Probabilistische Untersuchung von Hochwasserschutzdeichen mit analytischen Verfahren und der Finite-Elemente-Methode

Von der Fakultät für Bauingenieur- und Umweltingenieurwesen
der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde des Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung,

vorgelegt von

AXEL FLORIAN DIRK MÖLLMANN

aus Radolfzell am Bodensee

Hauptberichter:	Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer
Mitberichter:	Prof. Dr.-Ing. habil. B. Westrich
	Prof. Ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder
Tag der mündlichen Prüfung:	22. Juli 2009

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart

2009

Mitteilung 64
des Instituts für Geotechnik
Universität Stuttgart, Deutschland, 2009

Herausgeber:
Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer

Institut für Geotechnik
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 35
70569 Stuttgart

Schlagwörter: Hochwasserschutz, Probabilistische Verfahren, Flussdeiche, Deichstandsicherheit

Druck: e.kurz + co, Stuttgart, Deutschland, 2009

ISBN 978-3-921837-64-1
(D93 – Dissertation, Universität Stuttgart)

Vorwort des Herausgebers

Die vorliegende Arbeit basiert auf dem niederländischen Computerprogramm PC-Ring, das in den letzten Jahrzehnten an der Technischen Universität Delft und von Forschungsinstituten, wie TNO und Deltares, entwickelt wurde. Das genannte Computerprogramm berechnet die Wahrscheinlichkeit einer Überflutung durch das Versagen eines Hochwasserschutzsystems. Wenn die Ergebnisse mit einer Abschätzung der Folgen einer Überströmung und den Kosten einer eventuellen Verbesserung kombiniert werden, können optimale Schutzgrade objektiv festgestellt werden.

Obwohl die theoretischen Grundlagen des Computerprogramms allgemeingültig sind, bezieht es sich in der Anwendung auf eine niederländische Extrem-Situation, in der ein Hochwasser des Rheins zusammentrifft mit einem Sturm auf der Nordsee. Herr Axel Möllmann hat also kein Computerprogramm vorgefunden, das direkt auf die Hochwasserschutzdeiche der deutschen Binnenflüsse anwendbar war.

Der direkte Anlass zur vorliegenden Studie war die Ausschreibung der Förderaktivität „RIMAX - Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse" durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung. Über dreißig Projekte in ganz Deutschland haben sich im Rahmen von RIMAX mit der Verbesserung des Hochwasserschutzes beschäftigt. Ich habe unser Projekt „PC-River" damals gemeinsam mit Herrn Kollege Prof. Dr.-Ing. habil Bernhard Westrich des Stuttgarter Instituts für Wasserbau beantragt und parallel zu dieser Arbeit von Axel Möllmann wurde von Herrn Dipl.-Ing. Uwe Merkel am Institut für Wasserbau eine Studie erstellt, in der die wasserbaulichen Fragestellungen einer probabilistischen Untersuchung von Hochwasserschutzdeichen behandelt werden. Die Einbettung des PC-River-Projektes in dem bundesweiten RIMAX-Programm und der Zusammenarbeit mit dem Institut für Wasserbau haben erheblich zum Erfolg der vorliegenden Arbeit beigetragen.

Dem niederländischen „Rijkswaterstaat" danke ich für die Bereitstellung des Computerprogramms PC-Ring. Zum Verständnis der theoretischen Grundlagen haben sowohl Ir. Henri Steenbergen von TNO als auch Herr Prof. ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder erheblich beigetragen. Des weiteren geht der Dank an Prof. ir. A.C.W.M. Vrouwenvelder der Technischen Universität Delft für die Übernahme des Koreferats.

Die Anwendungen des erweiterten PC-River-Modells auf Deichstrecken an den Flüssen Elbe und Iller zeigen die Praxistauglichkeit der Herangehensweise. Die Elbe-Fallstudie ist wohl besonders interessant, weil die Ergebnisse mit der Deichbruchstatistik des Hochwassers von 2002 verglichen werden können und auch übereinstimmen. Die Iller-Fallstudie zeigt den Sinn der Sanierung und auch die relativen Schwachstellen nach der Sanierung.

