasserführenden Flusses schützen. Die hydraulischen Berechnungen werden mit einem Grundwassermodell ausgeführt. Abweichend zur oben beschriebenen Vorgehensweise dimensioniert VANN LINN (2006) die Maßnahme vollständig mit der Variantenbildung. Der Umfang der Maßnahme ist somit unabhängig von den charakteristischen Hochwasserereignissen, und auf die Berechnung der Kosten und der Nutzen von Untervarianten kann verzichtet werden.

6.5 Optimierungsalgorithmus

Die im Rahmen der Arbeit verwendete Optimierungsmethode *Derandomized Evolutionary Strategy* (DES) hat sich als sehr robust und zuverlässig erwiesen. Es zeigt sich, dass mit einer guten Einstellung der Konfigurationsparameter der Optimierungsprozess verkürzt werden kann. Konkrete Angaben zur Wahl der Parameter, die allgemeine Gültigkeit hätten, können nicht gemacht werden. So geben auch die Entwickler der Optimierungsmethode (siehe Abschnitt 3.7) nur einige Hinweise, deren Wirkung mit den jeweiligen Anwendungsfällen zu prüfen ist.

Mit jeder neuen Problemstellung müssen für die Variantenbildung die Entscheidungsvariablen und die Grenzen, in denen sie verändert werden, bestimmt werden. Darüber hinaus sollten insbesondere für die Anzahl Nachkommen λ je Generation sowie für die Anzahl der auszuführenden Iterationsschritte geeignete Werte im Zuge von Testläufen ermittelt werden. Die Auswirkungen dieser Parameter werden mit den Auswertungen zum Testfall Brücke in Abschnitt 4.3 deutlich. Den globalen Skalierungsfaktor $\vec{\delta}_{global}^g$ zu Beginn der Optimierungsprozesse mit Eins zu belegen, hat sich als günstig erwiesen, weil die hier erreichten Iterationsgeschwindigkeiten insgesamt als zufriedenstellend bewertet werden. Ebenso veranlassen die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit dazu, nicht von der Standardkonfiguration für die beiden Exponenten zur Anpassung der Schrittweiten β_{global} und β abzuweichen.

Um die Güte eines Optimierungsergebnisses beurteilen zu können, ist eine Auswertung der veränderten Entscheidungsvariablen und der ermittelten Zielfunktionswerte über den Iterationsverlauf erforderlich. Diese Parameter sollten sich gegen Ende des Optimierungsprozesses nicht mehr deutlich verändern. Eine entsprechende Auswertung ist mit dem Testfall Brücke (Abschnitt 4.3) in den Abbildungen 4.9 und 4.10 (auf Seite 62) dargestellt. Ein Beleg für besonders zuverlässige Optimierungsergebnisse ist, wenn sich der Zielfunktionswert nach einer Vielzahl Iterationsschritten nicht mehr verbessert. Ein Beispiel hierfür ist mit dem Testfall zum hydraulisch günstigen Fließquerschnitt (Abschnitt 4.5) in Abbildung 4.38 (auf Seite 83) gegeben. Weitere Parameter zur Beurteilung eines Optimierungsergebnisses sind der globale Skalierungsfaktor δ_{global}^g und die individuellen Skalierungsfaktoren δ_i^g . Falls sie über den Iterationsverlauf gegen Null konvergieren, ist das ein sehr zuverlässiger Hinweis darauf, dass der Algorithmus den Zielfunktionswert minimieren und somit das Optimierungsproblem lösen kann. Ein Ansteigen des globalen Skalierungsfaktors δ_{global}^g deutet darauf hin, dass grundsätzlich keine guten Lösungen gefunden werden und die Suche auf einen größeren Lösungsraum ausgeweitet wird. Steigt dagegen ein individueller Skalierungsfaktor δ_i^g an, weist das nicht auf grundsätzlich unzuverlässige Ergebnisse hin. Vielmehr ist es ein Indiz dafür, dass sich die Veränderungen der zugehörigen Entscheidungsvariablen ε_i nicht oder nur wenig sensitiv auf den Zielfunktionswert auswirken. Eine derartige Auswertung ist mit dem Testfall Gebäude in Abschnitt 4.4 vorgenommen worden (siehe Abbildung 4.26 auf Seite 73).

Aufgrund der von dem Optimierungsalgorithmus verwendeten Zufallszahlen wird dringend empfohlen, mehrere Optimierungsläufe mit gleicher Konfiguration auszuführen. Bei den Läufen für die Testfälle und die Anwendungsbeispiele zeigt sich, dass die optimierten Gesamtkosten stets um wenige Prozent voneinander abweichen. Mit steigender Anzahl Iterationsschritte und zunehmender Rechenzeit können die Abweichungen in der Regel weiter minimiert und die Belastbarkeit von Optimierungsergebnissen erhöht werden.

Kapitel 7

Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Die Ausarbeitung von wirtschaftlichen Hochwasserschutzmaßnahmen an Fließgewässern stellt insbesondere im urbanen Raum aufgrund vieler Randbedingungen eine anspruchsvolle Aufgabe dar. Darüber hinaus ist die Variantenstudie mit hydraulischer Modellierung und belastbarer Kostenermittlung ein zeit- und kostenintensiver Prozess. Aus vielen herkömmlichen Variantenstudien gehen Planungen hervor, ohne alle Einsparpotenziale auszuschöpfen. Mit dieser Arbeit wird ein Planungswerkzeug zur computergestützten automatischen Optimierung von Hochwasserschutzmaßnahmen an Fließgewässern entwickelt. Dafür wird die Variantenstudie automatisiert, indem die Variantenbildung, die hydraulische Berechnung und die Variantenbewertung in einem Optimierungssystem miteinander verknüpft werden. Nach entsprechender Konfiguration bewertet das Optimierungssystem automatisch verschiedenste Varianten in iterativer Vorgehensweise. Damit die Suche nach der Vorzugsvariante zielorientiert erfolgt, wird das System von einem heuristischen Optimierungsalgorithmus gesteuert. Das entwickelte Planungswerkzeug bietet eine substantielle Unterstützung bei der Beantwortung gestalterischer Fragestellungen im Wasserbau und der Kostoptimierung von Hochwasserschutzmaßnahmen an Fließgewässern.

Zur Berechnung der Wasserspiegellage und anderer für die Bewertung einer Variante relevanter hydraulischer Parameter wie Fließgeschwindigkeiten und Schubspannungen kommt das weit verbreitete Programm WSPR2007 der Firma PSW-Knauf, Jugenheim zum Einsatz. Die Einbindung von anderen Programmen wäre nach der Entwicklung entsprechender Schnittstellen zum Datenaustausch zwischen hydraulischem Modell und Optimierungssystem möglich.

Für die Variantenbildung sind zunächst die Freiheitsgrade bei der Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen zu definieren. Um den Hochwasserschutz zu verbessern, werden Ufererhöhungen, Veränderungen der Gerinnebreiten sowie Veränderungen der Sohlenhöhen und des Sohlengefälles untersucht. Zudem kann wahlweise die Anhebung von das Gewässer kreuzenden Brücken bei der Optimierung berücksichtigt werden. Im Rahmen dieser Arbeit gilt ein Planungsziel als erfüllt, wenn der Bemessungsdurchfluss ohne Ausuferungen abfließt. Bei der Automatisierung der Variantenstudie ist die Vorgabe des Optimierungsalgorithmus zu beachten, dass eine Variante über eine begrenzte Anzahl Entscheidungsvariablen abzubilden ist. Um dem gerecht zu werden, werden

Parametrisierungsansätze entwickelt, die die Schnittstelle zwischen dem Algorithmus und dem hydraulischen Modell bilden. Zur Parametrisierung werden Bézierkurven verwendet, mit denen die Gewässergeometrie nachgeformt wird. Über die Veränderung der entsprechenden Bézierpunkte können verschiedenste Geometrien gebildet und hydraulisch untersucht werden. Für den Optimierungsalgorithmus stellen die Bézierpunkte die Entscheidungsvariablen dar. Wahlweise können durch eine entsprechende Programmoption für den Planzustand Mittel- und Niedrigwasserrinnen im Gewässer vorgesehen werden.

Zur Variantenbewertung werden die Kosten für Hochwasserschutzmaßnahmen kalkuliert, die anfallen, um das Bemessungshochwasser schadlos abzuleiten. Hierfür werden Kostenfunktionen für Ufermauern, Aufmauerungen auf bestehende Ufersicherungen, Böschungs- und Sohlensicherungen im Detaillierungsgrad einer Entwurfsplanung entwickelt. Darüber hinaus werden Kosten für Maßnahmen an vorhandener Infrastruktur berücksichtigt. Entsprechende Kostenfunktionen für angehobene Ersatzneubauten von Brücken, den Rück- und Umbau von Wehren, die Tieferlegung von Abwasserkanälen und den Umbau von Verkehrswegen werden aufgestellt.

Um die Leistungsfähigkeit des entwickelten Optimierungssystems zu beurteilen, wird es an einfach nachvollziehbaren Testfällen angewendet. Mit dem Testfall Brücke wird die Anpassungsfähigkeit der Gewässersohle untersucht. Es zeigt sich, dass mit einem optimierten Sohlenverlauf die hydraulische Leistungsfähigkeit gesteigert werden kann. Unter der im Istzustand eingestauten Brücke fließt das Bemessungshochwasser im Planzustand als Freispiegelabfluss ab. Der Testfall Gebäude untersucht die Optimierung der Gerinnebreiten. Hier nimmt die automatisch optimierte Uferlinie einen strömungsgünstigen und plausiblen Verlauf an. Mit dem Testfall zum hydraulisch günstigen Fließquerschnitt wird die Leistungsfähigkeit des Optimierungsalgorithmus belegt, indem ein aus der Literatur bekanntes Ergebnis erfolgreich nachvollzogen wird.

Mit den Anwendungsbeispielen – die auf Daten der Vereinigten Weißeritz im Stadtgebiet von Dresden basieren – wird das Optimierungssystem zur Lösung praxisnaher Problemstellungen eingesetzt. Mit dem angesetzten Bemessungsdurchfluss werden Hochwasserschutzmaßnahmen erforderlich. Es wird untersucht, wie sich Sohleneintiefungen gegenüber Brückenanhebungen verhalten und welche Auswirkungen Gerinneaufweitungen auf die Kosten haben. Im Vergleich zu Lösungen, die in herkömmlicher Vorgehensweise ausgearbeitet wurden, zeigt sich die gute Leistungsfähigkeit des Optimierungssystems. Bei den verschiedenen Anwendungsbeispielen wird stets der richtige Lösungsansatz erkannt, und die Feinabstimmung ermöglicht die Ausarbeitung sehr detaillierter und kostenoptimierter Vorzugsvarianten.

Aufgrund der Automatisierung der Variantenstudie wird es möglich, nach der Konfiguration des Systems ohne viel Aufwand des Ingenieurs, die Auswirkungen von verschiedenen Bemessungsgrößen wie Durchfluss und Freibord auf die Kosten zu ermitteln. Die Ergebnisse der automatischen Optimierung sind gut nachvollziehbar, weil eine transparente Aufbereitung der kalkulierten Kosten möglich ist. Darüber hinaus liegt von jeder optimierten Vorzugsvariante der Geometriedatensatz des hydraulischen Modells vor, so dass die Möglichkeit zur Prüfung der hydraulischen Berechnungen gegeben ist. Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Fragestellungen können oh-

ne Anpassungen am Optimierungssystem auf andere Fließgewässer angewendet werden. Es sind lediglich die für die Planung relevanten Randbedingungen über Schnittstellen einzupflegen.

7.2 Ausblick

Für die weitere Nutzung des Optimierungssystems bestehen vielfältige Anwendungsmöglichkeiten. Durch Anpassungen am Optimierungssystem kann auf spezielle Fragestellungen eingegangen werden. Bei der Variantenbildung ergibt sich Entwicklungsbedarf, falls die Parametrisierung über Bézierkurven für bestimmte Fragestellungen ungeeignet ist. Bézierkurven liefern zwar charakteristische Sohlen- und Uferverläufe, sie sind jedoch für Optimierungen mit beabsichtigten Unstetigkeiten in der Gewässergeometrie (wie Wehre und Sohlenstufen) nur bedingt geeignet. Die Verwendung von mehreren aneinandergesetzten Bézierkurven liefert zwar häufig zufriedenstellende Ergebnisse, ist aber möglicherweise nicht für alle Fragestellungen ideal.

Einige der vom Optimierungssystem ausgearbeiteten Lösungen für Testfälle und Anwendungsbeispiele sind unerwartet und erscheinen zunächst ungünstig. Nach detaillierter Prüfung der Ergebnisse wird jedoch stets deutlich, dass tatsächlich die wirtschaftlichste Variante ausgearbeitet wurde. Alle Versuche, mit manuellen Korrekturen die Lösungen zu verbessern, scheitern, weil die Kosten für Hochwasserschutzmaßnahmen steigen. Dies unterstreicht die gute Leistungsfähigkeit der automatischen Optimierung. Andererseits verdeutlicht es die Wichtigkeit der Variantenbewertung. Weil bei der automatischen Optimierung die Praxistauglichkeit der Ergebnisse im Vordergrund steht, sind alle Aspekte, die eine gute Variante ausmachen, zu berücksichtigen. Beispielsweise wäre eine kostenoptimierte Lösung mit abschnittsweise negativem Sohlengefälle für ein natürliches Fließgewässer mit geschiefbeführender Sohle nicht von dauerhaftem Bestand. Im Laufe der Zeit würden Sedimentationen die optimierte Gewässersohle signifikant verändern. Hier ergibt sich weiterer Entwicklungsbedarf zur Variantenbewertung. Mit der Berücksichtigung des Geschiebetransports – der mit dem hydraulischen Modell WSPR2007 (siehe Abschnitt 3.4) berechnet werden kann – könnten Kosten für die Gewässerunterhaltung und -beräumung in die Variantenbewertung integriert werden. Es bietet sich an, die Auswirkungen des Mittelwasserdurchflusses (MQ) und geringerer Hochwasser (HQ₂, HQ₅, HQ₁₀, etc.) zu bewerten.

Mit weiteren Anpassungen der Variantenbewertung erschließt sich ein großes Feld möglicher Anwendungen. Die Stärke der automatischen Optimierung, eine Vielzahl Randbedingungen zu berücksichtigen, sollte dabei genutzt werden. Beispielsweise können Kosten für Grunderwerb berücksichtigt werden, oder in die Kostenfunktion für den Bodenaushub können verschiedene Einheitspreise in Abhängigkeit der Bodenklassen integriert werden. Um ökologische Belange beim Gewässerausbau zu berücksichtigen, könnten Kosten für Ausgleichsmaßnahmen in die Variantenbewertung einfließen. Darüber hinaus bietet sich mit Blick auf die EU-Wasserrahmenrichtlinie (EU, 2000) an, ein Bewertungssystem für die Gewässerstrukturgüte zu integrieren. Mit der Optimierung könnte dann neben einem kostenminimierten Hochwasserschutz auch eine Strukturgüteverbesserung erzielt werden. Weil die Strukturgüte keine monetäre Größe ist, müsste eine Gewichtung zwischen den Kosten und der Strukturgüte vorgenommen werden. Um bei der Variantenbil-

zung zielführende Maßnahmen zur Strukturgüteverbesserung auszuwählen, wäre die Koppelung mit dem Decision-Support-System (DSS) von BARTUSSECK *et al.* (2007) ein denkbarer Ansatz.

Für Kosten-Nutzen-Betrachtungen (siehe Abschnitt 6.4.2) bietet sich eine Verknüpfung des hydraulischen Modells mit einem Geographischen Informationssystem (GIS) an, um Überschwemmungsgebiete und Schadenspotenziale zu berechnen. Im Rahmen der Variantenbewertung müsste hierfür die Wasserspiegellinie automatisiert mit digitalen Geländedaten verschnitten werden.

Bei einer ganzheitlichen Betrachtung des Einzugsgebiets ergeben sich neben den technisch-infrastrukturellen Hochwasserschutzmaßnahmen am Gewässer weitere zu optimierende Maßnahmen wie der Wasserrückhalt in der Fläche und zentrale Hochwasserschutzräume. Die Wirkung dieser Maßnahmen wird mit hydrologischen Modellen nachgewiesen. HÜBNER & OSTROWSKI (2008) entwickeln ein automatisches Optimierungssystem mit einem hydrologischen Modell, um Standorte und Dimensionen von Rückhalteräumen zu optimieren. Ziel ist es, Kosten zu minimieren und den Hochwasserscheitelabfluss zu reduzieren. Eine Koppelung dieses Systems mit dem im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Optimierungssystem würde das Spektrum an zu optimierenden Hochwasserschutzmaßnahmen erweitern. Weil in der Regel das Abflussregime der Einzugsgebiete und die Bathymetrie der Gewässer komplexe Systeme darstellen, ist zu erwarten, dass mit einer optimalen Abstimmung aller Hochwasserschutzmaßnahmen zusätzliche Einsparpotenziale ausgeschöpft werden können.

Literaturverzeichnis

ACKERMANN, THOMAS (1999): *Optimale Regelung von Fließgewässern*, in: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 117, Aachen: Druck & Verlagshaus Mainz GmbH Aachen, (Zugl.: Aachen, Technische Hochschule, Dissertation, 1999).

ARBEITSAUSSCHUSS UFEREINFASSUNGEN, ARBEITSAUSSCHUSS UFEREINFASSUNGEN D. HAFENBAUTECHNISCHEN GESELLSCHAFT E.V. U. D. DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V (2004): *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ – Häfen und Wasserstraßen*, Berlin: Ernst & Sohn, 10. Aufl., ISBN 3-433-02852-4.

ATWOOD, DOROTHY FISHER; GORELICK, STEVEN M. (1985): *Hydraulic Gradient Control for Groundwater Contaminant Removal*, in: Journal of Hydrology, Vol. 76, No. 1, Seiten 85-106, ISSN 0022-1694.

BARTUSSECK, SABINE; NACKEN, HERIBERT; SEWILAM, HANI (2007): *Decision-Support-System (DSS) für Gewässerstruktur verbessernde Maßnahmen zur Umsetzung der EG-WRRRL*, in: Wasserwirtschaft, Band 9, Wiesbaden: Vieweg Verlag.

BAW (2004): *BAW-Brief Nr. 1 – März 2004*, Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW).

BEHFAR, SEYED MOHAMMAD REZA (1998): *Ein Beitrag zur Formoptimierung dickwandiger Schalen am Beispiel von Bogenstaumauern*, in: Fortschrittberichte VDI Reihe 4, Band 145, Düsseldorf: VDI Verlag GmbH, (Zugl.: Essen, Universität-GH, Dissertation, 1997).

BÉZIER, PIERRE E. (1968): *How Renault Uses Numerical Control for Car Body Design and Tooling*, in: Society of Automotive Engineers Congress, Band SAE 680010, Detroit, MI: Society of Automotive Engineers.

BfG (2004): *Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch, Elbegebiet, Teil I*, Koblenz: Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG).

BJÖRNSEN, BJÖRNSEN BERATENDE INGENIEURE ERFURT GMBH (2003): *Hochwasser 2002 – Studie Hochwasserschutzkonzept im Schadensgebiet der Fließgewässer I. Ordnung, Los 4 – Weißeritz*, Pirna: Freistaat Sachsen, Landestalsperrenverwaltung (LTV), (unveröffentlicht).

BOLLRICH, GERHARD (2007): *Technische Hydromechanik Band 1 – Grundlagen*, Berlin: Huss-Medien, 6., durchges. und korrigierte Aufl., ISBN 978-3-345-00912-9.

BRONSTEIN, ILJA N.; SEMENDJAJEW, KONSTANTIN A.; MUSIOL, GERHARD; MÜHLIG, HEINER (1995): *Taschenbuch der Mathematik*, Thun, Frankfurt am Main: Verlag Harri Deutsch, 2., überarb. und erw. Aufl., ISBN 3-8171-2002-8.

DARWIN, CHARLES (1859): *On the Origin of Species by Means of Natural Selection, or the Preservation of Favoured Races in the Struggle for Life*, London: John Murray.

DE BOOR, CARL (1987): *A Practical Guide to Splines*, New York: Springer, 4. Print, ISBN 3-540-90356-9.

DEMNY, GERD (2005): *Erschließung der automatischen Strömungsoptimierung zur Lösung von Gestaltungsaufgaben im Wasserbau*, in: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 137, Aachen: Shaker Verlag, (Zugl.: Aachen, Technische Hochschule, Dissertation, 2004, Die Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar).

DIN 1072 (1985): *Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen*, Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 1985-12.

DIN 4047-5 (1989): *Landwirtschaftlicher Wasserbau; Begriffe; Ausbau und Unterhaltung von Gewässern*, Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 1989-03.

DIN 4084 (1981): *Baugrund; Gelände- und Böschungsbruchberechnungen*, Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 1981-07.

DIN 4124 (2002): *Baugruben und Gräben – Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten*, Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 2002-10.

DIN 18300 (2006): *VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Erdarbeiten*, Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 2006-10.

DIN 19657 (1973): *Sicherungen von Gewässern, Deichen und Küstendünen; Richtlinien*, Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 1973-09.

DIN 19661-1 (1998): *Wasserbauwerke – Teil 1: Kreuzungsbauwerke; Durchleitungs- und Mündungsbauwerke*, Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 1998-07.

DIN 19661-2 (2000): *Richtlinien für Wasserbauwerke – Sohlenbauwerke – Teil 2: Abstürze, Absturztreppe, Sohlenrampen, Sohlengleiten, Stützwellen, Grundschrwellen, Sohlenschwellen*, Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 2000-09.

DIN EN 13383-1 (2002): *Wasserbausteine – Teil 1: Anforderungen; Deutsche Fassung EN 13383-1:2002*, Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 2002-08.

DVWK, DEUTSCHER VERBAND FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KULTURBAU (1989): *Wahl des Bemessungshochwassers: Entscheidungswege zur Festlegung des Schutz- und Sicherheitsgrades. DVWK-Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 209/1989*, Hamburg: Verlag Paul Parey, ISBN 3-490-30997-9.