Im wissenschaftlichen Geotechnik-Bereich geht Axel Möllmann viel weiter als das ursprüngliche PC-Ring-Modell: Statt eines (fixierten) Gleitkreisverfahrens wird von einer probabilistischen, nichtlinearen FEM-Analyse ausgegangen und statt einer stationären Grundwasserströmung kommt Axel Möllmann mit einer nicht-stationären Herangehensweise. Durch diese Erweiterungen ist es möglich, potentielle Sicherheitsreserven von Hochwasserschutzdeichen zu detektieren. Hier leistet Axel Möllmann einen enormen Beitrag.

Das im Rahmen des Projekts erweiterte Computerprogramm PC-River steht Benutzern in Deutschland unentgeltlich zur Verfügung. Die grafische Benutzeroberfläche ist zu großen Teilen auf deutsch vorhanden und vereinfacht die Eingabe der erforderlichen Daten und erleichtert die Analyse der Ausgaben. Das Projektteam von PC-River hat sich zum Ziel gesetzt, das erweiterte Computerprogramm in die Ingenieurpraxis zu einzuführen. Im Zuge des Praxistransfers ist eine weitere Verbesserung der Anwenderfreundlichkeit vorgesehen. In Kooperation mit ansässigen Ingenieurbüros sind gemeinsame weitere Fallstudien, u.a. an der Donau, geplant. Die regionalen Wasserwirtschaftsverwaltungen werden über das abgeschlossene Projekt PC-River hinaus gemeinsam mit den Ministerien in zukünftige Schritte eingebunden.

Stuttgart, Juli 2009

Pieter A. Vermeer

Danksagung

Mein besonderer Dank gilt meinem Chef und Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Pieter A. Vermeer für seine immer wieder lobenden Worte, die für mich ein Ansporn waren. Er gab mir die Freiheit, das Projekt PC-River gemeinsam mit den Kollegen eigenständig zu bearbeiten. Ich hoffe, durch diese Dissertationsschrift das in mich gesetzte Vertrauen wieder zurückgeben zu können.

Auch meinem Mitberichter Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Bernhard Westrich, Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart, möchte ich für seine Unterstützung der selbstständigen Projektbearbeitung unter seiner Anleitung danken. Insbesondere seine präzise Formulierung von Sachverhalten haben mir einen besonderen wissenschaftlichen Anspruch gezeigt.

Meinem weiteren Mitberichter Herrn Prof. ir. A.C.W.M. (Ton) Vrouwenvelder der Technischen Universität Delft danke ich für seine Unterstützung bei komplexen Fragestellungen der Wahrscheinlichkeitslehre. Bei meinen Besuchen bei TNO Bouw in Delft bekam ich von ihm und seinem Mitarbeiter Herrn Ir. Henri Steenbergen einfache, ingenieurmäßige Antworten, wie sie in der Literatur schwer zu finden sind.

Weiterhin möchte ich meinen Institutskolleginnen und -kollegen für die konstruktiven fachlichen und außerfachlichen Diskussionen danken, insbesondere Herrn Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Maximilian Huber sowie Herrn Dipl.-Ing. Lars Beuth für das Korrekturlesen dieser Dissertation sowie für deren programmiertechnische Unterstützung.

Mein Dank gilt auch den externen Kollegen Herrn Dipl.-Ing. (FH) Timo Schweckendiek, M.Sc., Deltares, Delft, sowie den Herren Dipl.-Ing. Paul Bonnier und Dipl.-Ing. Andrei Chesaru, Plaxis, Delft, für deren konstruktive Shortcuts und programmiertechnische Unterstützung.

Weiterhin möchte ich den studentischen Mitarbeitern danken, die meine Arbeit und die im Rahmen dieser Dissertation beschriebenen Ergebnisse tatkräftig unterstützt haben, insbesondere Frau Beate Stahl, die einen unermüdlichen Einsatz getrieben hat, um Berechnungen vielfach auch am Wochenende auszuwerten und neue Berechnungen zu starten.

Mein inniger Dank gilt meinen Eltern Fritz und Christine Möllmann für ihre Förderung meiner Entwicklung und ihre Wertevermittlung, ohne die diese Dissertation nicht zustande gekommen wäre. Außerdem danke ich meinem Onkel Herrn Dipl.-Ing. Peter Dittgen für die akribische Durchsicht meiner Arbeit und die zahlreichen, wertvollen Anregungen zur Formulierung.

Schließlich möchte ich meiner Frau Birgit und meinen Kindern Adrian und Marius für ihren emotionalen Rückhalt während der vergangenen knapp fünf Jahre danken.

Ihrer vollständigen Unterstützung konnte ich auch in den letzten, arbeitsreichen Wochen der Fertigstellung meiner Dissertation immer sicher sein.