DVWK, DEUTSCHER VERBAND FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KULTURBAU (1991): *Hydraulische Berechnung von Fließgewässern. DVWK-Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 220/1991*, Hamburg: Verlag Paul Parey, ISBN 3-490-32097-2.

DVWK, DEUTSCHER VERBAND FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KULTURBAU (1999): *Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern. DVWK-Schriften Heft 127*, Bonn: Wirtschafts- u. Verl.-Ges. Gas und Wasser, ISBN 3-89554-099-4.

EU (2000): *Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik*, in: Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaft, Band L327.

- FELDMANN, LUTZ (2002): *Finding the optimal well configuration for the ground-water model Worringen by applying Simulated Annealing and Derandomized Evolutionary Strategy*, Diplomarbeit, Aachen, Technische Hochschule in Kooperation mit Cornell University, Ithaka, New York, USA, (unveröffentlicht).
- FORKEL, CHRISTIAN (2004): *Numerische Modelle für die Wasserbaupraxis: Grundlagen, Anwendungen und Qualitätsaspekte*, in: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 130, Aachen: Shaker Verlag, (Zugl.: Aachen, Technische Hochschule, Habil.-Schr., 2003).
- GASS, SAUL I. (1985): *Linear programming: methods and applications*, New York, NY, USA: McGraw-Hill, 5th ed., ISBN 0-07-022982-1.
- GILL, PHILIP E.; MURRAY, WALTER; WRIGHT, MARGARET H. (1981): *Practical Optimization*, London: Academ. Press, ISBN 0-12-283950-1.
- GRILL, HEINER (1998): *Ein objektorientiertes Programmsystem zur diskret-kontinuierlichen Strukturoptimierung mit verteilten Evolutionsstrategien*, in: Fortschrittberichte VDI Reihe 10, Band 520, Düsseldorf: VDI Verlag GmbH, (Zugl.: Bochum, Ruhr-Universität, Dissertation, 1997).
- HALFEN (2007): *Halfen Maueranschlussschienen*, Langenfeld: HALFEN-DEHA Vertriebsgesellschaft mbH, über <http://www.halfen-deha.de>, letzter Zugriff 26. Juli 2007.
- HEC (2002): *HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, Version 3.1*, Davis: US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center (HEC), über <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>, letzter Zugriff 22. Juni 2005.
- HOAI (2001): *Honorarordnung für Architekten und Ingenieure*, Köln: Bundesanzeiger-Verl., Ausg. 1996, 2. überarb. Aufl. 2002, ISBN 3-89817-143-4, hrsg. von Franz Hermann Depenbrock und Oskar Vogler.
- HOMANN, CHRISTOF (2006): *Automatische Optimierung von Grundwasserhaltungen in von Hochwasser beeinflussten Aquiferen*, Dissertation, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, Aachen, (Die Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar).
- HÜBNER, CHRISTOPH; OSTROWSKI, MANFRED (2008): *Optimierung von technischen Hochwasserschutzmaßnahmen unter Verwendung hybrider evolutionsstrategischer Algorithmen*, in: Hochwasser, Wassermangel, Gewässerverschmutzung – Problemlösung mit modernen hydrologischen Methoden. Beiträge zum Tag der Hydrologie 2008, 27./28. März 2008 an der Leibniz Universität in Hannover. Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Heft 23.08, Seiten 114-122, Hrsg.: Haberlandt, Uwe; Riemeier, Bernd; Billib, Max; Verworn, Hans-Reinhard; Kleeberg, Hans-B.
- IKSR (2002): *Hochwasservorsorge – Maßnahmen und ihre Wirksamkeit*, Koblenz: Internationale Kommission zum Schutz des Rheins (IKSR), ISBN 3-935324-44-8.
- JEHLE, ULRICH (1993): *Ein Beitrag zur Formoptimierung von Tragwerken*, Dissertation, Institut für Computeranwendungen der Universität Stuttgart, Stuttgart.
- KIRSTEN, MANFRED (1964): *Ein neues Verfahren für die Bestimmung der wirtschaftlichen Ausbaugröße und der Würdigkeit von Hochwasserschutzmaßnahmen*, in: Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft, Berlin, Band 17, Berlin: Verlag für Bauwesen VEB.
- KNAUF, DIETER (2003): *Anwenderhandbuch zum Programmsystem HYDRA-WSPR2003*, Jüngenheim: PSW-Knauf, über <http://www.psw-knauf.de/download.htm>, „WSP-Handbuch“, letzter Zugriff 15. Mai 2007.

- LANGE, GERD; LECHER, KURT (1993): *Gewässerregelung, Gewässerpflege: naturnaher Ausbau und Unterhaltung von Fließgewässern*, Hamburg: Parey, 3., Neubearb. u. erw. Aufl., ISBN 3-490-17916-1.
- LAWA, LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT WASSER (2000): *Wirksamkeit von Hochwasservorsorge- und Hochwasserschutzmaßnahmen*, Schwerin: Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA), Vorsitz: Umweltministerium Mecklenburg-Vorpommern.
- LAWA, LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT WASSER (2004): *Instrumente und Handlungsempfehlungen zur Umsetzung der Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz*, Düsseldorf: Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA), Vorsitz: Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen.
- LAWA, LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT WASSER (2005): *Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen (KVR-Leitlinien)*, Berlin: Kulturbuchverlag, ISBN 3-88961-240-7.
- LEHN, JÜRGEN; WEGMANN, HELMUT (1992): *Einführung in die Statistik*, Stuttgart: B. G. Teubner, 2., überarb. Aufl., ISBN 3-519-12071-2.
- LfUG (2004): *Ereignisanalyse – Hochwasser August 2002 in den Osterzgebirgsflüssen*, Dresden: Freistaat Sachsen, Landesamt für Umwelt und Geologie (LfUG), ISBN 0-19-507392-4.
- LOHR, HUBERT (2001): *Simulation, Bewertung und Optimierung von Betriebsregeln für wasserwirtschaftliche Speichersysteme*, in: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt, Band 118, Darmstadt: Eigenverlag, (Zugl.: Darmstadt, Technische Universität, Dissertation, 2001).
- LTV (2003): *Erstellung von Hochwasserschutzkonzepten für Fließgewässer – Empfehlungen für die Ermittlung des Gefährdungs- und Schadenpotenzials bei Hochwasserereignissen sowie für die Festlegung von Schutzzielen*, Pirna: Freistaat Sachsen, Landestalsperrenverwaltung (LTV), Fachbereich Technik.
- MARTIN, HELMUT; AIGNER, DETLEF; POHL, REINHARD; GILLI, STEFANO (2004): *Weißeritz 400 – Hydraulische Untersuchungen zum Abführvermögen der Weißeritz von bis zu 400 m³/s im Stadtgebiet Dresden*, Dresden: Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden, im Auftrag des Umweltamts der Landeshauptstadt Dresden, (unveröffentlicht).
- MARTIN, HELMUT; POHL, REINHARD; U. A. (2000): *Technische Hydromechanik Band 2 – Hydraulische und numerische Modelle*, Berlin: Verlag Bauwesen, 1. Aufl., ISBN 3-345-00682-0.
- MATHWORKS (2007): *Matlab (R14) Documentation*, The MathWorks, Inc., über <http://www.mathworks.com/access/helpdesk/help/techdoc/>, letzter Zugriff 10. Juli 2007.
- MURL (1999): *Richtlinie für naturnahe Unterhaltung und naturnahen Ausbau der Fließgewässer in Nordrhein-Westfalen*, Düsseldorf: Land Nordrhein-Westfalen, Ministerium für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft (MURL), 5. völlig neu bearbeitete Auflage.
- MUSCHALLA, DIRK (2006): *Evolutionäre multikriterielle Optimierung komplexer wasserwirtschaftlicher Systeme*, in: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt, Band 137, Darmstadt: Eigenverlag, (Zugl.: Darmstadt, Technische Universität, Dissertation, 2006).
- OSTERMEIER, ANDREAS (1997): *Schrittweitenadaptation in der Evolutionsstrategie mit einem entstochastisierten Ansatz*, (Dissertation Technische Universität Berlin, Fachgebiet Bionik und Evolutionstechnik).

- OSTERMEIER, ANDREAS; GAWELCZYK, ANDREAS; HANSEN, NIKOLAUS (1994): *Step-size Adaptation Based on Non-local Use of Selection Information*, in: Lecture Notes In Computer Science Vol. 866, Proceedings of the International Conference on Evolutionary Computation. The Third Conference on Parallel Problem Solving from Nature: Parallel Problem Solving from Nature – PPSN III, Seiten 189-198, Berlin: Springer, ISBN 3-540-58484-6.
- PASCHE, ERIK; TESCHKE, ULF; KETTLER, STEFANIE; GEISSLER, TIMM RUBEN (2004): *Hochwasserschutz der Stadt Dresden, Weißeritz – Hochwasserschutzdamm Löbtau, Risiko- und Tauglichkeitsanalyse zur Vorplanung*, Hamburg: Institut für Wasserbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg, im Auftrag des Umweltamts der Landeshauptstadt Dresden, (unveröffentlicht).
- PRAUTZSCH, HARTMUT; BÖHM, WOLFGANG; PALUSZNY, MARCO (2002): *Bézier and B-Spline Techniques*, Berlin: Springer, ISBN 3540437614.
- RECHENBERG, INGO (1973): *Evolutionsstrategie: Optimierung technischer Systeme nach Prinzipien der biologischen Evolution*, Stuttgart-Bad Cannstatt: Frommann-Holzboog, ISBN 3-7728-0374-1, (Zugl.: Berlin, Technische Universität, Dissertation, 1970).
- REEVES, COLIN R. (1995): *Modern Heuristic Techniques for Combinatorial Problems*, London: McGraw-Hill Book Company Europe, ISBN 0-07-709239-2.
- RHODE, RAJU MARCUS (2002): *Computationally efficient optimization of groundwater remediation using derivative-based and heuristic algorithms*, Dissertation, Cornell University, Ithaka, New York, USA.
- RICHTER, ANDREAS (2005): *Entwicklung von Kostenfunktionen für wasserbauliche Maßnahmen am Beispiel der Vereinigten Weißeritz im Stadtgebiet Dresden*, Diplomarbeit, Freiberg: Institut für Bergbau und Spezialtiefbau der Technischen Universität Bergakademie Freiberg in Kooperation mit DDC Dorsch Consult, Dresden, (unveröffentlicht).
- RYBICKI, RUDOLF (1993): *Faustformeln und Faustwerte für Konstruktionen im Hochbau, Teil 1: Geschossbauten*, Düsseldorf: Werner, 3., neubearb. u. erw. Aufl., ergänzter Nachdr., ISBN 3-8041-3055-0.
- SÄHO (2001): *Haushaltsordnung des Freistaates Sachsen (Sächsische Haushaltsordnung – SÄHO)*, Dresden: Freistaat Sachsen, Staatsministerium der Finanzen.
- SAIT, SADIQ M.; YOUSSEF, HABIB (1999): *Iterative Computer Algorithms with Applications in Engineering: Solving Combinatorial Optimization Problems*, Los Alamitos, California, USA: IEEE Computer Society, ISBN 0-7695-0100-1.
- SCHMIDTKE, REINHARD F. (2004): *Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen in Hochwasserschutzplanungen*, in: Wasserwirtschaft, Band 9, Wiesbaden: Vieweg Verlag.
- SCHRAMM, JENS (2004): *Eindimensionale Berechnung instationärer und diskontinuierlicher Strömungen in abflussschwachen naturnahen Fließgewässern*, in: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, Band 138, Aachen: Shaker Verlag, (Zugl.: Aachen, Technische Hochschule, Dissertation, 2003, Die Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar).
- SCHWEFEL, HANS-PAUL (1977): *Numerische Optimierung von Computer-Modellen mittels der Evolutionsstrategie*, Basel, Stuttgart: Birkhäuser, ISBN 3-7643-0876-1, (Zugl.: Berlin, Technische Universität, Dissertation, 1975 u.d.T.: Evolutionsstrategie und numerische Optimierung).

SIMMER, KONRAD (1999): *Grundbau Teil 2: Baugruben und Gründungen*, Stuttgart: Teubner, 18., vollst. überarb. Aufl., ISBN 3-519-35232-X, frühere Aufl. u.d.T.: Schulze, Walter E.: Grundbau.

SMUL (1995): *Richtlinie für die naturnahe Gestaltung der Fließgewässer in Sachsen*, Dresden: Freistaat Sachsen, Staatsministerium für Umwelt und Landesentwicklung (SMUL), 1. Auflage.

VANN LINN, ANDREAS (2006): *Automatische Optimierung zur Bewertung und Risikoanalyse einer Hochwasserschutzmaßnahme*, Dissertation, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, Aachen, (Die Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar).

VOTH, BERTHOLD (1995): *Tiefbaupraxis – Konstruktionen, Verfahren, Herstellungsabläufe im Ingenieur Tiefbau*, Wiesbaden und Berlin: Bauverlag, 3., vollständig neubearb. Aufl., ISBN 3-7625-3077-7.

YOON, JAE-HEUNG; SHOEMAKER, CHRISTINE A. (1999): *Comparison of Optimization Methods for Ground-Water Bioremediation*, in: *Journal of Water Resources Planning and Management*, Band 125/1, Seiten 54-63, ISSN 0733-9496.

Abbildungsverzeichnis

1.1	Iterative Vorgehensweise bei einer Variantenstudie	4
2.1	Beispiel für veränderte hydraulische Randbedingungen zwischen benachbarten Planungsabschnitten durch geänderte Hochwasserschutzmaßnahmen	13
2.2	Zum Beispiel Natursteinverblendung: Kostenfunktionen für Winkelstützmauern und Sohlensicherung	16
2.3	Zum Beispiel Natursteinverblendung: Fließtiefen in Abhängigkeit der Gewässerbreiten bei sonst gleichen Randbedingungen	16
2.4	Zum Beispiel Natursteinverblendung: Gesamtkosten in Abhängigkeit der Gewässerbreiten für die Szenarien mit und ohne Natursteinverblendung an den Ufermauern	16
2.5	Zum Beispiel Natursteinverblendung: Querprofile, optimiert für Winkelstützmauern mit und ohne Natursteinverblendung	17
2.6	Kostenvergleich für verschiedene Durchflüsse	19
2.7	Kostenvergleich für verschiedene Freiborde	19
3.1	Schema des Optimierungssystems	25
3.2	Zwei Bézierkurven, die sich in einem Bézierpunkt unterscheiden	29
3.3	Beispiel für die Annäherung einer Gewässersohle im Längsschnitt durch zwei Bézierkurven und eine Gerade	31
3.4	Beispiel für die Annäherung eines Gewässerverlaufs im Lageplan durch Bézierkurven	32
3.5	Querprofil im Ist- und Planzustand	33
3.6	Beispiel für wasserbauliche Maßnahmen im Längsschnitt, die sich bei Sohleneintiefungen und Ufererhöhungen ergeben	37
3.7	Programmablaufplan zur Erfassung der Hochwasserschutzmaßnahmen	42
3.8	Programmablaufplan, Detail: Maßnahmen resultierend aus veränderten Gerinnebreiten erfassen	43
3.9	Programmablaufplan, Detail: Maßnahmen resultierend aus veränderten Sohlenhöhen erfassen	44
3.10	Programmablaufplan, Detail: Maßnahmen resultierend aus zu geringen Uferhöhen links erfassen	45
3.11	Programmablaufplan, Detail: Maßnahmen resultierend aus zu geringen Uferhöhen rechts erfassen	46
3.12	Prinzipieller Programmablauf der Optimierung mit $(1,\lambda)$ -DES	49

4.1	Querprofil des Testgerinnes	54
4.2	Hydraulischer Längsschnitt des Testgerinnes	54
4.3	Testfall Brücke, manuell ermittelte Variante: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzustand	57
4.4	Testfall Brücke, manuell ermittelte Variante: Differenzen der Sohlenhöhen zwischen Plan- und Istzustand sowie geplante Höhen der Ufermauern links und rechts über die Gewässerlänge	58
4.5	Testfall Brücke, manuell ermittelte Variante: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Ufermauern beidseitig sowie Maßnahmen an der Sohle	58
4.6	Testfall Brücke, manuell ermittelte Variante: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge	58
4.7	Testfall Brücke: Auswertungen der 40 Optimierungsläufe	59
4.8	Testfall Brücke, bester Lauf im Vergleich zu den 39 anderen Läufen: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen	60
4.9	Testfall Brücke, bester Lauf: Höhen der Bézierpunkte 4 und 6 über den Iterationsverlauf	62
4.10	Testfall Brücke, bester Lauf: Gesamtkosten und die bisher besten Gesamtkosten über den Iterationsverlauf	62
4.11	Testfall Brücke, bester Lauf: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzustand	63
4.12	Testfall Brücke, bester Lauf: Querprofil mit Brücke an Gewässerstation 900 im Ist- und Planzustand	63
4.13	Testfall Brücke, bester Lauf: Differenzen der Sohlenhöhen zwischen Plan- und Istzustand sowie geplante Höhen der Ufermauern links und rechts über die Gewässerlänge	64
4.14	Testfall Brücke, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Ufermauern beidseitig sowie Maßnahmen an der Sohle	64
4.15	Testfall Brücke, bester Lauf: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge	64
4.16	Testfall Gebäude, Optimierung ohne Hindernis, bester Lauf im Vergleich zu den neun anderen Läufen: Schematisierter Lageplan mit Ist- und Planzuständen	67
4.17	Testfall Gebäude, Optimierung ohne Hindernis, bester Lauf im Vergleich zu den neun anderen Läufen: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen	67
4.18	Testfall Gebäude, Optimierung ohne Hindernis, bester Lauf: Geplante Höhen der Ufersicherungen rechts über die Gewässerlänge	68
4.19	Testfall Gebäude, Optimierung ohne Hindernis, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an den linken und rechten Ufern sowie der Sohle	68
4.20	Testfall Gebäude, Optimierung ohne Hindernis, bester Lauf: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge	68
4.21	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit elf Bézierpunkten im Vergleich zu den neun anderen Läufen: Schematisierter Lageplan mit Ist- und Planzuständen	71
4.22	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit elf Bézierpunkten im Vergleich zu den neun anderen Läufen: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen	71
4.23	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit elf Bézierpunkten: Geplante Höhen der Ufersicherungen links und rechts über die Gewässerlänge	72

4.24	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit elf Bézierpunkten: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an den linken und rechten Ufern sowie der Sohle	72
4.25	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit elf Bézierpunkten im Vergleich zu den neun anderen Läufen: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge	72
4.26	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit elf Bézierpunkten: Die DES-Parameter globaler Skalierungsfaktor δ_{global}^g und individuelle Skalierungsfaktoren δ_i^g für zwei ausgewählte Bézierpunkte	73
4.27	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, manuell veränderter und bester Lauf mit elf Bézierpunkten: Schematisierter Lageplan mit Ist- und Planzuständen	75
4.28	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, manuell veränderter und bester Lauf mit elf Bézierpunkten: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen	75
4.29	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, manuell veränderter Lauf mit elf Bézierpunkten: Geplante Höhen der Ufersicherungen links und rechts über die Gewässerlänge	76
4.30	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, manuell veränderter Lauf mit elf Bézierpunkten: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an den linken und rechten Ufern sowie der Sohle	76
4.31	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, manuell veränderter Lauf mit elf Bézierpunkten: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge	76
4.32	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit sieben Bézierpunkten im Vergleich zum besten mit elf Bézierpunkten: Schematisierter Lageplan mit Ist- und Planzuständen	78
4.33	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit sieben Bézierpunkten im Vergleich zum besten mit elf Bézierpunkten: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen	78
4.34	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit sieben Bézierpunkten: Geplante Höhen der Ufersicherungen links und rechts über die Gewässerlänge	79
4.35	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit sieben Bézierpunkten: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an den linken und rechten Ufern sowie der Sohle	79
4.36	Testfall Gebäude, Optimierung mit Hindernis, bester Lauf mit sieben Bézierpunkten: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge	79
4.37	Testfall hydraulisch günstiger Querschnitt: Ein ausgewähltes Querprofil in der Mitte (Station 1000) des gleichförmigen Gerinnes im Ist- und Planzustand	83
4.38	Testfall hydraulisch günstiger Querschnitt, ein ausgewählter Optimierungslauf: Zielfunktionswerte für jeden Iterationsschritt und die bisher besten Zielfunktionswerte	83
5.1	Kartenausschnitt von Dresden mit der Vereinigten Weißeritz zwischen dem Wehr der Bienertmühle und der Mündung in die Elbe (aus BJÖRNSEN, 2003, modifiziert)	87
5.2	Anwendungsbeispiele, Istzustand: Hydraulischer Längsschnitt mit den Wasserspiegellagen für Durchflüsse von $200 \text{ m}^3/\text{s}$ und $400 \text{ m}^3/\text{s}$	90
5.3	Anwendungsbeispiele, Istzustand: Linke und rechte Uferneigung je Querprofil	90