Stuttgart, Juli 2009

Axel Möllmann

Inhaltsverzeichnis

Anhang

Zusammenfassung

Probabilistische Methoden halten im Hochwasserschutz aufgrund der großen Unsicherheiten verstärkt Einzug. Diese Unsicherheiten rühren einerseits von den flusshydraulischen Gegebenheiten her, wie der Bestimmung des Wasserstands aus dem Abfluss und dem Auftreten von winderzeugten Wellen, andererseits von den geotechnischen Eingangsparametern aufgrund der Heterogenität von Deichkörper und Deichuntergrund sowie des Stichprobencharakters der Baugrunderkundung. In den Niederlanden werden diese Unsicherheiten seit Anfang der 90er Jahre bei der Untersuchung der Hochwasserschutzbauwerke systematisch berücksichtigt.

Dieser Beitrag stellt zunächst die probabilistischen Rechenverfahren und deren Anwendung bezüglich der Analyse der Standsicherheit von Hochwasserschutzdeichen vor. In Kapitel 2 werden die für die geotechnische Bemessung relevanten Level-II- und Level-III-Methoden der Zuverlässigkeitsuntersuchung diskutiert. Die Berücksichtigung der geotechnischen Unsicherheiten liefert eine dimensionslose Stichprobenwahrscheinlichkeit. Die Verknüpfung mit dem Wasserspiegel im Fluss führt zu einer zeitreferenzierten Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches, auf deren Bestimmung in Kapitel 3 eingegangen wird.

Die meisten Versagensmechanismen von Flussdeichen lassen sich durch bekannte analytische Versagenszustandsgleichungen beschreiben. Bei der probabilistischen Untersuchung ist Augenmerk auf veränderte Abflusscharakteristiken an Flüssen im Tiefland und in den Mittelgebirgen zu richten, weswegen Erweiterungen an einem bestehenden Modell für Deiche an der See und an den Deltabereichen der Flüsse in Kapitel 4 erläutert werden. Diese Erweiterungen werden anhand von zwei Fallstudien an der sächsischen Elbe und der Unteren Iller validiert.

Eine Analyse der Böschungsinstabilität erfolgt in der Praxis meist durch das Gleitkreisverfahren bei Annahme einer stationären Sickerströmung. Mit Hilfe einer Finite-Elemente-Berechnung lassen sich jedoch auch Inhomogenitäten im Deichkörper und im Untergrund berücksichtigen, Tragreserven aufgrund einer instationären Sickerströmung quantifizieren und diese schließlich mit einer numerischen Standsicherheitsuntersuchung koppeln, worauf in Kapitel 5 eingegangen wird. Die Vorteile der Finite-Elemente-Methode lassen sich effizient mit einer probabilistischen Untersuchung durch die First Order Reliability Methode mit Adaptiver Response Surface (FORM-ARS) verknüpfen, was an zwei Anwendungsbeispielen illustriert wird.

Die Dissertation soll einen Beitrag zu einer zukünftigen Anwendung der Probabilistik für die Bemessung von Hochwasserschutzdeichen in der Ingenieurpraxis liefern.

Abstract

Probabilistic methods are becoming more popular in recent years as large uncertainties characterize the occurrence of river floods. On the one hand, those uncertainties result from the hydraulic river characteristics like the water level with respect to the river discharge and wind-induced waves. On the other hand, geotechnical uncertainties become relevant for the description of the embankment structure due to the heterogeneity of the embankment body and subsoil and due to the relatively scarce extent of direct soil investigation in contrast to the total soil volume governing the embankment stability. In the Netherlands, those uncertainties are taken into account in a systematic way for the analysis of flood protection measures since the beginning of the 1990s.

In chapter 2, the probabilistic calculation techniques and their application to the analysis of river embankment stability are discussed. For the geotechnical reliability-based design, level-II- and level-III-methods are introduced. First, these methods are applied not regarding a water level depending on a return period and therefore lead to a dimensionless failure probabaility. In chapter 3, they are coupled with a time-referenced water level and yield a time-referenced failure probability.

For many failure modes of river embankments, analytical limit state equations can be formulated which are discussed in chapter 4. An existing model for the probabilistic analysis of sea dikes and embankments at delta areas of the rivers is extended in order to fulfil the different river characteristics in the lowland and low-mountain regions. The extensions are validated by two case studies at the river Elbe in Eastern Germany and the Lower Iller in Southern Germany.

A slope instability of the embankment is usually analyzed in practise by a slip circle approach under the assumption of a steady-state seepage. By the help of a Finite Element analysis, inhomogeneities in the embankment body and subsoil can be considered and coupled with a determination of stability reserves coming from a transient seepage analysis. The First Order Reliability Method with Adaptive Response Surface (FORM-ARS) is introduced in chapter 5 as an efficient probabilistic calculation technique which takes the results of deterministic Finite Element calculations for the determination of the failure probability into account. The benefits of the method are illustrated by two real-case examples.

This thesis has the aim to promote the application of probabilistic analysis in Engineering practise in the future for the design of river embankments for flood protection purpose.

Verwendete Symbole

A	Auftriebskraft auf Gleitkreis	[kN/m]
a	Untere Intervallgrenze	
a_N	Koeffizient der Beziehung von Überschreitungsdauer N und Abfluss	
a_Q	Koeffizient der Beziehung von Abfluss Q und Wiederkehrperiode	
a_w	Koeffizient der Beziehung von Windgeschwindigkeit u_w und Überschreitungswahrscheinlichkeit	
b	Obere Intervallgrenze	
$\mathbf{b}$	Koeffizientenvektor der Antwortfunktion	
$\mathbf{b}'$	Belastungsvektor der auf den Körper wirkenden Kräfte	[kN/m³]
b_i	Koeffizienten der Antwortfunktion	
b_N	Koeffizient der Beziehung von Überschreitungsdauer N und Abfluss	
b_Q	Koeffizient der Beziehung von Abfluss Q und Wiederkehrperiode	
b_w	Koeffizient der Beziehung von Windgeschwindigkeit u_w und Überschreitungswahrscheinlichkeit	
$b_{w,i}$	Durchfeuchtete horizontale Deichaufstandsfläche zum Zeitpunkt i	[m]
C	Oberflächenrauheit	[m^1/2/s]
C_E	Erosionswiderstand der Grasdeckschicht	[1/ms]
C_{RB}	Erosionsstabilität des Deichmaterials	[ms]
C_{RK}	Erosionsstabilität der Tondeckschicht	[ms]
$C(\psi_m)$	Wasserkapazität des ungesättigten Bodens	[1/m]
c	Parameter, der die Mechanik beim Austragen von Körnern aus einem Grundwasserleiter beschreibt	
c'	Effektive Kohäsion des Bodens	[kN/m²]
c_B	Piping-Koeffizient nach Bligh	
c_g	Erosionsstabilität der Grasdeckschicht	[ms]
c_L	Piping-Koeffizient nach Lane	
c_{mob}'	Mobilisierte effektive Kohäsion	[kN/m²]
c_N	Koeffizient der Beziehung von Überschreitungsdauer N und Abfluss	
c_s	Speicherkoeffizient der instationären Sickerströmung	[1/m]
c_w	Koeffizient der Beziehung von Windgeschwindigkeit u_w und Überschreitungswahrscheinlichkeit	
COV	Kovarianz	
$\mathbf{D}$	Elastizitätsmatrix	[kN/m²]
D_s	Mächtigkeit des Grundwasserleiters	[m]
$D(Q)$	Tageslinie des Abflusses Q	[Tage / d]
d	Mächtigkeit des Grundwasserstauers	[m]