5.4	Anwendungsbeispiel A, Startbedingung für die Optimierung: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzustand	92
5.5	Anwendungsbeispiel A, alle Läufe: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen	93
5.6	Anwendungsbeispiel A, alle Läufe: Standardabweichung der Wasserspiegellagen je Querprofil über die Gewässerlänge	93
5.7	Anwendungsbeispiel A, bester Lauf: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzustand	95
5.8	Anwendungsbeispiel A, bester Lauf: Maß der Brückenanhebungen	95
5.9	Anwendungsbeispiel A, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an Brücken und anderen das Gewässer kreuzenden Bauwerken wie Wehre und Abwasserkanäle	95
5.10	Anwendungsbeispiel A, bester Lauf: Differenzen der Sohlenhöhen zwischen Plan- und Istzustand sowie geplante Höhen der Ufersicherungen links und rechts über die Gewässerlänge	96
5.11	Anwendungsbeispiel A, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an den linken und rechten Ufern sowie der Sohle	96
5.12	Anwendungsbeispiel A, bester Lauf: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge	96
5.13	Anwendungsbeispiel B, alle Läufe: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen	99
5.14	Anwendungsbeispiel B, alle Läufe: Standardabweichung der Wasserspiegellinien je Querprofil über die Gewässerlänge	99
5.15	Anwendungsbeispiel B, bester Lauf: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzustand	100
5.16	Anwendungsbeispiel B, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an Brücken und anderen das Gewässer kreuzenden Bauwerken wie Wehre und Abwasserkanäle	100
5.17	Anwendungsbeispiel B, bester Lauf: Differenzen der Sohlenhöhen zwischen Plan- und Istzustand sowie geplante Höhen der Ufersicherungen links und rechts über die Gewässerlänge	101
5.18	Anwendungsbeispiel B, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an den linken und rechten Ufern sowie der Sohle	101
5.19	Anwendungsbeispiel B, bester Lauf: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge	101
5.20	Anwendungsbeispiel C, alle Läufe: Lageplan mit Ist- und Planzuständen	103
5.21	Anwendungsbeispiel C, alle Läufe: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen	103
5.22	Anwendungsbeispiel C, alle Läufe: Standardabweichung der Wasserspiegellagen je Querprofil über die Gewässerlänge	104
5.23	Anwendungsbeispiel C, bester Lauf: Hydraulischer Längsschnitt mit Ist- und Planzustand	105
5.24	Anwendungsbeispiel C, bester Lauf: Maß der Brückenanhebungen	105

5.25	Anwendungsbeispiel C, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an Brücken und anderen das Gewässer kreuzenden Bauwerken wie Wehre und Abwasserkanäle	105
5.26	Anwendungsbeispiel C, bester Lauf: Differenzen der Sohlenhöhen zwischen Plan- und Istzustand sowie geplante Höhen der Ufersicherungen links und rechts über die Gewässerlänge	106
5.27	Anwendungsbeispiel C, bester Lauf: Verteilung der Kosten über die Gewässerlänge für Maßnahmen an den linken und rechten Ufern sowie der Sohle	106
5.28	Anwendungsbeispiel C, bester Lauf: Verteilung der Gesamtkosten über die Gewässerlänge	106
5.29	Anwendungsbeispiele A und C im Vergleich: Längsschnitt mit Istzuständen	109
5.30	Anwendungsbeispiele im Vergleich zu <i>Weißeritz 400</i> : Längsschnitt mit Istzuständen	112
5.31	Anwendungsbeispiele im Vergleich zu <i>Weißeritz 400</i> : Gerinnebreiten über die Gewässerlänge im Istzustand	112
5.32	Anwendungsbeispiele im Vergleich zu <i>Weißeritz 400</i> : Querprofile an Station 920 im Istzustand	112
5.33	Anwendungsbeispiel A im Vergleich zu Variante 2 aus <i>Weißeritz 400</i> : Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen	114
5.34	Anwendungsbeispiel A im Vergleich zu Variante 2 aus <i>Weißeritz 400</i> : Querprofile an Station 1238 mit Istzustand der Anwendungsbeispiele und den Planzuständen	115
5.35	Anwendungsbeispiel B im Vergleich zu den Varianten 3 und 4 aus <i>Weißeritz 400</i> : Querprofile an Station 1238 mit Istzustand der Anwendungsbeispiele und den Planzuständen	115
5.36	Anwendungsbeispiel A im Vergleich zu Variante 2 aus <i>Weißeritz 400</i> : Querprofile an Station 2868 mit Istzustand der Anwendungsbeispiele und den Planzuständen	116
5.37	Anwendungsbeispiel B im Vergleich zu den Varianten 3 und 4 aus <i>Weißeritz 400</i> : Querprofile an Station 2868 mit Istzustand der Anwendungsbeispiele und den Planzuständen	116
5.38	Anwendungsbeispiel A im Vergleich zu Variante 2 aus <i>Weißeritz 400</i> : Querprofile an Station 3381 mit Istzustand der Anwendungsbeispiele und den Planzuständen	117
5.39	Anwendungsbeispiel B im Vergleich zu den Varianten 3 und 4 aus <i>Weißeritz 400</i> : Querprofile an Station 3381 mit Istzustand der Anwendungsbeispiele und den Planzuständen	117
5.40	Anwendungsbeispiel B im Vergleich zu Variante 3 aus <i>Weißeritz 400</i> : Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen	118
5.41	Anwendungsbeispiel B im Vergleich zu Variante 4 aus <i>Weißeritz 400</i> : Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen	118
5.42	Anwendungsbeispiel B im Vergleich zu den Varianten 3 und 4 aus <i>Weißeritz 400</i> : Sohlengefälle zwischen benachbarten Querprofilen über die Gewässerlänge	119
5.43	Anwendungsbeispiel B im Vergleich zu den Varianten 3 und 4 aus <i>Weißeritz 400</i> : Fließgeschwindigkeiten über die Gewässerlänge	119
5.44	Anwendungsbeispiel C im Vergleich zur <i>Risiko- und Tauglichkeitsanalyse</i> : Längsschnitt mit Istzuständen	122

5.45	Anwendungsbeispiel C im Vergleich zur <i>Risiko- und Tauglichkeitsanalyse</i> : Gerinnebreiten über die Gewässerlänge im Istzustand	122
5.46	Anwendungsbeispiel C im Vergleich zur <i>Risiko- und Tauglichkeitsanalyse</i> : Querprofile an Station 3886 im Istzustand	122
5.47	Anwendungsbeispiel C im Vergleich zur <i>Risiko- und Tauglichkeitsanalyse</i> : Lageplan mit Ist- und Planzuständen	124
5.48	Anwendungsbeispiel C im Vergleich zur <i>Risiko- und Tauglichkeitsanalyse</i> : Längsschnitt mit Ist- und Planzuständen	124
6.1	Gesamtschadensfunktion für den Ohne- und den Mit-Fall nach SCHMIDTKE (2004, modifiziert)	133
A.1	Gegenüberstellung der Wandhöhen von Winkelstützmauern mit anderen geometrischen Größen	162
A.2	Regelprofil der Winkelstützmauer	166
A.3	Fundamentbreiten in Abhängigkeit der Wandhöhen aus den Regelentwürfen für Winkelstützmauern	168
A.4	Kostenfunktion Winkelstützmauer	169
A.5	Regelprofile der Böschungssicherungen	175
A.6	Fotos von Sohlen- und Böschungssicherungen aus Wasserbausteinen	176
A.7	Kostenfunktion für verschiedene Böschungssicherungen in Abhängigkeit der lichten Böschungshöhe $h_{Böschung}$	179
A.8	Kostenfunktion für verschiedene Böschungssicherungen in Abhängigkeit der Böschungsneigung	179
A.9	Kostenfunktion für Aufmauerungen	181
A.10	Regelprofile der Sohlensicherungen	183
A.11	Kostenfunktion Sohlensicherung für verschiedene Sicherungsarten	184
A.12	Erdbewegungen an einem Querprofil resultierend aus veränderter Gerinnebreite und Sohlenhöhen	186

Tabellenverzeichnis

2.1	Auszug aus <i>Maßnahmenauswahl und -beschreibung des Hochwasserschutzkonzeptes</i> (BJÖRNSSEN, 2003, ausgewählte Positionen und Angaben)	11
2.2	Zum Beispiel Natursteinverblendung: Hydraulisch günstiger Querschnitt für Ufermauern mit und ohne Natursteinverblendung	15
4.1	Testfall Brücke: Kosten der beschriebenen Ergebnisse in Euro und der prozentuale Anteil an den jeweiligen Gesamtkosten	57
4.2	Testfall Brücke, bester Lauf: Gesamtkosten und die Höhen der Bézierpunkte 4 und 6 für die fünf besten sowie für den acht- und den neuntbesten Iterationsschritt	62
4.3	Testfall Gebäude: Kosten der beschriebenen Ergebnisse in Euro und prozentualer Anteil an den jeweiligen Gesamtkosten	70
4.4	Testfall hydraulisch günstiger Querschnitt: Querprofilparameter für Ist- und Planzustand im Vergleich zum hydraulisch günstigen Fließquerschnitt	84
5.1	Wehre im Modellgebiet mit den für den Istzustand modellierten Kronenhöhen	86
5.2	Brücken im Modellgebiet mit den für den Istzustand modellierten Konstruktionsoberkanten und -unterkanten	89
5.3	Angenommene Hindernisse, die das Gewässer kreuzen, mit für den Istzustand angesetzten Abmessungen	91
5.4	Anwendungsbeispiele: Kosten der beschriebenen Optimierungsergebnisse in Euro und prozentualer Anteil an den jeweiligen Gesamtkosten	97
5.5	Anwendungsbeispiele im Vergleich zu <i>Weißeritz 400</i> : Übersicht der untersuchten Szenarien mit Freiheitsgraden für die Planungen	110
5.6	Anwendungsbeispiel C im Vergleich zur <i>Risiko- und Tauglichkeitsanalyse</i> : Übersicht der untersuchten Szenarien mit Bemessungsgrößen und Freiheitsgraden für die Planungen	121
A.1	Bei der Bemessung der Regelentwürfe für Ufermauern zugrunde gelegte Bodenkennwerte	164
A.2	In den Kostenfunktionen für Ufermauern berücksichtigte Lastannahmen	165
A.3	Fundamenthöhen $h_{Fund.}$ in Abhängigkeit der Wandhöhen h_{Wand} und der Lastannahmen	166
A.4	Breite des wasserseitigen Sporns $b_{Sporn,wassers.}$ in Abhängigkeit der Wandhöhen h_{Wand} .	167
A.5	Obere Breite der Mauerwand $b_{Wand,oben}$	167
A.6	Kritische Schleppspannungen τ_{crit} für verschiedene Arten der Sohlen- und Böschungssicherung	177

Verzeichnis der mathematischen Symbole und Abkürzungen

Indices und Funktionen

f	Zielfunktion
i, j, k	Laufindices

Skalare Größen

β	DES-Parameter zur Anpassung der Schrittweiten	
β_{global}	DES-Parameter zur Anpassung der Schrittweiten	
γ'	Wichte unter Auftrieb	$ML^{-1}T^{-3}$
γ_n	Erdfeuchte Wichte des Bodens	$ML^{-1}T^{-3}$
δ_i^g	individuelle Skalierungsfaktoren, Komponenten des Skalierungsvektors $\vec{\delta}^g$	
δ_{global}^g	Globaler Skalierungsfaktor	
ε_i	Entscheidungsvariablen mit $i = 1, \dots, n$. Komponenten des Vektors $\vec{\varepsilon}$	
λ	DES: Anzahl der Nachkommen je Generation	
λ	Universelle Fließformel von DARCY-WEISBACH: Widerstandsbeiwert	
μ	Überfallbeiwert für Wehre	
ρ	Dichte von Wasser	$ML^{-1}T^{-3}$
ϱ	Korrelationskoeffizient	
τ	Schubspannung	$ML^{-1}T^{-2}$
τ_0	Wandschubspannung	$ML^{-1}T^{-2}$
τ_{crit}	Kritische Schleppspannung	$ML^{-1}T^{-2}$
φ	Wirksamer Reibungswinkel des Bodens	°
Δb	Differenz der Gerinnebreiten	L
Δh	Differenz der Fließtiefen	L
Δh_{Sohle}	Differenz der Sohlenhöhen	L
$\Delta h_{Ufer,links}$	Abweichung der Uferhöhe links im Istzustand von dem geplanten Bemessungsziel	L

$\Delta h_{Ufer,rechts}$	Abweichung der Uferhöhe rechts im Istzustand von dem geplanten Bemessungsziel	L
Δx	Abstand auf der Gewässerachse	L
b_i^o	obere Grenze der Entscheidungsvariable i	
b_i^u	untere Grenze der Entscheidungsvariable i	
$b_{Arbeitsraum}$	Breite des Arbeitsraums	L
$b_{Böschung}$	Breite der Böschung	L
$b_{Fund.}$	Breite des Fundaments	L
b_{Kappe}	Breite der Kappe	L
$b_{Kolkenschutz}$	untere Breite des Kolkenschutzes	L
$b_{Mauer Bestand}$	Breite der bestehenden Mauer	L
$b_{Mauerwerk}$	Breite des Mauerwerks für Aufmauerung	L
b_{Sockel}	Breite des Betonsockels für Dränrohr	L
b_{Sohle}	Breite der Gewässersohle	L
$b_{Sohle,Ist}$	Breite der Gewässersohle im Istzustand	L
$b_{Sohle,Plan}$	Breite der Gewässersohle im Planzustand	L
$b_{Sporn,erds.}$	Breite des erdseitigen Sporns des Fundaments	L
$b_{Sporn,wassers.}$	Breite des wasserseitigen Sporns des Fundaments	L
$b_{Verblendung}$	Breite der Natursteinverblendung	L
$b_{Wand,oben}$	obere Breite der Mauerwand	L
$b_{Wand,unten}$	untere Breite der Mauerwand	L
$b_{Wsp.}$	Breite Wasserspiegel	L
c	wirksame Kohäsion des Bodens	$ML^{-1}T^{-2}$
c	DES-Wichtungsfaktor	
dh	Infinitesimal kleine Differenz der Fließtiefen	L
dx	Infinitesimal kleiner Abstand auf der Gewässerachse	L
f_{BE}	Faktor für Baustelleneinrichtung	
$f_{Kleinteile}$	Faktor für Kleinteile	
f_e	Bewehrungsanteil	ML^{-3}
g	Erdbeschleunigung	LT^{-2}
h	Fließtiefe	L
$h_{Aufmauerung}^{max}$	maximale Höhe, bis zu der Ufererhöhungen durch Aufmauerungen realisiert werden	L
h_{Berme}^{max}	Maß der Sohleneintiefung, bis zu dem kein Neubau der Ufersicherungen erfolgt	L
$h_{Eintiefung Brücke}^{max}$	Maß der Sohleneintiefung unter einer Brücke, bis zu dem kein Neubau der Brücke erfolgt	L
$h_{Baugrube}$	Tiefe der Baugrube	L
h_{Beton}	Höhe des Betonbetts	L

$h_{\text{Böschung}}$	Höhe der Böschung	L
$h_{\text{Erhöhung}}$	Maß der Erhöhung	L
h_{Freibord}	Freibord	L
$h_{\text{Fund.}}$	Höhe des Fundaments	L
h_{Kappe}	Höhe der Kappe	L
$h_{\text{lichte Höhe}}$	Lichte Höhe	L
$h_{\text{Sauberkeitsschicht}}$	Höhe der Sauberkeitsschicht	L
h_{Sockel}	Höhe des Betonsockels für Dränrohr	L
$h_{\text{Schnitthöhe}}$	Entfernung von Maueroberkante zu Schnittkante	L
$h_{\text{Überd.Fund.}}$	Überdeckung des Fundaments	L
$h_{\text{Überd.Kanal}}$	Abstand zwischen Rohroberkante eines Abwasserkanals und Gewässersohle	L
h_{Wand}	Höhe der Mauerwand	L
h_{WBS}	Schichthöhe der Wasserbausteine	L
k	äquivalente Sandrauheit	L
k_{St}	Strickler-Beiwert	$L^{1/3}T^{-1}$
l	Länge des Bauwerks oder Gewässerabschnitts	L
l_{Rampe}	Länge der Fahrbahnrampe	L
$l_{\text{Straße}}$	Länge der Straße	L
n	Anzahl	
$p_{\text{Lagerfläche}}$	Lastannahme mit Flächenlast	$ML^{-1}T^{-2}$
$p_{\text{Straße}}$	Lastannahme mit Flächenlast	$ML^{-1}T^{-2}$
$p_{\text{Straße+Gebäude}}$	Lastannahme mit Flächenlast	$ML^{-1}T^{-2}$
r_{hy}	hydraulischer Radius	L
s	Standardabweichung	
t	Koordinate, Station auf einer Bézierkurve	L
v	Fließgeschwindigkeit	LT^{-1}
x	Koordinate, Station auf der Gewässerachse	L
$A_{\text{Abtrag Ufer}}$	Teilfläche Abtrag an Ufer	L^2
$A_{\text{Abtrag Sohle}}$	Teilfläche Abtrag Gewässersohle	L^2
$A_{\text{Auftrag Sohle}}$	Teilfläche Auftrag Gewässersohle	L^2
$A_{\text{Auftrag Ufer}}$	Teilfläche Auftrag an Ufer	L^2
A_{Aushub}	Abtragfläche	L^2
$B_{i,n}(t)$	Bernstein'schen Grundpolynome	
BHQ	Bemessungsdurchfluss	L^3T^{-1}
E_S	Steifemodul	$ML^{-1}T^{-2}$
EP	Einheitspreis, <i>siehe Anhang B</i>	
$H_{\text{Sohle,Ist}}$	minimalen Sohlenhöhen je Querprofil im Istzustand	L
$H_{\text{Sohle,Plan}}$	minimalen Sohlenhöhen je Querprofil im Planzustand	L

$H_{Ufer,links,Ist}$	Oberkanten Ufer links im Istzustand	L
$H_{Ufer,rechts,Ist}$	Oberkanten Ufer rechts im Istzustand	L
$H_{Wspl.}$	Wasserspiegellage	L
HQ_{100}	Hochwasser mit 100-jähriger Wiederkehrwahrscheinlichkeit	L^3T^{-1}
HQ_{200}	Hochwasser mit 200-jähriger Wiederkehrwahrscheinlichkeit	L^3T^{-1}
I_E	Energieliniengefälle	
I_S	Sohlengefälle	
$K_{Aufmauerung}$	Kosten Aufmauerung	Euro
$K_{Böschung}$	Kosten für Böschungssicherung ohne Böschungsfuß	Euro
$K_{Böschungsfuß}$	Kosten für Böschungsfuß	Euro
$K_{Fangedamm}$	Kosten für Fangedamm	Euro
$K_{Gesamtkosten}$	Gesamtkosten	Euro
$K_{HW-Maßnahmen}$	Kosten der Hochwasserschutzmaßnahmen	Euro
K_{Sohle}	Kosten für Sohlensicherung	Euro
$K_{Strafwerte}$	Strafwerte	Euro
$K_{Wasserhaltung}$	Kosten für Wasserhaltung	Euro
K_{WSM}	Kosten Winkelstützmauer	Euro
P_i	Bézierpunkt	
Q	Durchfluss	L^3T^{-1}
$T_{Gerinnebreite}$	Toleranz für Gerinneeinengungen und -aufweitungen	L
$T_{Sohlenhöhe}$	Toleranz für Sohleneintiefungen und -erhöhungen	L
TK_{Abfuhr}	Teilkosten für Bodenabfuhr	Euro
$TK_{Abfuhr Material}$	Teilkosten für Entsorgung geschnittenes Material	Euro
$TK_{Auftrag}$	Teilkosten für Bodenauftrag	Euro
TK_{Aushub}	Teilkosten für Bodenaushub	Euro
$TK_{Beton Fund.}$	Teilkosten für Beton Fundament	Euro
$TK_{Beton Kappe}$	Teilkosten für Beton Kappe	Euro
$TK_{Beton Wand}$	Teilkosten für Beton Mauerwand	Euro
$TK_{Bew.Fund.}$	Teilkosten für Bewehrung Fundament	Euro
$TK_{Bew.Kappe}$	Teilkosten für Bewehrung Kappe	Euro
$TK_{Bew.Wand}$	Teilkosten für Bewehrung Wand	Euro
$TK_{Deckwerk Böschung}$	Teilkosten für Deckwerk der Böschungssicherung	Euro
$TK_{Deckwerk Sohle}$	Teilkosten für Deckwerk der Sohlensicherung	Euro
$TK_{Dränmatte}$	Teilkosten für Dränmatte	Euro
$TK_{Dränrohr}$	Teilkosten für Dränrohr	Euro
$TK_{Geotextil}$	Teilkosten für Geotextil	Euro
$TK_{Hinterfüllung}$	Teilkosten für Hinterfüllung der Mauer mit Boden	Euro

$TK_{Kolkenschutz}$	Teilkosten für Kolkenschutz	Euro
$TK_{Maueranschluss}$	Teilkosten für Maueranschluss-System	Euro
$TK_{Mauerwerk}$	Teilkosten für Mauerwerk	Euro
TK_{Planum}	Teilkosten für Planum herstellen	Euro
$TK_{Sauberkeitsschicht}$	Teilkosten für Sauberkeitsschicht	Euro
$TK_{Schneiden}$	Teilkosten für Schneiden und vorbereitende Arbeiten	Euro
$TK_{Verblendung}$	Teilkosten für Natursteinverblendung	Euro
TK_{Verbau}	Teilkosten für Baugrubenumschließung	Euro
$TK_{WBS\ B\ddot{o}schungsfu\ddot{b}}$	Teilkosten für Wasserbausteine des B\ddot{o}schungsfu\ddot{b}	Euro

Vektorielle Gr\ddot{o}\ddot{b}en

$\vec{\delta}^g$	Skalierungsvektor mit den individuellen Skalierungsfaktoren δ_i^g
$\vec{\varepsilon}$	Vektor der Entscheidungsvariablen mit den Komponenten ε_i mit $i=1, \dots, n$
$\vec{b}(t)$	B\ddot{e}zierkurve
\vec{b}^o	obere Grenzen der Entscheidungsvariablen
\vec{b}^u	untere Grenzen der Entscheidungsvariablen
\vec{z}_k^g	Zufallsvektor
\vec{P}_i	Vektor der B\ddot{e}zierpunkte

Symbole und Abk\ddot{u}rzungen

$\vec{\square}$	Vektor
$\bar{\square}$	Mittelwert
$ \square $	Absoluter Betrag eines Skalars. Bei Vektoren der absolute Betrag jeder Komponente.
$\ \square\ $	Eigenwert eines Vektors
\square_+	Bester Wert einer Generation
\square^g	Wert der Generation g
$\square^{initial}$	Anfangswert
η	Modellergebnisse
χ	Modelleingangsdaten
Θ	Ergebnisbewertung
Π	hydraulisches Modell
Φ	Nebenbedingungen der Optimierung
m \ddot{u}. HN	H\ddot{o}he \ddot{u}ber dem Meeresspiegel in Metern bezogen auf den Pegel Kronstadt, Russland; ein in Sachsen gebr\ddot{a}uchliches Bezugssystem.
max	maximaler Wert
min	minimaler Wert

\mathcal{D}	Raum möglicher Lösungen
LMB	Kategorie für Wasserbausteine nach DIN EN 13383-1
\mathbb{R}^n	Menge der reellen Zahlen

Es gilt die Einstein'sche Summenkonvention.

Anhang A

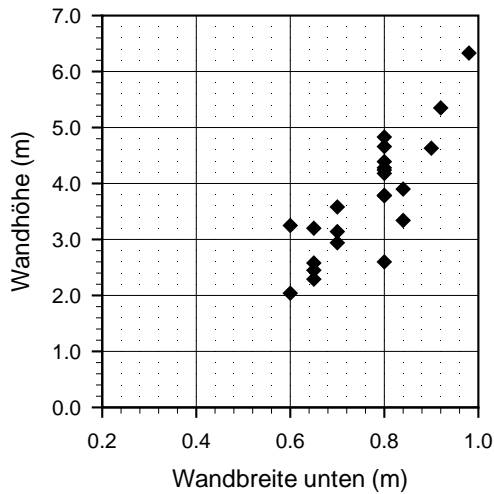
Kostenfunktionen

A.1 Vorgehensweise

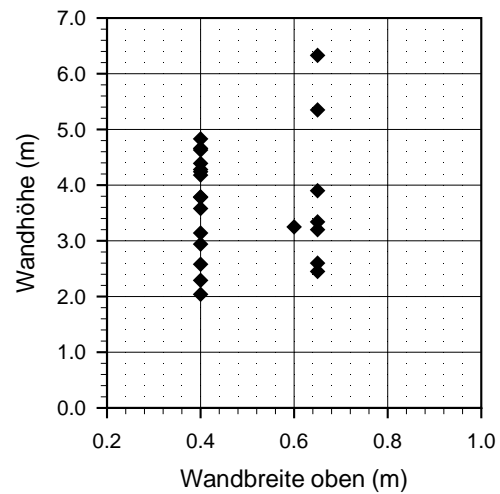
Um belastbare Optimierungsergebnisse zu erzielen, sind detaillierte und praxisnahe Kostenfunktionen für die im Optimierungssystem integrierten technisch-infrastrukturellen Hochwasserschutzmaßnahmen erforderlich. Die Kostenfunktionen sollten die Herstellungskosten im Sinne der HOAI (2001) wiedergeben und möglichst den Detaillierungsgrad einer Kostenberechnung für eine Entwurfsplanung erreichen.

In Voruntersuchungen zu dieser Arbeit wurden verschiedene wasserbauliche Planungen statistisch ausgewertet mit dem Ziel, eine Abhängigkeit zwischen Bauwerksabmessungen wie beispielsweise der Wandhöhe einer Ufermauer und den Herstellungskosten der Mauer zu ermitteln. Für den Fall, dass die Korrelationen signifikant sind, könnten die Kostenfunktionen mit Hilfe der Regressionsanalyse aufgestellt werden. Die Datengrundlage besteht aus 23 Entwurfs- und Ausführungsplanungen, die jeweils verschiedene Hochwasserschutzmaßnahmen beinhalten und wurde von RICHTER (2005) zusammengefasst. In Abbildung A.1 sind für Winkelstützmauern verschiedene Bauwerksparameter der Wandhöhe gegenübergestellt und die entsprechenden Korrelationskoeffizienten angegeben. Bei allen Entwürfen verjüngt sich die Mauerwand nach oben hin, so dass zwischen der unteren und der oberen Wandbreite unterschieden wird. Während die Korrelation der unteren Wandbreiten mit den Wandhöhen bei einem Korrelationskoeffizienten von 0,84 verhältnismäßig groß ist, sind die oberen Wandbreiten und die Wandhöhen mit einem Korrelationskoeffizienten von 0,06 nicht signifikant voneinander abhängig. Die geringe Korrelation ist auf Vorzugsmaße zurückzuführen, die für die oberen Wandbreiten unter konstruktiven Gesichtspunkten gewählt werden. Die Korrelationen der Fundamentbreiten und -höhen mit den Wandhöhen sind mit Korrelationskoeffizienten von 0,79 bzw. 0,72 mäßig signifikant.

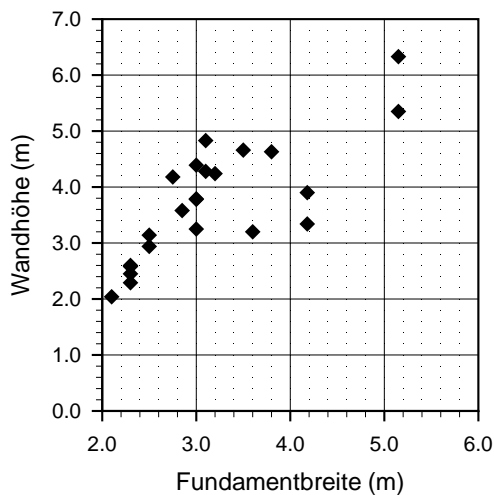
Mit den Voruntersuchungen zeigt sich, dass der statistische Lösungsansatz nicht zu dem gewünschten Detaillierungsgrad der Kostenfunktionen führt: Weil die Streuungen der Bauwerksgeometrien sowie anderer die Planung beeinflussender Parameter wie Bodenkennwerte, Lastfälle und Arten des Baugrubenverbaus bei den vorliegenden Entwürfen zu groß sind, sind die mit der Regressionsanalyse ermittelten Herstellungskosten mit zu großen Unsicherheiten be-



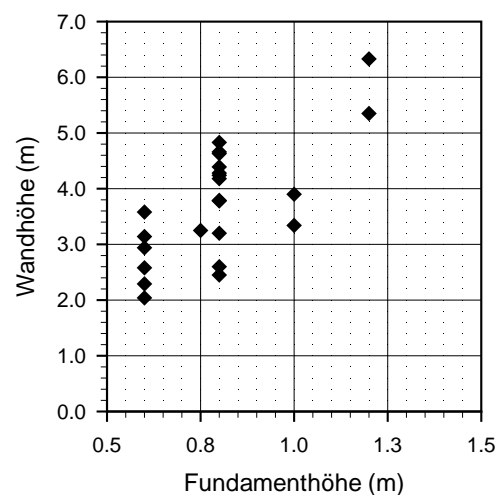
(a) Wandhöhen und untere Wandbreiten bei sich nach oben verjüngenden Wänden von Winkelstützmauern (vgl. Abbildung A.2). Korrelationskoeffizient $\rho = 0,84$.



(b) Wandhöhen und obere Wandbreiten bei sich nach oben verjüngenden Wänden von Winkelstützmauern (vgl. Abbildung A.2). Korrelationskoeffizient $\rho = 0,06$. Die Korrelation ist aufgrund von konstruktiv gewählten Vorzugsmaßen für die oberen Wandbreiten gering.



(c) Wandhöhen und Fundamentbreiten. Korrelationskoeffizient $\rho = 0,79$.



(d) Wandhöhen und Fundamenthöhen. Korrelationskoeffizient $\rho = 0,72$.

Abbildung A.1: Gegenüberstellung der Wandhöhen von Winkelstützmauern mit anderen geometrischen Größen aus 23 Referenzplanungen (Datengrundlage von RICHTER, 2005). Der Korrelationskoeffizient ρ ist jeweils ein Maß für die Abhängigkeit der Wandhöhen von den anderen angegebenen geometrischen Größen. Mit $\rho = 1$ wird angezeigt, dass eine lineare Abhängigkeit der Größen besteht; mit Werten kleiner Eins nimmt die Abhängigkeit ab (BRONSTEIN *et al.*, 1995).

haftet. Aus diesem Grund wird ein anderer Lösungsansatz gewählt, der im Folgenden beschrieben ist.

Für die Ausarbeitung der Kostenfunktionen werden Regelentwürfe für die verschiedenen wasserbaulichen Maßnahmen ausgearbeitet. Auf der Grundlage dieser Regelentwürfe können funktionale Zusammenhänge zwischen charakteristischen Eingangsgrößen und den geometrischen Abmessungen von beispielsweise Ufer- oder Sohlensicherungen abgeleitet werden. Die Herstellungskosten werden auf der Grundlage einer Massenermittlung berechnet und ergeben sich aus der Summe einzelner Teilkosten. Dabei sind die Teilkosten nach Bauteilen wie Fundament oder Natursteinverblendung oder nach Leistungspositionen wie Aushub oder „Planum herstellen“ gegliedert. Die gewählten Entwürfe und die daraus abgeleiteten Kostenfunktionen basieren auf den Untersuchungen von RICHTER (2005) und werden teilweise modifiziert und ergänzt. Gegenüber der statistischen Auswertung von Planungen bietet dieser Ansatz mehr Transparenz bezüglich der Datengrundlage. Darüber hinaus können die Kostenfunktionen einfach angepasst werden, um Änderungen im Design oder den Einheitspreisen zu berücksichtigen. Im Folgenden werden die im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Kostenfunktionen für

- ◇ Rück- und Neubau von Ufermauern,
- ◇ Rück- und Neubau von Böschungssicherungen,
- ◇ Aufmauerungen geringer Höhe auf bestehende Ufersicherungen,
- ◇ Rück- und Neubau von Sohlensicherungen,
- ◇ Baugrubenumschließungen,
- ◇ Fangedamm und Wasserhaltung und
- ◇ Maßnahmen an vorhandener Infrastruktur wie Brücken, Wehre, Verkehrswege und Abwasserkanäle

vorgestellt. Mit diesen Kostenfunktionen werden die häufigsten technisch-infrastrukturellen Hochwasserschutzmaßnahmen im urbanen Bereich berücksichtigt. Der Detaillierungsgrad der Kostenfunktionen für Ufermauern, Böschungs- und Sohlensicherungen entspricht dem einer Entwurfsplanung, wobei für die Rückbaukosten allgemein gültige Annahmen getroffen werden, die projektabhängig zu ergänzen sind. Die Kosten für Maßnahmen an bestehender Infrastruktur sind stark von den jeweiligen Bauwerken abhängig und werden im Rahmen dieser Arbeit nur überschlägig ermittelt.

A.2 Ufermauern

A.2.1 Annahmen

Um Kostenfunktionen für Ufermauern aufzustellen, werden von RICHTER (2005) Regelentwürfe mit unterschiedlichen Mauerhöhen statisch bemessen und ihre Standsicherheit nachgewiesen. Die

Tabelle A.1: Bei der Bemessung der Regelentwürfe für Ufermauern zugrunde gelegte Bodenkennwerte

Bodenkennwert	Flusskies	Sand-/Kies-Gemisch
Wirksamer Reibungswinkel φ	35 °	30 °
Wirksame Kohäsion c	0 kN/m ²	0 kN/m ²
Erdfeuchte Wichte γ_n	19 kN/m ³	20 kN/m ³
Wichte unter Auftrieb γ'	11 kN/m ³	10 kN/m ³
Steifemodul E_S	60 MN/m ²	20 MN/m ²

Datenbasis besteht aus mehreren Entwürfen nach Abbildung A.2, bei denen die Höhe der Mauerwand h_{Wand} zwischen ein und sechs Metern variiert. Auf der Grundlage dieser Datenbasis lassen sich funktionale Zusammenhänge zwischen den Eingangsgrößen und den Abmessungen der Mauer ableiten. Der Gültigkeitsbereich dieser Zusammenhänge wird geringfügig extrapoliert, so dass die Kostenfunktionen für lichte Mauerhöhen $h_{lichte\ Höhe}$ zwischen 0,5 und 8,0 Metern angewendet werden können.

Die Eingangsgrößen für die Bemessung sind die lichte Mauerhöhe, die Lastannahme und der Baugrund mit Grundwasserständen. Daraus ergeben sich die Breite der Mauerwand und die Abmessungen des Fundaments. Unter Berücksichtigung des Anwendungsbereichs der Kostenfunktionen und im Sinne einer möglichst universellen Anwendbarkeit werden für die Lastannahmen und den Baugrund verallgemeinernde Annahmen getroffen, die im Folgenden beschrieben sind. Mit den Annahmen wird erreicht, dass als Eingangsgrößen für die Berechnung der Kosten nur die lichte Mauerhöhe und eine von drei vordefinierten Lastannahme dienen.

RICHTER (2005) stellt Funktionen für Winkelstütz- und Schwergewichtsmauern auf. Im Vergleich wird deutlich, dass Winkelstützmauern für alle Höhen kostengünstiger sind als Schwergewichtsmauern. Besonders deutlich ist der Kostenanstieg bei Mauern über drei Meter lichte Höhe: die Schwergewichtsmauern sind zwischen 20 und 110 Prozent teurer. Im Rahmen dieser Arbeit kommt daher ein Entwurf für Winkelstützmauern zum Einsatz.

Weil Ufermauern oft im Grundwasser stehen, werden bei der Bemessung verschiedene Kombinationen von Wasserständen im Gewässer und im Grundwasser berücksichtigt. Als Baugrund wird ein Flusskies unter dem Fundament und ein Sand-/Kies-Gemisch als Füllmaterial hinter der Mauer angenommen. Die Bodenkennwerte fasst Tabelle A.1 zusammen.

Die Kosten für Ufermauern können in Abhängigkeit von vordefinierten Auflasten berechnet werden, wobei als allgemeiner Ansatz angenommen wird, dass das Gelände hinter der Mauer horizontal verläuft (siehe Abbildung A.2). Die Auswahl umfasst drei typische, an Gewässern in besiedelten Gebieten häufig wiederkehrende Lastannahmen, die sich in den horizontalen Lasten auf die Geländeoberfläche hinter der Mauer unterscheiden. Eine Übersicht hierzu bietet Tabelle A.2. Die geringste Last $p_{Lagerfläche}$ entspricht einer Lagerfläche, die mit Pkw und anderen leichten Fahrzeugen befahren wird. Für unmittelbar hinter der Mauer verlaufende Straßen, die mit Fahrzeugen bis zu einer Last von Schwerlastwagen SLW 30 nach DIN 1072 (1985) genutzt werden, ist die

Tabelle A.2: In den Kostenfunktionen für Ufermauern berücksichtigte Lastannahmen

Bezeichnung der Lastannahme	Angesetzte Last (kN/m ²)	Bemerkung
$p_{Lagerfläche}$	5,0	Befestigte Lagerfläche
$p_{Straße}$	16,7	Straße mit Belastung bis Schwerlastwagen SLW 30 nach DIN 1072
$p_{Straße+Gebäude}$	16,7 + 180,0	Wie $p_{Straße}$, jedoch zusätzliche Gebäudelast (Gebäudelast setzt 2,6 Meter hinter der Mauerwand an)

Lastannahme $p_{Straße}$ vorgesehen. Befindet sich hinter der Mauer eine Straße und zusätzlich ein Wohngebäude, ist die Lastannahme $p_{Straße+Gebäude}$ zu wählen.

A.2.2 Entwurf der Ufermauer

Auf Besonderheiten bei dem Entwurf der Winkelstützmauer – wie einer schrägen Fundamentsohle oder einer kraftschlüssig mit dem Fundament verbundenen Betonkralle oder Spundwand zur Verbesserung der Standsicherheit und Materialeinsparung – wird hier bewusst verzichtet (siehe hierzu RYBICKI, 1993). Es wird ein Entwurf gemäß Abbildung A.2 gewählt, der eine möglichst universelle Anwendung bietet. Als Eingangsgrößen für die Berechnung der Kosten dienen die lichte Mauerhöhe $h_{lichte\ Höhe}$ und die Lastannahme gemäß Tabelle A.2. In Abhängigkeit dieser Größen werden die Abmessungen des Fundaments sowie die Breite der Mauerwand berechnet. Andere geometrische Größen wie beispielsweise die Abmessungen der Kappe oder die Stärke der Verblendung sind mit dem Entwurf vorgegeben und unabhängig von der lichten Mauerhöhe oder der Lastannahme. Von RICHTER (2005) wird häufig statt der lichten Mauerhöhe die Höhe der Mauerwand h_{Wand} (im Folgenden auch als Wandhöhe bezeichnet) als Bezugsgröße angegeben. Sie berechnet sich gemäß Abbildung A.2 wie folgt:

$$h_{Wand} = h_{lichte\ Höhe} - h_{Kappe} + h_{Überd.Fund.} \quad (A.1)$$

A.2.3 Zusammenhänge zwischen Eingangsgrößen und Mauerabmessungen

Die Abmessungen des Fundaments sind mit der Fundamenthöhe $h_{Fund.}$ und der Fundamentbreite $b_{Fund.}$ definiert. In der Praxis wird die Höhe des Fundaments konstruktionsbedingt häufig als Vorzugsmaß auf Dezimeter gerundet. Diese Vorgehensweise wird für die Regelentwürfe übernommen. Abhängig von der Wandhöhe h_{Wand} und der Lastannahme p beträgt die Fundamenthöhe $h_{Fund.}$ 0,6, 0,8 oder 1,0 Meter. Tabelle A.3 stellt die Zuordnung detailliert gegenüber.

Für die Fundamentbreite werden keine Vorzugsmaße vorgesehen. Vielmehr wird hier aus den sechs Regelentwürfen, die für jede der drei Lastannahmen ausgearbeitet sind, ein stetiger funktionaler Zusammenhang zwischen der Wandhöhe h_{Wand} und der Fundamentbreite $b_{Fund.}$ abgeleitet.

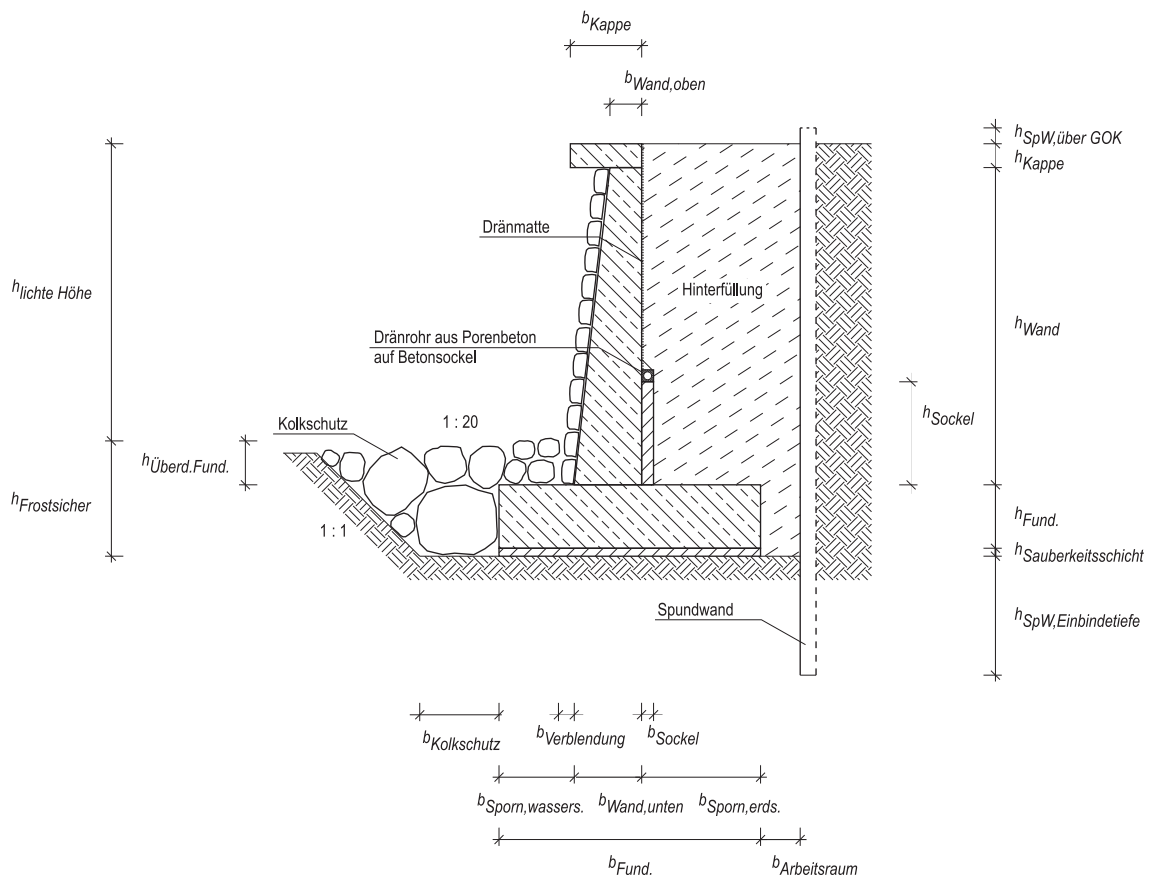


Abbildung A.2: Regelprofil der Winkelstützmauer. Hier mit Spundwand als Baugrubenumschließung. Weitere Baugrubenumschließungen sind in Abschnitt A.7 aufgeführt.