d_{70}	Korndurchmesser, der von 70 Massenprozent der Bodenkörner unterschritten wird	[m]
d_G	Dicke der Grasdeckschicht	[m]
d_w	Wassertiefe vor dem Deich für die Wellenhöhenbestimmung	[m]
d_N	Koeffizient der Beziehung von Überschreitungsdauer N und Abfluss	
E	Elastizitätsmodul	[kN/m²]
e	Abstand der Bemessungspunkte zweier aufeinanderfolgender Iterationsschritte	
err	Fehler der Antwortfunktion	
err	Vektor der Fehler der Antwortfunktion	
F	Streichlänge vor dem Deich	[m]
F_S	Strömungskraft auf den Gleitkreis	[kN/m]
F(Q)	Frequenzlinie des Abflusses Q	
$F_Q(Q)$	Summenhäufigkeitsverteilung für den Abfluss Q	
f	Ausnutzungsgrad	
$f_{kor,i}$	Korrekturfaktor der Fließstrecke im Zeitintervall i	
f_0	Koeffizient zur Anpassung des Verlaufs der Hochwasserwelle	[m³]
f_{pl}	Fließfunktion	[kN/m²]
$f_{(T,K)}$	Klimaänderungsfaktor	
f(x)	Allgemeine Verteilungsfunktion von x	
g	Erdbeschleunigung	[m/s²]
g_{pl}	Plastisches Potenzial	[kN/m²]
H	Quelle oder Senke bei der instationären Sickerströmung	[1/s]
H_S	Wellenhöhe nach Bretschneider	[m]
h	Wasserstand im Fluss	[m / mNN]
$\bar{h}$	Potenzialhöhe	[m / mNN]
Δh	Differenz der Wasserstände auf der Wasser- und Landseite	[m]
h_b	Binnenwasserstand	[m / mNN]
h_c	Kritischer Wasserstand für Auftrieb	[m]
Δh_c	Höhendifferenz, die die Resttragfähigkeit des Deiches berücksichtigt	[m]
h_d	Deichkronenhöhe	[m / mNN]
h_{fl}	Höhenlage des landseitigen Deichfußes	[m / mNN]
h_{Fluss}	Verteilung des Wasserstands aus Abfluss und Wasserstandsunsicherheit	[m / mNN]
h_{max}	Hochwasserscheitel	[m / mNN]
h_p	Kritischer Wasserstand für einen Erosionsgrundbruch	[m]
$\bar{h}_p$	Druckhöhe	[m]
h_q	Verteilung des Wasserstands aus Abfluss	[m]
h_{Welle}	Verteilung des Wassserstands aus Wellen	[m]
$h^*_{Zuverlässigkeit}$	Zuverlässigkeitsniveau	[m / mNN]
i	Laufvariable, Eingangsparameter, Richtung, Zeitintervall bzw. Index	
i_{krit}	Kritischer hydraulischer Gradient	
i_w	Vorhandener hydraulischer Gradient	

K	Kompressionsmodul	[kN/m²]
$\mathbf{K}$	Erweiterte Korrelationsmatrix	
K_p	Plastischer Kompressionsmodul	[kN/m²]
K_sK_r	Kalibrierungsfaktor der Wellenhöhenbestimmung nach Bretschneider	
$K(u)$	Polynomfunktion zur Annäherung der Beziehung zwischen Windgeschwindigkeit u_w und Überschreitungswahrscheinlichkeit	
k	Isotrope Durchlässigkeit des Bodens	[m/s]
k_i	Durchlässigkeit in Richtung i	[m/s]
k_{rel}	Relative Durchlässigkeit	
k_{St}	Oberflächenrauhigkeit einer Gerinneströmung	[m^{1/3}/s]
L	Allgemeine Länge	[m]
ΔL	Länge eines Deichabschnitts	[m]
$L_{B, Infram}$	Wirksame Breite des Deichkörpers nach Infram	[m]
$L_{B,rudimentäres\ Erosionsmodell}$	Wirksame Breite des Deichkörpers im rudimentären Erosionsmodell	[m]
L_{horiz}	Horizontaler Anteil des Sickerwegs	[m]
L_K	Dicke der Tondeckschicht	[m]
L_L	Sickerwegslänge nach Lane	[m]
L_s	Sickerwegslänge nach Weijers und Sellmeijer	[m]
L_{vert}	Vertikaler Anteil des Sickerwegs	[m]
$\mathbf{M}$	Erweiterter Korrelationsvektor	
M	Treibendes Moment	[KNm/m]
m	Parameter zur Beschreibung des ungesättigten Bodenverhaltens	
m_c	Modellunsicherheit des Versagens durch Erosionsgrundbruch nach Lane	
m_{gH}	Modellunsicherheit der Wellenhöhenbestimmung	
m_{gT}	Modellunsicherheit der Wellenperiodenbestimmung	
m_h	Dämpfung des Auftriebsversagens	
m_L	Modellunsicherheit des Sickerwegs nach Lane	
m_o	Modellunsicherheit des Auftriebsversagens	
m_p	Modellunsicherheit des Versagens durch Erosionsgrundbruch	
m_{qo}	Modellunsicherheit der vorhandenen überströmenden Wassermenge	
m_{qc}	Modellunsicherheit der kritischen überströmenden Wassermenge	
$N(Q)$	Überschreitungsdauer eines Abflussniveaus Q	[Tage / d]
n	Anzahl an Werten, Deichabschnitten, Blöcken oder Rechenläufen	
n_a	Luftgefüllter Porenanteil	
n_{ges}	Gesamtzahl der Realisationen der Monte Carlo Simulation	
n_{tot}	Gesamter Porenanteil	
n_{vG}	Parameter zur Beschreibung des ungesättigten Bodenverhaltens	
n_w	Wassergefüllter Porenanteil	
P_t	Faktor, der den pulsierenden Charakter der Welle berücksichtigt	
p	Wahrscheinlichkeit	
p'	Gemittelte Spannung in den drei Raumrichtungen	[kN/m²]