Tabelle A.3: Fundamenthöhen $h_{Fund.}$ in Abhängigkeit der Wandhöhen h_{Wand} und der Lastannahmen

Lastannahme	Wandhöhe h_{Wand} (m)	Fundamenthöhe $h_{Fund.}$ (m)
$p_{Lagerfläche}$	$0,5 \leq h_{Wand} \leq 3,0$	0,6
$p_{Lagerfläche}$	$3,0 < h_{Wand} \leq 5,0$	0,8
$p_{Lagerfläche}$	$5,0 < h_{Wand} \leq 7,0$	1,0
$p_{Straße}$ und $p_{Straße+Gebäude}$	$0,5 \leq h_{Wand} \leq 1,0$	0,6
$p_{Straße}$ und $p_{Straße+Gebäude}$	$1,0 < h_{Wand} \leq 4,0$	0,8
$p_{Straße}$ und $p_{Straße+Gebäude}$	$4,0 < h_{Wand} \leq 7,0$	1,0

Tabelle A.4: Breite des wasserseitigen Sporns $b_{Sporn,wassers.}$ in Abhängigkeit der Wandhöhen h_{Wand} , gültig für alle Lastannahmen

Wandhöhe h_{Wand} (m)	Breite des wasserseitigen Sporns $b_{Sporn,wassers.}$ (m)
$0,5 \leq h_{Wand} \leq 2,5$	0,5
$2,5 < h_{Wand} \leq 3,5$	0,6
$3,5 < h_{Wand} \leq 4,5$	0,7
$4,5 < h_{Wand} \leq 7,0$	0,8

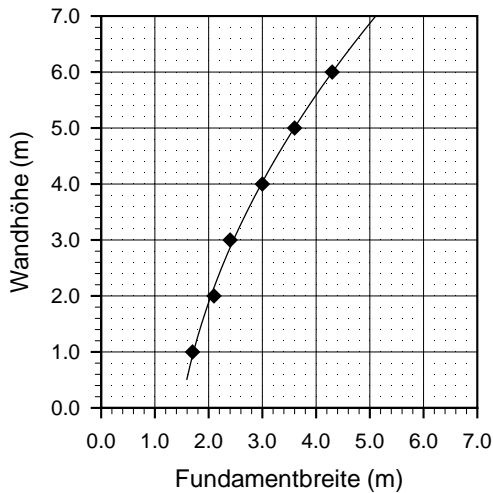
Tabelle A.5: Obere Breite der Mauerwand $b_{Wand,oben}$ in Abhängigkeit der Lastannahmen, gültig für alle Wandhöhen h_{Wand}

Lastannahme	Obere Breite der Mauerwand $b_{Wand,oben}$ (m)
$p_{Lagerfläche}$	0,40
$p_{Straße}$	0,45
$p_{Straße+Gebäude}$	0,45

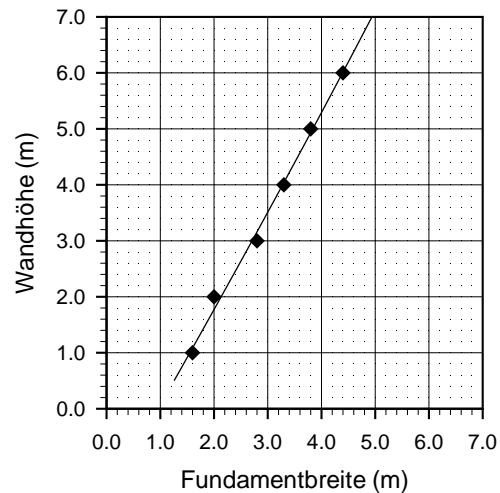
Dafür wird, getrennt nach Lastannahme, aus den sechs Wertepaaren Wandhöhe/Fundamentbreite mit Hilfe der Regressionsanalyse (siehe BRONSTEIN *et al.*, 1995) eine Regressionsfunktion berechnet. Abbildung A.3 stellt die Wertepaare aus den Regelentwürfen und die Regressionsfunktionen dar. Für die Lastannahme $p_{Lagerfläche}$ wird eine quadratische Regressionsfunktion nach Abbildung A.3(a) gewählt, die einen konvexen Verlauf hat. Das heißt, mit zunehmender Wandhöhe nimmt die Fundamentbreite stärker zu als die Wandhöhe. Für die Lastannahmen $p_{Straße}$ und $p_{Straße+Gebäude}$ bieten sich quadratische Regressionsfunktionen nach Abbildungen A.3(b) und (c) an, wobei der Funktionsverlauf nahezu linear ist. Durch die leicht konkaven Verläufe nehmen die Fundamentbreiten minimal schwächer zu als die Wandhöhen.

Um die Position der Mauerwand auf dem Fundament zu bestimmen, wird die Breite des wasserseitigen Sporns $b_{Sporn,wassers.}$ eingeführt. Aus den Regelentwürfen ergibt sich, dass bei diesem Wert nicht zwischen den Lastannahmen unterschieden werden muss. Die Vorzugsmaße für den wasserseitigen Sporn variieren zwischen 0,5 und 0,8 Meter und sind in Tabelle A.4 zusammengefasst.

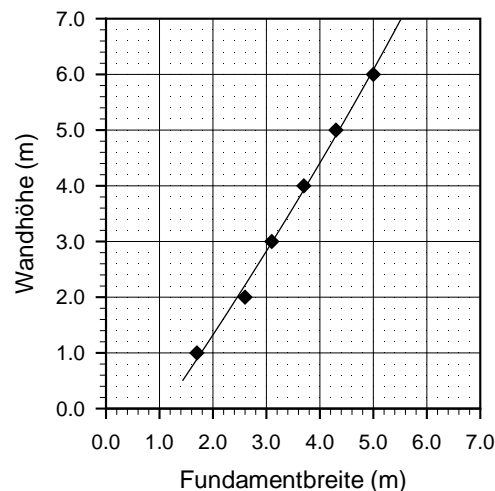
Ein weiteres variierendes Maß ist die obere Breite der Mauerwand $b_{Wand,oben}$ gemäß Tabelle A.5. Aus den Regelentwürfen ergibt sich, dass dieser Wert ausschließlich von der Lastannahme abhängt und für verschiedene Wandhöhen konstant bleibt.



- (a) Wertepaare (\blacklozenge) aus den Regelentwürfen für die Lastannahme $p_{Lagerfläche}$ und die entsprechende quadratische Regressionsfunktion (–)
 $b_{Fund.} = 0,0482 h_{Wand}^2 + 0,1796 h_{Wand} + 1,49$.
 Die Korrelation der Regressionsfunktion mit den Wertepaaren ist mit einem Korrelationskoeffizienten von $\varrho = 0,9992$ sehr hoch.



- (b) Wertepaare (\blacklozenge) aus den Regelentwürfen für die Lastannahme $p_{Straße}$ und die entsprechende quadratische Regressionsfunktion (–)
 $b_{Fund.} = -0,0036 h_{Wand}^2 + 0,5936 h_{Wand} + 0,96$.
 Die Korrelation der Regressionsfunktion mit den Wertepaaren ist mit einem Korrelationskoeffizienten von $\varrho = 0,9973$ sehr hoch.



- (c) Wertepaare (\blacklozenge) aus den Regelentwürfen für die Lastannahme $p_{Straße+Gebäude}$ und die entsprechende quadratische Regressionsfunktion (–)
 $b_{Fund.} = -0,0107 h_{Wand}^2 + 0,7093 h_{Wand} + 1,08$.
 Die Korrelation der Regressionsfunktion mit den Wertepaaren ist mit einem Korrelationskoeffizienten von $\varrho = 0,9975$ sehr hoch.

Abbildung A.3: Fundamentbreiten in Abhängigkeit der Wandhöhen aus den Regelentwürfen für Winkelstützmauern und deren funktionalen Zusammenhänge, getrennt nach den drei Lastannahmen. Für eine anschaulichere Darstellung werden die Wandhöhen h_{Wand} (Argumente der Regressionsfunktionen) auf den Ordinaten und die Fundamentbreiten $b_{Fund.}$ (Funktionswerte) auf den Abszissen abgebildet.

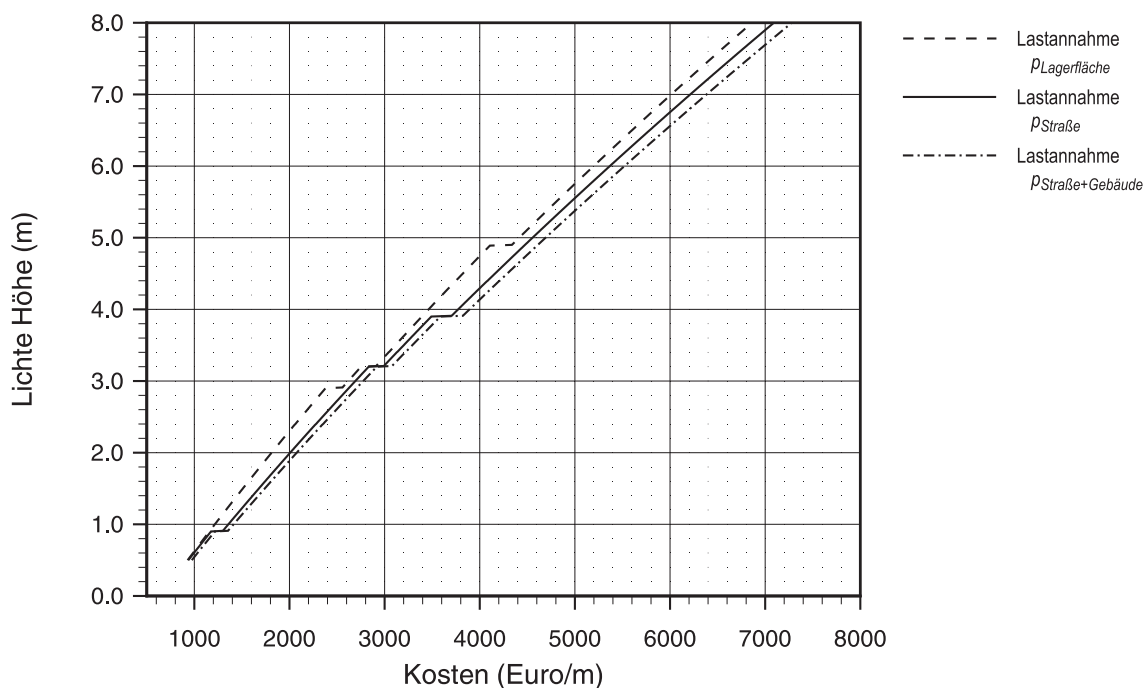


Abbildung A.4: Kostenfunktion Winkelstützmauer für die drei Lastannahmen $p_{Lagerfläche}$, $p_{Straße}$ und $p_{Straße+Gebäude}$. Als Baugrubenverbau werden Spundwände angesetzt.

A.2.4 Kostenfunktion für Ufermauern

A.2.4.1 Herstellungskosten

Mit den bisherigen Ausführungen sind alle von den Eingangsgrößen abhängigen Abmessungen der Winkelstützmauer beschrieben. Die verbleibenden von den Eingangsgrößen unabhängigen geometrischen Größen werden mit den folgenden Erläuterungen definiert. Die Herstellungskosten K_{WSM} berechnen sich auf der Grundlage einer Massenermittlung aus den einzelnen Teilkosten (TK) nach folgender Gleichung:

$$\begin{aligned}
 K_{WSM} = f_{BE} \cdot [& TK_{Aushub} + TK_{Abfuhr} + TK_{Verbau} + TK_{Hinterfüllung} + TK_{Kolkenschutz} \\
 & + f_{Kleinteile} \cdot (TK_{Planum} + TK_{Sauberkeitsschicht} + TK_{Dränmatte} \\
 & + TK_{Dränrohr} + TK_{Bew.Fund.} + TK_{Beton Fund.} \\
 & + TK_{Bew.Wand} + TK_{Beton Wand} + TK_{Bew.Kappe} \\
 & + TK_{Beton Kappe} + TK_{Verblendung} + TK_{Maueranschluss})] \quad (A.2)
 \end{aligned}$$

Die im Folgenden verwendeten Einheitspreise EP sind in Anhang B näher erläutert. In Abbildung A.4 ist die Kostenfunktion für die drei Lastannahmen $p_{Lagerfläche}$, $p_{Straße}$ und $p_{Straße+Gebäude}$ graphisch dargestellt. Die Unstetigkeiten im Funktionsverlauf resultieren aus den von der Wandhöhe abhängigen Vorzugsmaßen für die Fundamentabmessungen.

A.2.4.2 Teilkosten: Baustelleneinrichtung und Kleinteile

Für die Kosten der Baustelleneinrichtung werden fünf Prozent der Herstellungskosten angesetzt. Damit ergibt sich der Faktor f_{BE} zu 1,05. In gleicher Weise werden diverse Kleinteile für die Herstellung der Mauer mit fünf Prozent abgeschätzt; es gilt $f_{Kleinteile} = 1,05$.

A.2.4.3 Teilkosten: Baugrube

Für die Herstellung, Sicherung und abschließende Verfüllung der Baugrube ergeben sich die Teilkosten für den Bodenaushub TK_{Aushub} , die Bodenabfuhr TK_{Abfuhr} , die Baugrubenumschließung TK_{Verbau} und die Hinterfüllung der Mauer $TK_{Hinterfüllung}$. Dabei wird ein Arbeitsraum berücksichtigt, der sich aus dem Maß $b_{Arbeitsraum}$ (siehe Abbildung A.2) mit 0,5 Metern ergibt. Dieses Maß erscheint für das Betonieren des Fundaments als ausreichend und entspricht den Vorgaben gemäß DIN 4124. Für alle weiteren Arbeiten steht ein um die Breite des erdseitigen Sporns des Fundaments $b_{Sporn,erds.}$ größerer Arbeitsraum zur Verfügung.

Die Kosten für Bodenaushub, Bodenabfuhr und Hinterfüllung berechnen sich aus den entsprechenden Kubaturen und den Einheitspreisen. Auf eine Darstellung dieser vergleichsweise einfachen Kostenfunktionen wird an dieser Stelle mit dem Verweis auf RICHTER (2005) verzichtet. Die Kosten für die Baugrubenumschließung sind Gegenstand von Abschnitt A.7.

A.2.4.4 Teilkosten: Kolkschutz

Um das Fundament der Winkelstützmauer vor dem Unterspülen zu schützen, wird ein Kolkschutz aus Wasserbausteinen vorgesehen. Die Dimensionierung des Kolkschutzes ist von den im Gewässer für den Bemessungsdurchfluss auftretenden Schubspannungen τ abhängig. In Anlehnung an die von RICHTER (2005) ausgewerteten Planungen wird hier ein allgemeiner Kolkschutz aus Wasserbausteinen der Kategorie LMB 60/300 (DIN EN 13383-1) mit einer Kantenlänge zwischen 0,35 und 1,0 Metern gewählt. Die Steine werden als Setzpack (DIN 19657) verlegt. Unter Berücksichtigung der Ausführungen von BOLLRICH (2007) und DIN 19661-2 wird angenommen, dass die kritischen Schleppspannungen τ_{crit} dieser Befestigung bei 20 bis über 180 N/m² liegen.

Die untere Breite des Kolkschutzes $b_{Kolkschutz}$ wird mit einem Meter angesetzt und die Überdeckung $h_{Überd.Fund.}$ beträgt 0,4 Meter. Diese Abmessungen sind aus konstruktiven Gründen gewählt und berücksichtigen die Größe der Wasserbausteine. Der Kolkschutz wird in ein Geotextil eingefasst. Die Kubatur des Kolkschutzes berechnet sich aus der Länge der Mauer l in Metern und drei Teilflächen: einer dreieckigen und einer viereckigen Teilfläche vor dem Fundament und einer viereckigen Teilfläche – der Überdeckung – über dem Fundament. Die Teilkosten für den Kolkschutz ergeben sich zu

$$\begin{aligned}
TK_{Kolkenschutz} = EP_{Kolkenschutz} \cdot & \left[h_{\text{Überd.Fund.}} \cdot b_{\text{Sporn,wassers.}} \right. \\
& + b_{Kolkenschutz} \cdot (h_{\text{Fund.}} + h_{\text{Überd.Fund.}} + h_{\text{Sauberkeitsschicht}}) \\
& \left. + 2 \cdot \frac{h_{\text{Fund.}} + h_{\text{Überd.Fund.}} + h_{\text{Sauberkeitsschicht}}}{2} \right] \cdot l \quad (\text{A.3}) \\
& + EP_{\text{Geotextil}} \cdot \left[\sqrt{(h_{\text{Fund.}} + h_{\text{Überd.Fund.}} + h_{\text{Sauberkeitsschicht}})^2} \right. \\
& \left. + b_{Kolkenschutz} \right] \cdot l .
\end{aligned}$$

A.2.4.5 Teilkosten: Planum, Sauberkeitsschicht und Fundament

Zum Betonieren des Fundaments wird ein Planum errichtet und eine Sauberkeitsschicht aus unbewehrtem Beton hergestellt. Die Kosten des Planums ergeben sich mit der Fundamentbreite $b_{\text{Fund.}}$ (Abbildung A.3) und der Länge der Mauer l in Metern zu

$$TK_{\text{Planum}} = EP_{\text{Planum herstellen}} \cdot b_{\text{Fund.}} \cdot l . \quad (\text{A.4})$$

Die Höhe der Sauberkeitsschicht $h_{\text{Sauberkeitsschicht}}$ wird mit 0,1 Meter angenommen, und die Kosten ermitteln sich zu

$$TK_{\text{Sauberkeitsschicht}} = EP_{\text{Sauberkeitsschicht}} \cdot b_{\text{Fund.}} \cdot h_{\text{Sauberkeitsschicht}} \cdot l . \quad (\text{A.5})$$

Für das Fundament wird unterschieden zwischen Kosten für den Beton und die Bewehrung. In den entsprechenden Einheitspreisen ist der Aufwand für das Schalen und das Verlegen der Bewehrung berücksichtigt. Die Kosten ergeben sich mit der Fundamenthöhe $h_{\text{Fund.}}$ (Tabelle A.3) für den Beton zu

$$TK_{\text{Beton Fund.}} = EP_{\text{Beton Fund.}} \cdot b_{\text{Fund.}} \cdot h_{\text{Fund.}} \cdot l \quad (\text{A.6})$$

und für die Bewehrung zu

$$TK_{\text{Bew.Fund.}} = EP_{\text{Bew.Fund.}} \cdot fe \cdot b_{\text{Fund.}} \cdot h_{\text{Fund.}} \cdot l . \quad (\text{A.7})$$

Der mittlere Bewehrungsanteil fe wird gemäß der Recherchen von RICHTER (2005) mit 120 kg/m^3 abgeschätzt und gilt sowohl für das Fundament als auch für die Wand der Winkelstützmauer.

A.2.4.6 Teilkosten: Mauerwand

Der Regelentwurf sieht vor, dass die Mauerwand erdseitig senkrecht verläuft und auf der Wasserseite mit 10:1 geneigt ist. Mit der oberen Breite der Wand $b_{\text{Wand,oben}}$ (Tabelle A.5) berechnet sich die untere Breite der Mauerwand $b_{\text{Wand,unten}}$ zu

$$b_{\text{Wand,unten}} = b_{\text{Wand,oben}} + 0,1 h_{\text{Wand}} . \quad (\text{A.8})$$

Aus der Multiplikation des entsprechenden Einheitspreises mit der Kubatur und unter Berücksichtigung des oben definierten Bewehrungsanteils f_e ergeben sich die Teilkosten für die Bewehrung der Mauerwand:

$$TK_{Bew.Wand} = EP_{Bew.Wand} \cdot f_e \cdot \frac{b_{Wand,oben} + b_{Wand,unten}}{2} \cdot h_{Wand} \cdot l. \quad (A.9)$$

Analog dazu berechnen sich die Teilkosten für den Beton mit

$$TK_{Beton\ Wand} = EP_{Beton\ Wand} \cdot \frac{b_{Wand,oben} + b_{Wand,unten}}{2} \cdot h_{Wand} \cdot l. \quad (A.10)$$

A.2.4.7 Teilkosten: Kappe

Auf die Mauerwand wird eine Kappe aus Sichtbeton aufgesetzt. Für die Breite der Kappe b_{Kappe} werden 0,9 Meter und für die Höhe h_{Kappe} 0,3 Meter angesetzt. Mit dem oben definierten Bewehrungsanteils f_e ergeben sich die Teilkosten für die Bewehrung zu

$$TK_{Bew.Kappe} = EP_{Bew.Kappe} \cdot f_e \cdot b_{Kappe} \cdot h_{Kappe} \cdot l \quad (A.11)$$

und für den Beton zu

$$TK_{Beton\ Kappe} = EP_{Beton\ Kappe} \cdot b_{Kappe} \cdot h_{Kappe} \cdot l. \quad (A.12)$$

A.2.4.8 Teilkosten: Natursteinverblendung

Mit dem Regelentwurf ist eine Verblendung der Mauer aus Natursteinen vorgesehen. Die Höhe der Verblendung entspricht der Wandhöhe h_{Wand} . Die Natursteine von etwa 0,2 Meter Breite ($b_{Verblendung}$) werden wasserseitig vor die Mauerwand gemauert und über ein Maueranschluss-System (nach HALFEN, 2007, oder ähnlich) in der Mauerwand befestigt. Die Teilkosten für die Natursteine berechnen sich zu

$$TK_{Verblendung} = EP_{Verblendung} \cdot h_{Wand} \cdot l, \quad (A.13)$$

wobei mit dem Einheitspreis $EP_{Verblendung}$ die wasserseitige Neigung der Mauer berücksichtigt ist. Die Aufwendungen für das Anschlussystem sind mit dem Einheitspreis $EP_{Maueranschluss}$ abgeschätzt und berechnen sich zu

$$TK_{Maueranschluss} = EP_{Maueranschluss} \cdot h_{Wand} \cdot l. \quad (A.14)$$

A.2.4.9 Teilkosten: Rückwärtige Entwässerung

Damit oberflächennahes Wasser und Grundwasser erdseitig hinter der Mauer abfließen können, wird eine rückwärtige Entwässerung vorgesehen. Dazu gehört eine Dränmatte, die an der Mauerwand anliegt, um das Wasser zu sammeln und zu einem Dränrohr zu leiten. Das Dränrohr liegt

auf einem Betonsockel, dessen Höhe dem unteren Drittel der Wandhöhe h_{Wand} , maximal jedoch 0,5 Meter entspricht. An das Dränrohr sind im Abstand von fünf Metern Entwässerungsrohre angeschlossen. Diese verlaufen durch die Mauerwand auf die Wasserseite und entwässern in das Gewässer. Die Teilkosten für das Dränrohr ergeben sich zu

$$TK_{Dränrohr} = (EP_{Dränrohr} + EP_{Beton\ Sockel} \cdot b_{Sockel} \cdot h_{Sockel}) \cdot l, \quad (A.15)$$

wobei für die Höhe des Betonsockels gilt:

$$h_{Sockel} = \min\left(\frac{h_{Wand}}{3}, 0,5\right). \quad (A.16)$$

Die Breite des Betonsockels b_{Sockel} wird mit 0,15 Meter angesetzt. In den Einheitspreis $EP_{Dränrohr}$ sind neben den Kosten für das Dränrohr auch die Kosten für die Entwässerungsrohre einkalkuliert. An den Teil der Mauerwand oberhalb des Betonsockels wird die Dränmatte angelegt, deren Teilkosten sich wie folgt berechnen:

$$TK_{Dränmatte} = EP_{Dränmatte} \cdot (h_{Wand} + h_{Kappe} - h_{Sockel}) \cdot l. \quad (A.17)$$

A.3 Böschungssicherungen

A.3.1 Entwürfe der Böschungssicherungen

Als eine Alternative zu Ufermauern können Ufersicherungen auch als Böschungen ausgebildet werden. Im Vergleich zu Mauern sind Böschungen in der Regel kostengünstiger und können zudem in naturnaher, ingenieurbioologischer Bauweise ausgeführt werden. Die Möglichkeit, tote und lebende Baustoffe miteinander zu kombinieren, bietet ein weites Spektrum an Lösungsvarianten (siehe hierzu DIN 4047-5; LANGE & LECHER, 1993; SMUL, 1995; MURL, 1999). Die im Folgenden vorgestellten Kostenfunktionen für Ufersicherungen umfassen jedoch nur technische Bauweisen mit Sicherungen aus Wasserbausteinen. Naturnahe Böschungssicherungen finden hier keine Anwendung, weil diese Maßnahmen durch die höheren Gerinnerrauheiten die Fließgeschwindigkeiten verringern und somit einen größeren Abflussquerschnitt und mehr Raum benötigen. Ein erhöhtes Raumangebot steht jedoch für Hochwasserschutzmaßnahmen im urbanen Bereich, welche Gegenstand dieser Arbeit sind, selten zur Verfügung.

Um Kostenfunktionen für Böschungssicherungen aufzustellen, werden Regelentwürfe nach DIN 19657 für **Steinschüttungen**, **verzwicktes Setzpack** und **in Beton gesetztes Raupflaster** entwickelt. In nachfolgenden Tabellen und Abbildungen werden die Sicherungsarten teilweise mit Steinschüttung, Setzpack und Raupflaster abgekürzt. Der Begriff *verzwicktes* Setzpack ist nach der DIN 19657 gewählt und gleichbedeutend mit *verklammertem* Setzpack. Mit den gewählten Sicherungsarten kann ein weites Anwendungsgebiet abgedeckt werden. Für die Deckwerke der Bauwerke werden Wasserbausteine der Kategorie LMB_{10/60} oder LMB_{40/200} nach DIN EN 13383-1 vorgesehen. Um zu vermeiden, dass Feinteile im Übergang zwischen Deckschicht und Baugrund

ausgeschwemmt werden, wird ein Geotextil als Auflage für die Wasserbausteine vorgesehen. Bei dem Raupflaster dient das Geotextil als Sauberkeitsschicht für den unbewehrten Beton. Für alle Sicherungsarten ist ein Böschungsfuß aus Wasserbausteinen LMB_{60/300} vorgesehen, deren Kantenlänge nicht weniger als 0,6 Meter beträgt. In den Abbildungen A.5 und A.6 sind die Entwürfe und Fotos von Ausführungsbeispielen dargestellt. Alternativ können die Deckwerke oberhalb der Mittelwasserlinie mit Oberboden abgedeckt und mit Rasen eingesät werden, um sich landschaftsarchitektonisch anzupassen. Im Falle eines Hochwassers würde die Grasnarbe eventuell abgetragen und müsste in Stand gesetzt werden. Wird auf eine Abdeckung verzichtet, füllen sich die Hohlräume in der Regel nach mehreren Hochwassern mit Sedimenten und es bildet sich sukzessive eine natürliche Flora und Fauna.

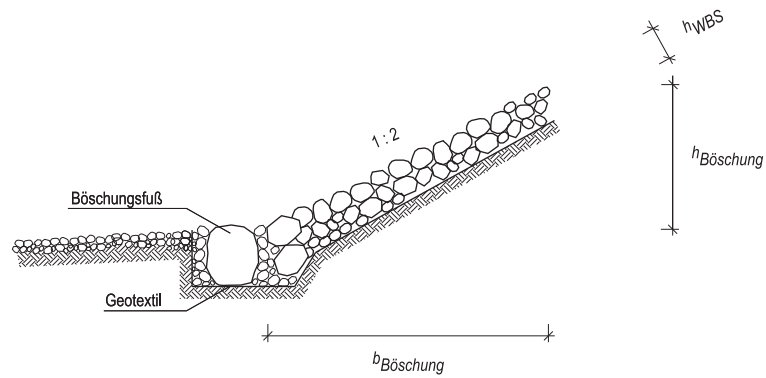
Die Wahl einer geeigneten Böschungssicherung hängt hauptsächlich von den Wandschubspannungen, der Böschungsneigung und den Baugrundverhältnissen ab. Die Wandschubspannungen sind von der Geschwindigkeitsverteilung im Gewässer abhängig und daher nicht gleichmäßig über die Gerinnewand verteilt. Bei senkrechten Ufern (Rechteckquerschnitt mit einem Verhältnis der Sohlenbreite zur Fließtiefe von 2,0) tritt die maximale Wandschubspannung in etwa bei der Hälfte der Fließtiefe auf und reduziert sich leicht bis zur Wasseroberfläche. Bei Trapezquerschnitten (mit einem Verhältnis der Sohlenbreite zur Fließtiefe von 2,2) tritt der Maximalwert im Bereich des Böschungsfußes auf und nimmt bis zur Wasseroberfläche bis nahe Null ab (nach BOLLRICH, 2007, für glatte Sohle und Böschung). Mit der Wasserspiegellinienberechnung nach Abschnitt 3.4 wird die Schubspannung τ gemäß Gleichung (3.7) (auf Seite 28) ausgegeben. Vereinfachend für alle Querschnittsformen wird hier angesetzt, dass die Wandschubspannungen τ_0 den Schubspannungen τ entsprechen. Es soll gelten:

$$\tau_0 = \tau . \quad (\text{A.18})$$

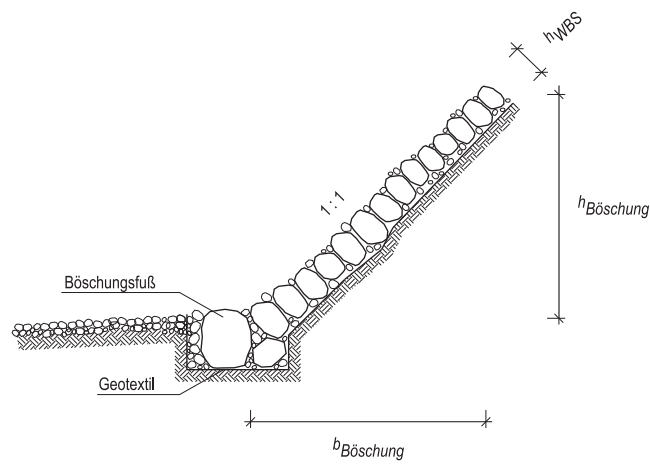
Damit die Böschung vor Erosion geschützt ist, müssen die auftretenden Wandschubspannungen τ_0 kleiner als die kritischen Schleppspannungen τ_{crit} der Sicherung sein:

$$\tau_0 < \tau_{crit} . \quad (\text{A.19})$$

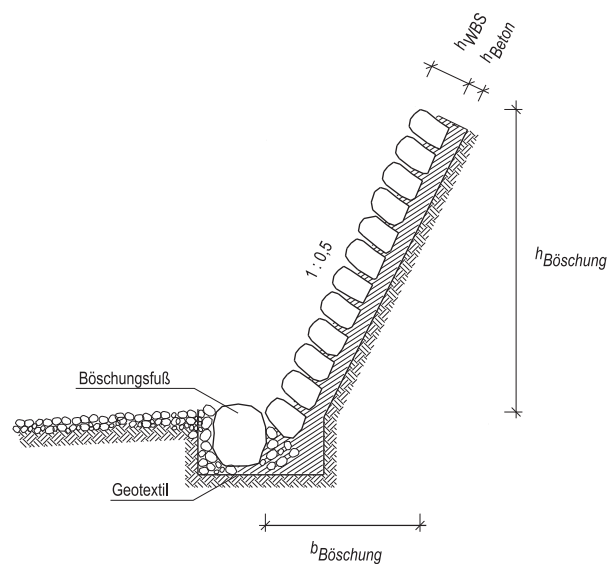
Die Wandschubspannungen sowie die Böschungshöhe und -breite (aus denen die Böschungsneigung ermittelt wird) dienen als Eingangsgrößen der Kostenfunktionen und sind somit entscheidend für die Wahl der Sicherungsart. Eine Steinschüttung hat mit kritischen Schleppspannungen bis 80 N/m² die geringste Widerstandskraft der zur Verfügung stehenden Sicherungsarten. Die massivste Sicherung bietet ein in Beton gesetztes Raupflaster aus Wasserbausteinen bis 0,6 Meter Kantenlänge, das mit Schubspannungen über 180 N/m² belastet werden kann. Als maximale Böschungsneigungen werden für die Steinschüttung 1 : 2, für das Setzpack 1 : 1 und für das Raupflaster 1 : 0,5 angesetzt. Eine Übersicht der Kennwerte bietet Tabelle A.6. Für die Berechnung der Kosten wird unter Berücksichtigung der Eingangsgrößen die jeweils *leichteste* Sicherungsart gewählt. Das heißt, eine Steinschüttung wird gegenüber einem Setzpack und einem Raupflaster bevorzugt, falls es die Verhältnisse zulassen.



(a) Steinschüttung



(b) Setzpack, verzwick



(c) Raupflaster, in Beton gesetzt

Abbildung A.5: Regelprofile der Böschungssicherungen. Mit $b_{\text{Böschung}}$ und $h_{\text{Böschung}}$ werden die lichte Breite und die lichte Höhe der Böschung angegeben. Die Schichthöhen der Wasserbausteine und für das Raupflaster die Höhe des Betonbetts werden mit h_{WBS} bzw. h_{Beton} bezeichnet.



(a) Im Hintergrund Steinschüttung aus Wasserbausteinen LMB_{10/60} am Pöbelbach in Schmiedeberg, Sachsen. Die Blickrichtung ist stromabwärts gerichtet.



(b) Setzpack aus Wasserbausteinen LMB_{40/200} auf Geotextil am Pöbelbach in Schmiedeberg, Sachsen. Die Blickrichtung ist stromaufwärts gerichtet.



(c) Raupflaster im Vordergrund und Steinschüttung im Hintergrund aus Wasserbausteinen LMB_{10/60} am Poisenbach in Freital, Sachsen. Die Blickrichtung ist stromabwärts gerichtet.

Abbildung A.6: Fotos von Sohlen- und Böschungssicherungen aus Wasserbausteinen

Tabelle A.6: Kritische Schleppspannungen τ_{crit} für verschiedene Arten der Sohlen- und Böschungssicherung. Modifizierte Zusammenstellung nach BOLLRICH (2007) und DIN 19661-2. Die Indizes der Kategorie LMB für Wasserbausteine geben die untere und obere nominale Gewichtsklasse in Kilogramm an. Weil die DIN EN 13383-1 für die Kategorie LMB keine Angaben über die Kantenlängen macht, sind diese dem *BAW-Brief Nr. 1* der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW, 2004) entnommen. Bei den angegebenen maximalen Böschungseigungen handelt es sich um Verallgemeinerungen, die unter Berücksichtigung der DIN 19657 und der von RICHTER (2005) untersuchten Planungen getroffen sind.

	Art der Sicherung	Kategorie der Wasserbausteine nach DIN EN 13383-1	Kantenlängen der Wasserbausteine (m)	zul. Schleppspannung τ_{crit} (N/m ²)	Geignet für		Maximale Böschungsneigung (-)	Schichthöhe	
					Sohle	Böschung		h_{WBS} (m)	h_{Beton} (m)
<i>leicht</i>	Natürliche Sohle	ohne Wasserbausteine		0 bis 20	ja	nein	-	-	-
	Querriegel (alle 30 m), dazwischen natürliche Sohle	LMB _{60/300}	0,35 bis 1,00	20 bis 50	ja	nein	-	-	-
	Steinschüttung	LMB _{10/60}	0,15 bis 0,45	50 bis 80	ja	ja	1:2	0,6	-
	Setzpack, verzwickt	LMB _{10/60}	0,15 bis 0,45	80 bis 110	ja	ja	1:1	0,45	-
	Setzpack, verzwickt	LMB _{40/200}	0,20 bis 0,60	110 bis 140	ja	ja	1:1	0,6	-
	Raupflaster, in Beton gesetzt	LMB _{10/60}	0,15 bis 0,45	140 bis 180	ja	ja	1:0,5	0,4	0,4
<i>massiv</i>	Raupflaster, in Beton gesetzt	LMB _{40/200}	0,20 bis 0,60	> 180	ja	ja	1:0,5	0,5	0,4

Die Massen der Böschungssicherungen und somit auch die Kosten sind maßgeblich von den Böschungsabmessungen und der Größe der zu verwendenden Wasserbausteine abhängig. Im Gegensatz zu den Ufermauern ergeben sich mit einer statischen Bemessung der Böschungssicherungen im Allgemeinen keine relevanten Änderungen der Kosten. Davon ausgenommen sind Sonderfälle mit ungünstig wirkenden Baugrund- oder Grundwasserverhältnissen, die hier nicht behandelt werden. Daher kann auf eine statische Bemessung der Böschungen verzichtet werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Kostenfunktion für Böschungshöhen bis acht Meter angewendet.

A.3.2 Kostenfunktion für Böschungssicherungen

Die Herstellungskosten für Böschungssicherungen gliedern sich in Kosten, die im Bereich der Böschung anfallen $K_{Böschung}$ und in Kosten für den Böschungsfuß $K_{Böschungsfuß}$.

Die Kosten $K_{Böschung}$ ergeben sich zu

$$K_{Böschung} = f_{BE} \cdot (TK_{Aushub} + TK_{Abfuhr} + TK_{Geotextil} + TK_{Deckwerk\ Böschung}) \cdot l \quad (A.20)$$

Mit dem Faktor f_{BE} wird die Baustelleneinrichtung von fünf Prozent berücksichtigt. Aus den Eingangsgrößen Böschungshöhe $h_{Böschung}$ und -breite $b_{Böschung}$ gemäß der Regelentwürfe in Abbildung A.5 wird die Böschungsneigung

$$1:n \quad \text{mit} \quad n = \frac{b_{Böschung}}{h_{Böschung}} \quad (A.21)$$

ermittelt. Zusammen mit der Wandschubspannung gemäß Gleichung (A.18) dient die Neigung zur Auswahl einer geeigneten Sicherungsart nach Tabelle A.6. Mit der Sicherungsart ergeben sich dann die Abmessungen für die Schichthöhen der Wasserbausteine h_{WBS} und speziell für das Raupflaster die Höhe des Betonbetts h_{Beton} . Die Teilkosten für den Bodenaushub TK_{Aushub} , die Bodenabfuhr TK_{Abfuhr} und das Deckwerk berechnen sich nach der gleichen Massenermittlung zu

$$TK_{Aushub} = EP_{Aushub} \cdot \left(\sqrt{b_{Böschung}^2 + h_{Böschung}^2} \cdot (h_{WBS} + h_{Beton}) \right) \cdot l, \quad (A.22)$$

$$TK_{Abfuhr} = EP_{Abfuhr} \cdot \left(\sqrt{b_{Böschung}^2 + h_{Böschung}^2} \cdot (h_{WBS} + h_{Beton}) \right) \cdot l \quad (A.23)$$

und

$$TK_{Deckwerk\ Böschung} = EP \cdot \left(\sqrt{b_{Böschung}^2 + h_{Böschung}^2} \cdot (h_{WBS} + h_{Beton}) \right) \cdot l. \quad (A.24)$$

Dabei ist l die Länge der Böschung in Metern. Für die Sicherungsarten Steinschüttung und Setzpack beträgt die Höhe des Betonbetts h_{Beton} Null. In Gleichung (A.24) sind die der Sicherungsart entsprechenden Einheitspreise ($EP_{Schüttung\ LMB_{10/60}}$, $EP_{Setzpack\ LMB_{10/60}}$, $EP_{Setzpack\ LMB_{40/200}}$, $EP_{Pflaster\ LMB_{10/60}}$ oder $EP_{Pflaster\ LMB_{40/200}}$) nach Anhang B.4 einzusetzen.

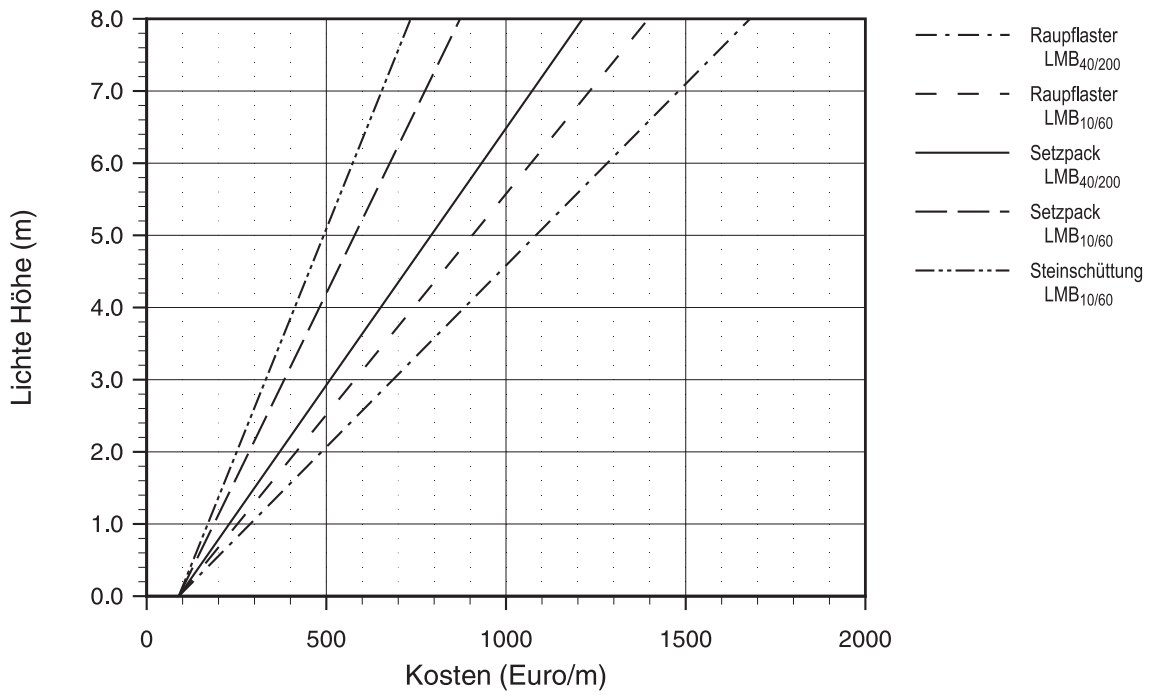


Abbildung A.7: Kostenfunktion für verschiedene Böschungssicherungen in Abhängigkeit der lichten Böschungshöhe $h_{\text{Böschung}}$ bei konstanter Böschungsneigung von 1:3

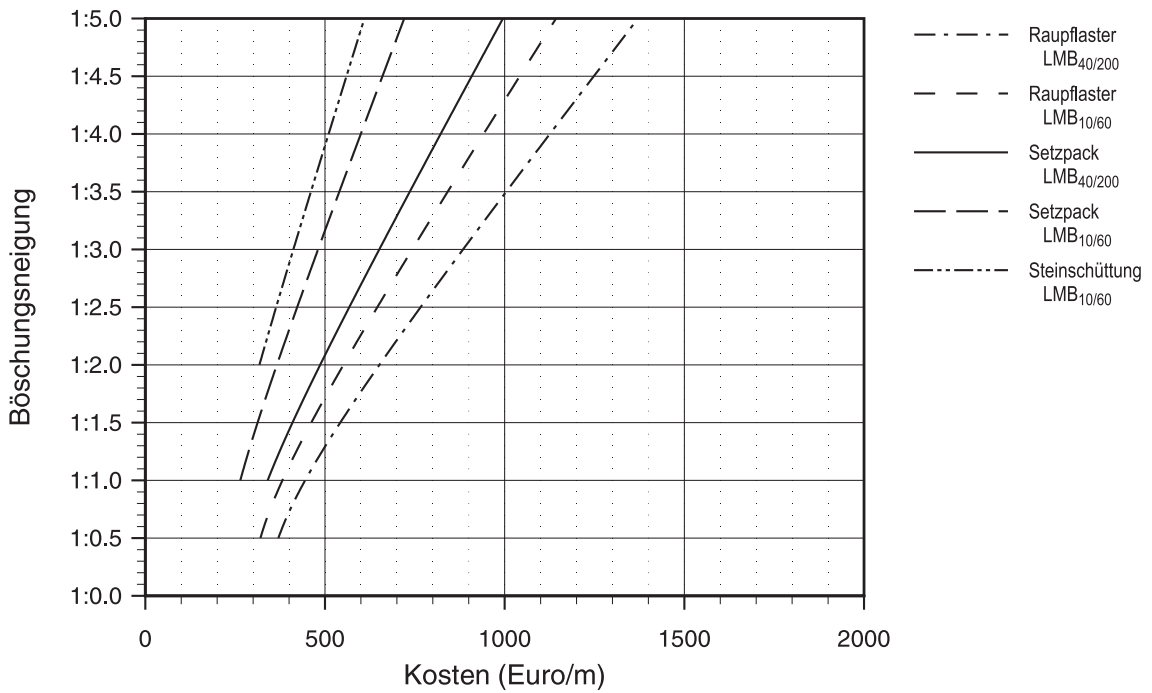


Abbildung A.8: Kostenfunktion für verschiedene Böschungssicherungen in Abhängigkeit der Böschungsneigung bei konstanter lichter Böschungshöhe $h_{\text{Böschung}}$ von 4,0 Metern

Die Teilkosten für das Geotextil berechnen sich aus

$$TK_{Geotextil} = EP_{Geotextil} \cdot \left(\sqrt{b_{Böschung}^2 + h_{Böschung}^2} \right) \cdot l . \quad (A.25)$$

Für den Böschungsfuß werden die Herstellungskosten $K_{Böschungsfuß}$ nach folgender Gleichung berechnet:

$$K_{Böschungsfuß} = f_{BE} \cdot (TK_{Aushub} + TK_{Abfuhr} + TK_{Geotextil} + TK_{WBS\ Böschungsfuß}) . \quad (A.26)$$

Die Baustelleneinrichtung (f_{BE}) wird auch hier mit fünf Prozent der Herstellungskosten angesetzt. Für den Graben des Böschungsfußes wird vereinfachend eine allgemeine Querschnittsfläche von 0,5 Quadratmetern und ein allgemeiner Umfang von zwei Metern angesetzt. Die Teilkosten berechnen sich damit wie folgt:

$$TK_{Aushub} = EP_{Aushub} \cdot 0,5 \text{ m}^2 \cdot l , \quad (A.27)$$

$$TK_{Abfuhr} = EP_{Abfuhr} \cdot 0,5 \text{ m}^2 \cdot l , \quad (A.28)$$

$$TK_{Geotextil} = EP_{Geotextil} \cdot 2 \text{ m} \cdot l , \quad (A.29)$$

$$TK_{WBS\ Böschungsfuß} = EP_{Böschungsfuß\ LMB60/300} \cdot 0,5 \text{ m}^2 \cdot l . \quad (A.30)$$

Die Kostenfunktionen für die verschiedenen Sicherungsarten sind in den Abbildungen A.7 und A.8 graphisch dargestellt.

A.4 Kostenfunktion für Aufmauerungen geringer Höhe auf bestehende Ufersicherungen

Ist eine Ufersicherung nur um wenige Dezimeter zu erhöhen, muss nicht zwangsläufig ein Neubau erfolgen. Als eine kostengünstigere Alternative kann sich anbieten, eine Ufermauer oder ein Böschungspflaster um einige Reihen Mauerwerk zu ergänzen oder eine kleine Mauer aus Sichtbeton darauf zu betonieren. Ob die bestehende Bausubstanz und die Baugrundverhältnisse die zusätzliche Last aufnehmen können, ist stets zu prüfen. Für die kraftschlüssige Verbindung des neuen Mauerwerks mit der Bausubstanz gibt es verschiedene Technologien, die jeweils von den anstehenden Verhältnissen abhängig sind. Dementsprechend variieren die Kosten. Als allgemeiner Ansatz wird hier von einer Beton- oder Stahlbetonkonstruktion als Ufersicherung im Bestand ausgegangen, die mit Mauerwerk um maximal 0,5 Meter erhöht wird.

Als vorbereitende Tätigkeit ist ein Teil der Mauer abzutragen und der bestehende Beton als Fundament für die neue Aufmauerung vorzubereiten. Die Herstellungskosten $K_{Aufmauerung}$ berechnen sich aus den Teilkosten (TK) wie folgt:

$$K_{Aufmauerung} = f_{BE} \cdot (TK_{Schneiden} + TK_{Abfuhr\ Material} + TK_{Mauerwerk}) . \quad (A.31)$$

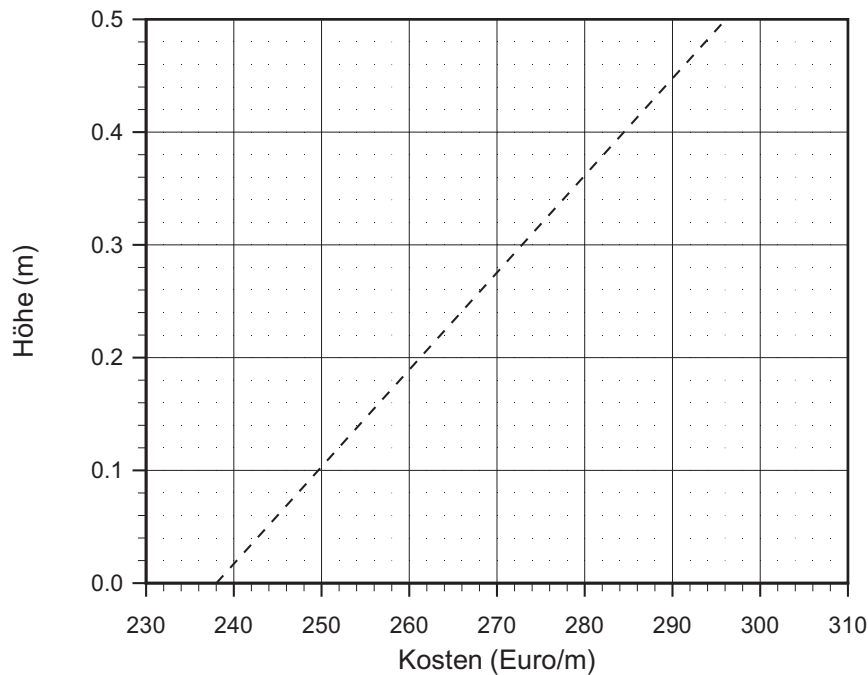


Abbildung A.9: Kostenfunktion für Aufmauerungen geringer Höhe auf bestehende Ufersicherungen

Mit dem Faktor f_{BE} wird die Baustelleneinrichtung von fünf Prozent berücksichtigt. Die Teilkosten für das Schneiden und Vorbereiten der bestehenden Mauer werden aus dem Einheitspreis $EP_{Schneiden}$ und der Breite der bestehenden Mauer $b_{Mauer\ Bestand}$ kalkuliert:

$$TK_{Schneiden} = EP_{Schneiden} \cdot b_{Mauer\ Bestand} \cdot l. \quad (A.32)$$

Die Länge des betrachteten Abschnitts wird mit l in Metern angegeben. Für die Entsorgungskosten des geschnittenen Materials $TK_{Abfuhr\ Material}$ wird angenommen, dass der Schnitt 0,2 Meter unter der Maueroberkante angesetzt wird. Damit ergibt sich das Maß $h_{Schnitthöhe}$ zu 0,2 Metern. Die Kosten berechnen sich mit dem Einheitspreis $EP_{Abfuhr\ Material}$ zu

$$TK_{Abfuhr\ Material} = EP_{Abfuhr\ Material} \cdot b_{Mauer\ Bestand} \cdot h_{Schnitthöhe} \cdot l. \quad (A.33)$$

Die Teilkosten für das Mauerwerk $TK_{Mauerwerk}$ berechnen sich mit dem Einheitspreis $EP_{Mauerwerk}$ zu

$$TK_{Mauerwerk} = EP_{Mauerwerk} \cdot b_{Mauerwerk} \cdot (h_{Erhöhung} + h_{Schnitthöhe}) \cdot l. \quad (A.34)$$

Dabei ergibt sich die Höhe der Aufmauerung aus dem Maß der Erhöhung $h_{Erhöhung}$ zuzüglich dem zuvor abgeschnittenen Teil der Mauer. Die Breite des Mauerwerks $b_{Mauerwerk}$ wird mit 0,2 Meter angenommen. Falls besondere Anforderungen an die Aufmauerung gestellt werden, um beispielsweise horizontale Anpralllasten aufnehmen zu können, ist das Mauerwerk entsprechend zu bemessen.

Die Kostenfunktion für Aufmauerungen geringer Höhe auf bestehende Ufersicherungen ist in Abbildung A.9 dargestellt.

A.5 Kostenfunktion für Sohlensicherungen

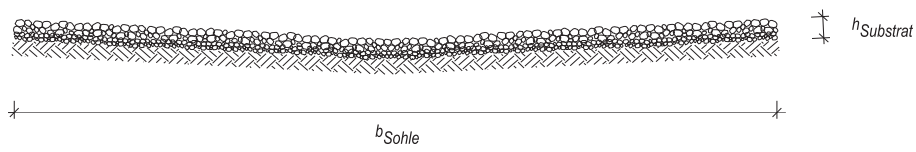
Um die Erosionssicherheit der Gewässersohle zu gewährleisten, werden Sohlensicherungen vorgesehen. Wie auch bei Böschungssicherungen steht hier ein weites Spektrum an technischen und naturnahen Lösungsvarianten zur Auswahl, die zudem vielfältig kombiniert werden können (DIN 4047-5; LANGE & LECHER, 1993; SMUL, 1995; MURL, 1999). Die Wahl einer geeigneten Sicherung ist von den an der Gewässersohle angreifenden Sohl Schubspannungen abhängig. Die Erosionssicherheit ist gegeben, wenn die Sohl Schubspannungen kleiner als die kritischen Schleppspannungen τ_{crit} der Sicherung sind. Für die Bemessung wird – wie auch bei der Böschungssicherung – die im Zuge der Wasserspiegellinienberechnung ermittelte Schubspannung τ verwendet. Eine Sicherungsart ist geeignet, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

$$\tau < \tau_{crit} . \quad (A.35)$$

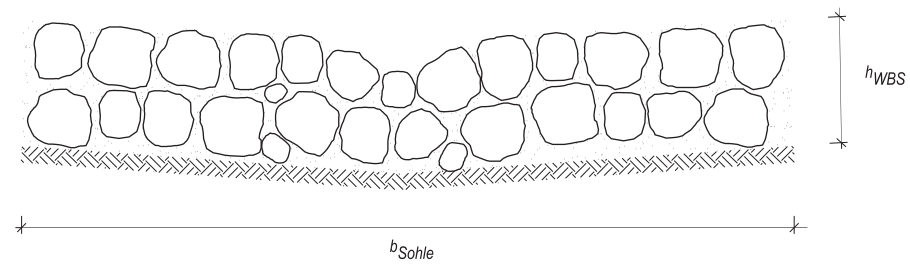
Im Rahmen dieser Arbeit werden Kostenfunktionen für fünf Arten der Sohlensicherung beziehungsweise Sohlenbeschaffenheit betrachtet: Sohle aus natürlichem Material, Sohle aus natürlichem Material und zusätzlichen Querriegeln im Abstand von 30 Metern, Steinschüttung, verzwicktes Setzpack und in Beton gesetztes Raupflaster. Damit werden kritische Schleppspannungen von Null bis über 180 N/m^2 abgedeckt. Bei einer Sohle aus natürlichem Material handelt es sich weniger um eine Sicherungsmaßnahme, sondern mehr um eine Art der Sohlenbeschaffenheit. Dennoch wird dieser Begriff im Weiteren zusammen mit den Sohlensicherungen verwendet. Die Steinschüttung wird mit Wasserbausteinen der Kategorie LMB_{10/60} geplant. Für das Setzpack und das Raupflaster werden jeweils zwei Varianten betrachtet, die sich in der Größe der Wasserbausteine (LMB_{10/60} oder LMB_{40/200}) unterscheiden. Die Querriegel werden aus Wasserbausteinen der Kategorie LMB_{60/300} hergestellt. Abbildung A.10 zeigt die Regelentwürfe der verschiedenen Sohlensicherungen. In Tabelle A.6 sind die entsprechenden Schleppspannungen zusammengestellt. Die Wahl der Sicherungsart hängt nur von den Schubspannungen τ im Gewässer ab. Wie auch bei den Böschungssicherungen wird die jeweils leichteste Art gewählt. Die Kostenfunktionen der verschiedenen Sicherungsarten sind in Abbildung A.11 dargestellt.

In den Herstellungskosten für die Sohlensicherung K_{Sohle} wird die Baustelleneinrichtung (f_{BE}) wie bei den bereits beschriebenen Kostenfunktionen mit fünf Prozent der Herstellungskosten angesetzt:

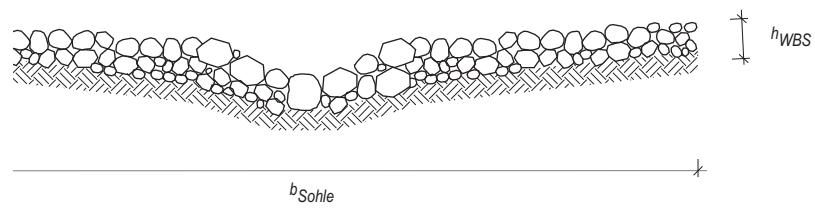
$$K_{Sohle} = f_{BE} \cdot (TK_{Aushub} + TK_{Abfuhr} + TK_{Deckwerk\ Sohle}) . \quad (A.36)$$



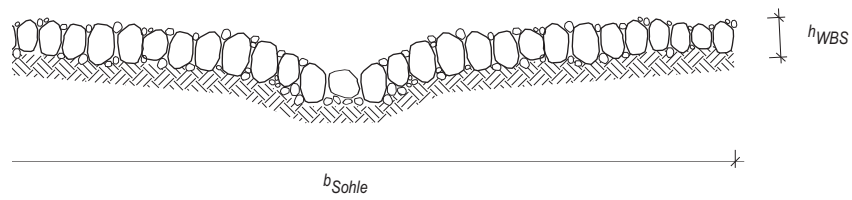
(a) Natürliche Sohle



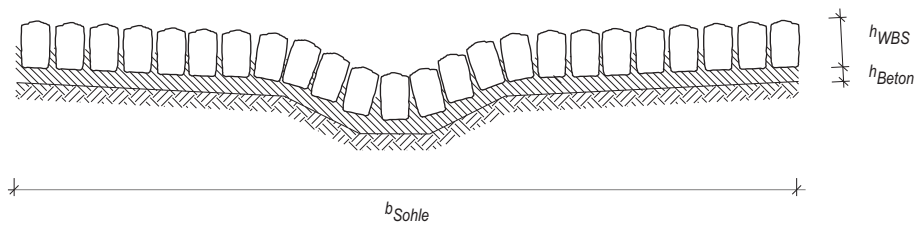
(b) Querriegel (alle 30 m), dazwischen natürliche Sohle



(c) Steinschüttung



(d) Setzpack, verzwick



(e) Raupflaster in Beton gesetzt

Abbildung A.10: Regelprofile der Sohlensicherungen, hier mit Mittelwasserrinne

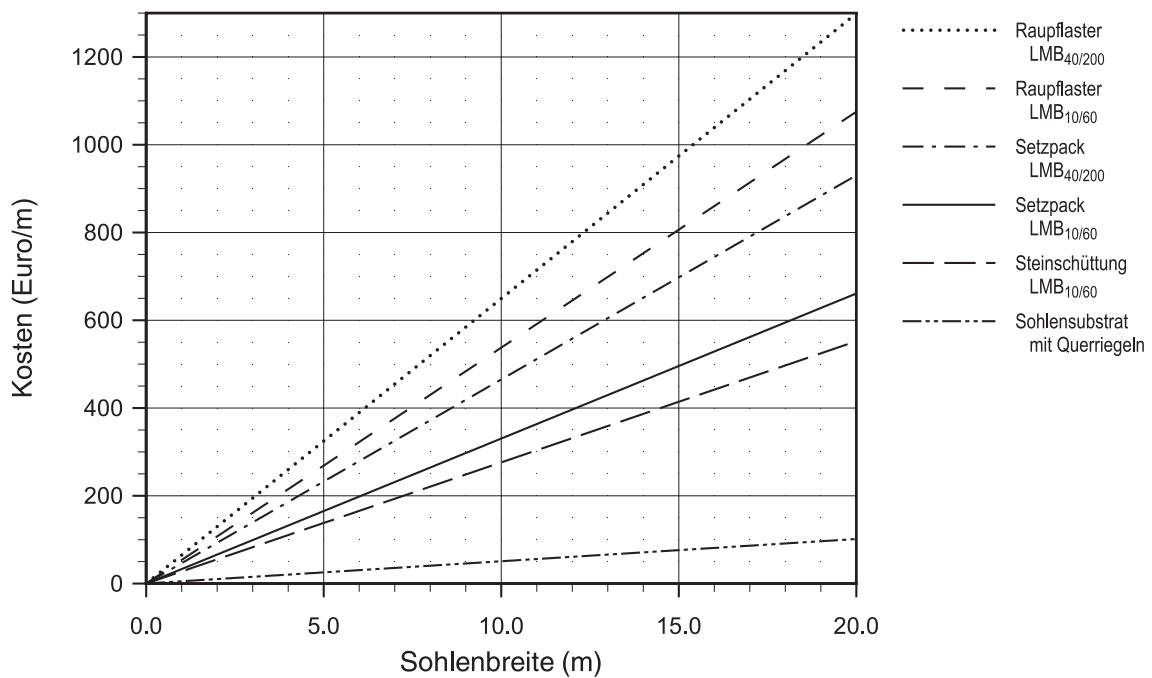


Abbildung A.11: Kostenfunktion Sohlensicherung für verschiedene Sicherungsarten. Die Kosten sind in Euro pro lfd. Meter Gewässerachse in Abhängigkeit der Sohlenbreite angegeben.

Mit der Länge der Sohlensicherung l berechnen sich die Teilkosten für die Erdbewegungen mit TK_{Aushub} und TK_{Abfuhr} zu:

$$TK_{Aushub} = EP_{Aushub} \cdot A_{Aushub} \cdot l \quad \text{und} \quad (\text{A.37})$$

$$TK_{Abfuhr} = EP_{Abfuhr} \cdot A_{Aushub} \cdot l. \quad (\text{A.38})$$

Hier werden nur die Erdbewegungen berücksichtigt, die für die Herstellung des Deckwerks erforderlich werden. Die für Sohleneintiefungen zu kalkulierenden Erdbewegungen werden mit den Rückbaukosten der vorhandenen Sohlensicherungen berechnet und im Abschnitt A.6.4 vorgestellt. Die Fläche A_{Aushub} ergibt sich aus der Sohlenbreite im Planzustand b_{Sohle} (Abbildung A.10) und der Schichthöhe des Deckwerks (h_{WBS} und h_{Beton} nach Tabelle A.6). Die Berechnung der Flächen A_{Aushub} erfolgt über entsprechende Differenzenbildungen der Querprofilflächen im Ist- und Planzustand nach Abbildung A.12.

Die Teilkosten für das eigentliche Deckwerk $TK_{Deckwerk\ Sohle}$ ergeben sich mit der Breite der Sohle b_{Sohle} nach Abbildung A.10 zu:

$$TK_{Deckwerk\ Sohle} = EP \cdot (b_{Sohle} \cdot (h_{WBS} + h_{Beton})) \cdot l. \quad (\text{A.39})$$

Dabei sind die der Sicherungsart entsprechenden Einheitspreise EP nach Anhang B.4 auszuwählen. Die Schichthöhe des Betonbetts h_{Beton} ist nur für die Sicherungsart Raupflaster ungleich Null. Bei der Sicherungsart natürliche Sohle fallen keine Teilkosten für das Deckwerk an. Bei der Sicherungsart natürliche Sohle mit Querriegel werden alle 30 Meter Querriegel von 1,5 Metern Länge

(in Fließrichtung) kalkuliert. Der Einheitspreis $EP_{WBS\ Querriegel}$ beinhaltet alle für die Herstellung anfallenden Kosten.

A.6 Kostenfunktionen für Rückbau von Ufer- und Sohlensicherungen

Die Kosten für den Rückbau von Ufer- und Sohlensicherungen sind stark abhängig von der vorhandenen Bauart. Beispielsweise ist der Rückbau von Winkelstützmauern aus Stahlbeton wesentlich aufwändiger als der Rückbau von trocken gesetzten Natursteinmauern. Ähnlich verhält es sich mit Sohlen- und Böschungssicherungen. Hier ergeben sich Kostenunterschiede durch in Beton gesetzte Bauarten wie Raupflaster und trocken gesetzte Ausführungen wie Setzpack oder Schüttungen.

Für die Kalkulation der Rückbaukosten wird in der Praxis häufig die Kubatur abgeschätzt und mit einem auf Erfahrungen basierenden Einheitspreis multipliziert. Diese Vorgehensweise bietet sich insbesondere an, wenn von den Bauwerken keine detaillierten Bestandsunterlagen vorliegen. In der Regel gehen die groben Bauwerksabmessungen dann aus Bestands- oder Baugrunduntersuchungen hervor.

Im den folgenden Abschnitten A.6.1 bis A.6.3 wird erläutert, wie die Rückbaukosten für Ufersicherungen (Ufermauern und Böschungssicherungen) und Sohlensicherungen im Rahmen dieser Arbeit berechnet werden. Diese Rückbaukosten beziehen sich jeweils auf das Deckwerk aus Beton und/oder Wasserbausteinen. Die Kosten für Erdbewegungen, die aus Gerinneeinengungen oder -aufweitungen und Sohlenerhöhungen oder -eintiefungen resultieren, werden in Abschnitt A.6.4 behandelt.

A.6.1 Rückbau Ufermauer

Für die Abschätzung der Rückbaukosten für Ufermauern wird hier ein Mauerentwurf angenommen, der dem Entwurf für den Mauerneubau gemäß Abschnitt A.2 gleicht. Als Eingangsgrößen werden die lichte Mauerhöhe $h_{\text{lichte Höhe}}$ und die Lastannahme p nach Tabelle A.2 angegeben. Aus diesen Größen wird eine angenommene Bauwerksgeometrie abgeleitet und eine Querschnittsfläche der Mauer (vgl. Abbildung A.2) berechnet. Mit der Länge des betrachteten Gewässerabschnittes ergibt sich ein Volumen der Ufermauer und mit dem Einheitspreis $EP_{\text{Rückbau Mauer}}$ berechnen sich die Rückbau- und Entsorgungskosten. Die Kosten für die anteilige Baustelleneinrichtung werden mit fünf Prozent der Herstellungskosten kalkuliert.

A.6.2 Rückbau Böschungssicherung

Die Rückbaukosten der Böschungssicherungen berechnen sich unter der Annahme, dass die vorhandenen Sicherungen den Entwürfen gemäß Abbildung A.5 ähneln. Andere Sicherungsarten, wie beispielsweise natürlich befestigte Böschungen, werden hier nicht betrachtet. Als Grundlage für die Kosten wird angenommen, dass neben der Böschungshöhe ($h_{\text{Böschung}}$) und -breite

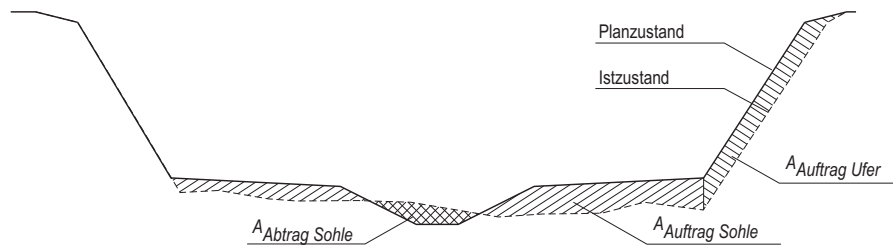


Abbildung A.12: Erdbewegungen an einem Querprofil resultierend aus veränderter Gerinnebreite und Sohlenhöhen (- - Istzustand, – Planzustand). Mit den abschnittswisen Sohlenerhöhungen ergeben sich die Teilflächen $A_{\text{Auftrag Sohle}}$. Durch den gleichzeitigen Einbau der Mittelwasserrinne kommt es in diesem Beispiel auch zu der Teilfläche $A_{\text{Abtrag Sohle}}$. Aufgrund der Gerinneeinengung ergibt sich die Teilfläche $A_{\text{Auftrag Ufer}}$ am rechten Ufer. Die Teilfläche $A_{\text{Abtrag Ufer}}$ tritt nur bei Gerinneaufweitungen auf und entfällt in dieser Darstellung.

($b_{\text{Böschung}}$) auch die Sicherungsart sowie die Schichthöhen (h_{WBS} und ggf. h_{Beton}) des Deckwerks bekannt sind. Mit der Länge des betrachteten Gewässerabschnitts wird das Volumen der Ufersicherung berechnet. Bei den Einheitspreisen für den Rückbau und die Entsorgung wird zwischen zwei Befestigungsarten unterschieden: Für trocken gesetzte Sicherungen gilt der Einheitspreis $EP_{\text{Rückbau Böschung trocken}}$, und für in Beton gesetzte Sicherungen wird der Einheitspreis $EP_{\text{Rückbau Böschung gebunden}}$ angesetzt. Die Baustelleneinrichtung wird auch hier mit fünf Prozent berücksichtigt.

A.6.3 Rückbau Sohlensicherung

Bei den Rückbaukosten für Sohlensicherungen dienen die Sicherungsart und die Schichthöhe der Sicherung als Eingangsgrößen. Zusammen mit den Einheitspreisen $EP_{\text{Rückbau Sohle gebunden}}$ und $EP_{\text{Rückbau Sohle trocken}}$ werden daraus die Rückbaukosten für den Sohlenaufbau berechnet. Für den Fall, dass die Sohle nicht befestigt ist (natürliche Sohle), entfallen die Teilkosten für den Sohlenaufbau. Die Kosten für die anteilige Baustelleneinrichtung werden mit fünf Prozent der Herstellungskosten kalkuliert.

A.6.4 Erdbewegungen bei Gerinneeinengungen oder -aufweitungen und Sohlenerhöhungen oder -eintiefungen

Wird im Planzustand die Breite oder die Sohlenlage des Gewässers gegenüber dem Istzustand verändert, so fallen Kosten für Erdbewegungen an. Diese Kosten werden mit den oben beschriebenen Rückbaukosten der Sohlen- oder Ufersicherung berechnet. Die Kalkulation erfolgt über die Bestimmung der Auftrags- und Abtragsflächen am Querprofil durch eine Differenzenbildung zwischen Ist- und Planzustand. Die Volumina ergeben sich aus der Multiplikation mit der betrachteten Abschnittslänge l in Metern. Es wird unterschieden zwischen Erdbewegungen an der Sohle (Teilflächen $A_{\text{Abtrag Sohle}}$ oder $A_{\text{Auftrag Sohle}}$) und Erdbewegungen am Ufer (Teilflächen $A_{\text{Abtrag Ufer}}$ oder $A_{\text{Auftrag Ufer}}$). Abbildung A.12 stellt die verschiedenen Teilflächen dar. Die Kosten für Aushub und

Abfuhr ergeben sich mit den Einheitspreisen EP_{Aushub} und EP_{Abfuhr} wie folgt:

$$TK_{Aushub} = \begin{cases} EP_{Aushub} \cdot A_{Abtrag\ Sohle} \cdot l & \text{im Bereich der Sohle,} \\ EP_{Aushub} \cdot A_{Abtrag\ Ufer} \cdot l & \text{im Bereich der Ufer,} \end{cases} \quad (\text{A.40})$$

$$TK_{Abfuhr} = \begin{cases} EP_{Abfuhr} \cdot A_{Abtrag\ Sohle} \cdot l & \text{im Bereich der Sohle,} \\ EP_{Abfuhr} \cdot A_{Abtrag\ Ufer} \cdot l & \text{im Bereich der Ufer.} \end{cases} \quad (\text{A.41})$$

Beim Auftrag wird für die Lieferung und den Einbau von Material zwischen dem Einheitspreis für natürliches Sohlenmaterial $EP_{Sohlenmaterial}$ und Hinterfüllung $EP_{Hinterfüllung}$ unterschieden.

$$TK_{Auftrag} = \begin{cases} EP_{Sohlenmaterial} \cdot A_{Auftrag\ Sohle} \cdot l & \text{im Bereich der Sohle,} \\ EP_{Hinterfüllung} \cdot A_{Auftrag\ Ufer} \cdot l & \text{im Bereich der Ufer.} \end{cases} \quad (\text{A.42})$$

A.7 Kostenfunktionen für Baugrubenumschließungen

A.7.1 Vorbemerkung

Auf die Kostenfunktionen für die Baugrubenumschließung wird hier nur kurz eingegangen. RICHTER (2005) stellt Kostenfunktionen für drei verschiedene Technologien auf: offene Baugrube, Verbau mit Trägerbohlwänden und Verbau mit Spundwand. Dabei bezieht er sich unter anderem auf VOTH (1995) und SIMMER (1999), die umfassende Überblicke zu Baugrubenumschließungen bieten. Für offene Baugruben finden die Empfehlungen der DIN 4124 und DIN 4084 Beachtung. Spezielle Angaben über Spundwände gehen aus den *Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Uferreinfassungen“* (ARBEITSAUSSCHUSS UFEREINFASSUNGEN, 2004) hervor.

A.7.2 Offene Baugrube

Für eine offene Baugrube wird die Kubatur des Aushubs unter Berücksichtigung des Böschungswinkels ermittelt und mit den entsprechenden Einheitspreisen für Bodenaushub (EP_{Aushub}) und Bodenabfuhr (EP_{Abfuhr}) multipliziert. Für den anzusetzenden Böschungswinkel in Abhängigkeit des Bodens werden die Vorgaben der DIN 4124 berücksichtigt. Bei einer Baugrubentiefe über drei Metern wird die Böschung mit Bermen unterbrochen.

A.7.3 Baugrubenverbau mit Trägerbohl- oder Spundwänden

Die Kosten für den Baugrubenverbau mit Trägerbohl- oder Spundwänden ergeben sich aus der zu verbauenden Fläche und den entsprechenden Einheitspreisen. Dabei wird angenommen, dass Trägerbohl- und Spundwände bis zu einer Baugrubentiefe von drei Metern in den Baugrund eingespannt werden und ohne Rückverankerung stehen. Diese Abschätzung stammt von VOTH (1995) in Bezug auf Spundwände und wird hier für Trägerbohlwände übernommen. Voraussetzung hierfür

ist, dass der Verbau in den Baugrund eingespannt wird. Es wird eine Einspanntiefe von der Hälfte der Baugrubentiefe angesetzt.

Bei tieferen Baugruben ist eine einlagige Rückverankerung in den Einheitspreisen berücksichtigt und die Einspanntiefe wird mit 1,5 Metern abgeschätzt. Diese Art der Rückverankerung reicht für die maximale Baugrubentiefe ($\max h_{\text{Baugrube}}$) von 8,4 Metern aus. Dieser Wert ergibt sich nach Gleichung (A.43) aus der mit dem Gültigkeitsbereich der Kostenfunktionen angegebenen maximalen Wandhöhe h_{Wand} von sieben Metern, der nach Tabelle A.3 maximalen Fundamenthöhe $h_{\text{Fund.}}$ von einem Meter, der Stärke der Sauberkeitsschicht $h_{\text{Sauberkeitsschicht}}$ von 0,1 Metern und der Kappenhöhe h_{Kappe} von 0,3 Metern.

$$\max h_{\text{Baugrube}} = h_{\text{Sauberkeitsschicht}} + \max h_{\text{Fund.}} + \max h_{\text{Wand}} + h_{\text{Kappe}} \quad (\text{A.43})$$

A.8 Kostenfunktionen für Fangedamm und Wasserhaltung

Bei dem Bau von Ufermauern, Böschungs- und Sohlensicherungen wird ein Fangedamm erforderlich, um die Baugrube zur Wasserseite gegen einströmendes Wasser abzudichten. Der Fließquerschnitt wird damit für die Bauzeit eingeengt. Die Kosten für den Fangedamm $K_{\text{Fangedamm}}$ berechnen sich aus der Länge des betroffenen Gewässerabschnitts l in Metern und dem Einheitspreis $EP_{\text{Fangedamm}}$:

$$K_{\text{Fangedamm}} = f_{\text{BE}} \cdot EP_{\text{Fangedamm}} \cdot l. \quad (\text{A.44})$$

Die Baustelleneinrichtung von fünf Prozent der Kosten wird mit dem Faktor f_{BE} berücksichtigt.

Falls an beiden Ufern Maßnahmen vorgesehen sind, wird angenommen, dass der Fangedamm mittig im Gewässer angeordnet wird. Nach Abschluss der Baumaßnahmen auf der einen Gewässerseite werden nur die Teile des Fangedamms zurückgebaut und auf der anderen Seite wiederhergestellt, die quer zur Fließrichtung verlaufen. Mit dieser Vorgehensweise kann der in Fließrichtung verlaufende Teil des Damms erhalten bleiben. Daher fallen die Kosten für den Fangedamm in jedem Abschnitt nur ein Mal an. Die Umbaukosten werden in dem Einheitspreis $EP_{\text{Fangedamm}}$ berücksichtigt. Es ist zu beachten, dass durch diese Vorgehensweise besonders bei breiten Gewässern der Fließquerschnitt stärker als erforderlich eingeengt wird, was sich im Falle eines Hochwassers während der Bauphase ungünstig auswirken kann.

Eine Abhängigkeit der Kosten für Fangedämme von der erforderlichen Dammhöhe ist aus den von RICHTER (2005) untersuchten Planungen nicht abzuleiten. Die Praxis zeigt, dass von den ausführenden Unternehmen gering dimensionierte Fangedämme kalkuliert werden und auf Niedrigwasser während der Bauphase spekuliert wird.

Zusätzlich zu dem Fangedamm wird in der Baugrube eine Wasserhaltung eingerichtet, um einströmendes Grund- und Oberflächenwasser abzuleiten. Die Kosten für die Wasserhaltung $K_{\text{Wasserhaltung}}$ ergeben sich mit dem Einheitspreis $EP_{\text{Wasserhaltung}}$ zu

$$K_{\text{Wasserhaltung}} = f_{\text{BE}} \cdot EP_{\text{Wasserhaltung}} \cdot l. \quad (\text{A.45})$$

Dieser Ansatz wird für alle Arten der Baugrubenumschließung gewählt. Projektbezogene Besonderheiten sind über den Einheitspreis $EP_{Wasserhaltung}$ zu berücksichtigen. Im Gegensatz zum Fangedamm wird die Wasserhaltung für beide Ufer kalkuliert. Die maximalen Wasserhaltungskosten je Ufer ergeben sich aus der einfachen Länge des betrachteten Abschnitts. Fallen mehr Maßnahmen an einer Uferseite an – beispielsweise Ufermauerrückbau und -neubau – werden die Kosten nur ein Mal berechnet.

A.9 Kostenfunktionen für Maßnahmen an vorhandener Infrastruktur am Gewässer

A.9.1 Rück- und Neubau von Brücken

Die Kosten für den Ersatzneubau einer Brücke ergeben sich aus den Kosten für die Brücke zuzüglich der Kosten für die Erneuerung der Fahrbahnanschlüsse. Die Kosten werden über die Brückenfläche kalkuliert. Diese ergeben sich aus der lichten Weite zwischen den Oberkanten der Ufer und der Länge der Brücke in Fließrichtung gesehen. Mit dem Einheitspreis $EP_{Brücke}$ sind der Rückbau mit Entsorgung und der Neubau der Brücke berücksichtigt.

Für den Anschluss der Fahrbahnen wird ein allgemeiner Neigungswinkel der Rampen von sechs Prozent angesetzt. Damit ist die Länge einer Rampe l_{Rampe} eine Funktion der Höhendifferenz $\Delta h_{Brücke}$ zwischen alter und neuer Brücke:

$$l_{Rampe} = \frac{\Delta h_{Brücke}}{0,06} . \quad (A.46)$$

Die Rampen werden für beide Ufer kalkuliert. Als Breite wird die Brückenlänge in Fließrichtung angesetzt. Der Einheitspreis $EP_{Straße}$ berücksichtigt Rückbau, Entsorgung und Neubau einer asphaltierten Fahrbahn.

A.9.2 Erweiterung und Rückbau von Wehren

Bei Wehren ist für eine verbesserte ökologische Durchgängigkeit in der Regel kein Ersatzneubau vorgesehen. Sollen bestehende Anlagen bei Gerinneaufweitungen erweitert werden, können die Kosten über das Maß der Aufweitung und den Einheitspreis $EP_{Wehrerweiterung}$ berechnet werden. Der Rückbau von Wehren wird mit dem Einheitspreis $EP_{Wehrrückbau}$ kalkuliert, der mit der Gerinnebreite multipliziert wird. Bei Gerinneeinengungen kann auch nur ein teilweiser Rückbau der Anlage berechnet werden.

A.9.3 Rück- und Neubau von Verkehrswegen

Ersatzneubauten für parallel zum Gewässer verlaufende Verkehrswege können bei Gerinneaufweitungen erforderlich werden. Zur Kalkulation der Maßnahmen sind die Länge in Fließrichtung sowie die Fahrbahnbreite ausschlaggebend. Die sich daraus ergebende Fläche wird mit dem Ein-

heitspreis $EP_{\text{Straße}}$ multipliziert, in dem alle Kosten für Rück- und Neubau der Verkehrswege berücksichtigt werden.

A.9.4 Rück- und Neubau von Abwasserkanälen

Die Kosten für Ersatzneubauten von Abwasserkanälen sind abhängig von der Tiefe des Kanals unter der Geländeoberkante, der Länge und dem Rohrdurchmesser. Je nach Nennweite wird mit den Einheitspreisen $EP_{\text{Kanal DN300}}$, $EP_{\text{Kanal DN500}}$, $EP_{\text{Kanal DN1000}}$ oder $EP_{\text{Kanal DN1800}}$ kalkuliert. Mehrkosten aufgrund großer Verlegetiefen werden durch einen tiefenabhängigen Faktor berücksichtigt. Für den Fall, dass mit einer Tieferlegung des Kanals auch Bauwerke zur Dükerung erforderlich werden, werden diese Bauwerke mit den dreifachen Kosten für den Kanal abgeschätzt.

Anhang B

Einheitspreise

Alle Einheitspreise umfassen Lieferung und Einbau der Baustoffe.

B.1 Allgemein

Baustelleneinrichtung, 5% der Kosten	f_{BE}	1,05 (–)
Bodenabfuhr	EP_{Abfuhr}	3,50 €/m ³
Bodenaushub, Preis für Bodenklassen 3 bis 5 nach DIN 18300	EP_{Aushub}	7,00 €/m ³
Fangedamm	$EP_{Fangedamm}$	30,00 €/m
Wasserhaltung innerhalb der Baugrube	$EP_{Wasserhaltung}$	70,00 €/m

B.2 Ufermauern

Kleinteile (5% der Herstellungskosten ohne Baustelleneinrichtung)	$f_{Kleinteile}$	1,05 (–)
Beton Fundament inkl. Schalung	$EP_{Beton Fund.}$	120,00 €/m ³
Beton Kappe inkl. Schalung	$EP_{Beton Kappe}$	340,00 €/m ³
Sockel aus Magerbeton inkl. Schalung	$EP_{Beton Sockel}$	150,00 €/m ³
Beton Wand inkl. Schalung	$EP_{Beton Wand}$	190,00 €/m ³
Bewehrung Fundament	$EP_{Bew.Fund.}$	900,00 €/t
Bewehrung Kappe	$EP_{Bew.Kappe}$	900,00 €/t
Bewehrung Wand	$EP_{Bew.Wand}$	900,00 €/t
Dränmatte, vertikal an der Wand erdseitig verlegt	$EP_{Dränmatte}$	6,00 €/m ²
Dränrohr (DN 100, Porenbeton) inkl. alle 10 Meter Verlegung von Entwässerungsrohren durch die Mauerwand	$EP_{Dränrohr}$	50,00 €/m
Boden für die Hinterfüllung von Ufermauern oder den Auftrag an Ufern inkl. Lieferung und Einbau	$EP_{Hinterfüllung}$	10,00 €/m ³
Wasserbausteine LMB _{60/300} für Kolkenschutz	$EP_{Kolkenschutz}$	50,00 €/m ³

Maueranschluss-System, zum Beispiel Halfenschienen	<i>EP_{Maueranschluss}</i>	50,00 €/m
Planum herstellen	<i>EP_{Planum herstellen}</i>	2,00 €/m ²
Rückbau und Entsorgung Mauer	<i>EP_{Rückbau Mauer}</i>	80,00 €/m ³
Sauberkeitsschicht aus Magerbeton inkl. Schalung	<i>EP_{Sauberkeitsschicht}</i>	80,00 €/m ²
Natursteinverblendung ⁴	<i>EP_{Verblendung}</i>	150,00 €/m ²

B.3 Aufmauerungen auf bestehende Ufersicherungen

Abfuhr und Entsorgung Material	<i>EP_{Abfuhr Material}</i>	50,00 €/m ³
Mauerwerk	<i>EP_{Mauerwerk}</i>	553,00 €/m ³
Bestehende Mauer Schneiden	<i>EP_{Schneiden}</i>	300,00 €/m ²

B.4 Böschungs- und Sohlensicherungen

Wasserbausteine LMB _{60/300} für Böschungsfuß	<i>EP_{Böschungsfuß LMB_{60/300}}</i>	70,00 €/m ³
Geotextil	<i>EP_{Geotextil}</i>	4,00 €/m ²
Raupflaster in Beton gesetzt aus Wasserbausteinen LMB _{10/60} . Preis inkl. Betonbett.	<i>EP_{Pflaster LMB_{10/60}}</i>	51,00 €/m ³
Raupflaster in Beton gesetzt aus Wasserbausteinen LMB _{40/200} . Preis inkl. Betonbett.	<i>EP_{Pflaster LMB_{40/200}}</i>	56,00 €/m ³
Rückbau und Entsorgung Böschungssicherung aus Wasserbausteinen in gebundener Bauweise	<i>EP_{Rückbau Böschung gebunden}</i>	40,00 €/m ³
Rückbau und Entsorgung Böschungssicherung aus Wasserbausteinen in trockener Bauweise	<i>EP_{Rückbau Böschung trocken}</i>	25,00 €/m ³
Rückbau und Entsorgung Sohlensicherung in gebundener Bauweise	<i>EP_{Rückbau Sohle gebunden}</i>	35,00 €/m ³
Rückbau und Entsorgung Sohlensicherung in trockener Bauweise	<i>EP_{Rückbau Sohle trocken}</i>	20,00 €/m ³
Setzpack aus Wasserbausteinen LMB _{10/60}	<i>EP_{Setzpack LMB_{10/60}}</i>	40,00 €/m ³
Setzpack aus Wasserbausteinen LMB _{40/200}	<i>EP_{Setzpack LMB_{40/200}}</i>	45,00 €/m ³
Natürliches Sohlenmaterial	<i>EP_{Sohlenmaterial}</i>	28,00 €/m ³
Steinschüttung, verzwickelt aus Wasserbausteinen LMB _{10/60}	<i>EP_{Schüttung LMB_{10/60}}</i>	30,00 €/m ³

⁴Die Preise für Natursteine variieren stark. Gemäß der von RICHTER (2005) untersuchten Planungen kostet grauer Granit im Mittel 150,00 €/m². Für den im Osterzgebirge häufig verwendeten und im Rahmen der Schadensbeseitigung nach dem Hochwasser 2002 verstärkt nachgefragten roten Granit liegt der mittlere Preis bei 250,00 €/m². Für die Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit wird, soweit nicht besonders auf den verwendeten Einheitspreis hingewiesen ist, der Preis für grauen Granit angesetzt.

Verguss Böschung	<i>EP_{Verguss Böschung}</i>	26,00 €/m ²
Verguss Sohle	<i>EP_{Verguss Sohle}</i>	19,00 €/m ²
Wasserbausteinen LMB _{60/300} für Querriegel	<i>EP_{WBS Querriegel}</i>	45,00 €/m ³

B.5 Baugrubenumschließungen

Trägerbohlwand freistehend	<i>EP</i>	65,00 €/m ²
Trägerbohlwand 1-lagig rückverankert	<i>EP</i>	100,00 €/m ²
Spundwand freistehend	<i>EP</i>	55,00 €/m ²
Spundwand 1-lagig rückverankert	<i>EP</i>	85,00 €/m ²

B.6 Maßnahmen an vorhandener Infrastruktur

Rückbau, Entsorgung und Neubau von Brücken	<i>EP_{Brücke}</i>	2.200,00 €/m ²
Neubau Abwasserkanal Nennweite DN 700	<i>EP_{Kanal DN700}</i>	980,00 €/m
Neubau Abwasserkanal Nennweite DN 1000	<i>EP_{Kanal DN1000}</i>	1.400,00 €/m
Neubau Abwasserkanal Nennweite DN 1500	<i>EP_{Kanal DN1500}</i>	2.100,00 €/m
Rückbau, Entsorgung und Neubau von asphaltierten Verkehrswegen	<i>EP_{Straße}</i>	120,00 €/m ²
Erweiterung von Wehren	<i>EP_{Wehrerweiterung}</i>	4.000,00 €/m
Rückbau und Entsorgung von Wehren	<i>EP_{Wehrrückbau}</i>	2.500,00 €/m