$p(F)$	Versagenswahrscheinlichkeit	
$p(F)_a$	Versagenswahrscheinlichkeit pro Jahr	[1/a]
$p(F)_{N(Q)}$	Versagenswahrscheinlichkeit pro Überschreitungsdauer N(Q)	[1/d]
Q	Abfluss im Fluss	[m³/s]
Q^*	Abfluss im Bemessungspunkt	[m³/s]
$Q(T)$	Abfluss in Abhängigkeit von der Wiederkehrperiode T	[m³/s]
$Q(t)$	Zeitlicher Abflussverlauf der Hochwasserwelle	[m³/s]
q_f	Deviatorische Spannung beim Bruch	[kN/m²]
q_{krit}	Kritische überströmende Wassermenge pro Zeiteinheit	[m³/s m]
q_m	Modellunsicherheit der probabilistischen Gleitkreisanalyse	
q_0	Vorhandene überströmende Wassermenge pro Zeiteinheit	[m³/s m]
R	Widerstand	
R_d	Bemessungswert des Widerstands	
R_k	Charakteristischer Widerstand	
R_m	Widerstehendes Moment	[kNm/m]
r	Radius des Gleitkreises	[m]
r_K	Reduktionsfaktor, der die Richtung des Wellenangriffs berücksichtigt	
S	Einwirkung	
dS	Oberfläche des Körpers, auf die Kräfte wirken	[m²]
S_d	Bemessungswert der Einwirkung	
S_e	Effektiver Sättigungsgrad	
S_k	Charakteristische Einwirkung	
S_r	Sättigungsgrad	
S_{res}	Verbleibende Bodensättigung	
$S(\mathbf{b})$	Summe der Fehlerquadrate des Koeffizientenvektors **b**	
T	Wiederkehrperiode des Hochwassers	[Jahre / a]
T_f	Wiederkehrperiode des Versagens	[Jahre / a]
T_g	Gebietsgröße für die Varianzreduktion	[m / m² / m³]
T_s	Wellenperiode	[s]
t	Zeit	[s]
$\mathbf{t}$	Belastungsvektor der auf die Oberfläche wirkenden Kräfte	[kN/m²]
Δt_i	Zeitintervall	[s]
t_{RB}	Dauer der Erosion des Deichkörpers	[s]
t_{RG}	Dauer der Erosion der Grasdeckschicht	[s]
t_{RK}	Dauer der Erosion der Tondeckschicht	[s]
t_S	Sturmdauer	[s]
U	Resultierende Porenwasserdruckkraft auf den Gleitkreis	[kN/m]
u	Standard-normalverteilter Eingangsparameter	
u'	Transformierter stochastischer Parameter	
$\overline{u}$	Porenwasserdruck	[kN/m²]
$\overline{\mathbf{u}}$	Porenwasserdruckmatrix	[kN/m²]
$\delta\mathbf{u}$	Vektorielle virtuelle Verschiebung	[m]
u_i	Standard-normalverteilter Parameter	

u_Q bzw. u_q	Standard-normalverteilter Abfluss	
u_R	Standard-normalverteilter Widerstandsparameter	
u_R^*	Standard-normalverteilter Widerstandsparameter im Bemessungspunkt	
u_S	Standard-normalverteilter Einwirkungsparameter	
u_S^*	Standard-normalverteilter Einwirkungssparameter im Bemessungspunkt	
u_W	Windgeschwindigkeit	[m/s]
u_W^*	Windgeschwindigkeit im Bemessungspunkt	[m/s]
u_{Wind}	Standard-normalverteilte Windgeschwindigkeit	
V	Volumen	[m³]
v	Variationskoeffizient bzw. verbleibende Unsicherheit	
$v_{auf,i}$	Anstiegsgeschwindigkeit des Wasserspiegels im Zeitintervall i	
v_i	Filtergeschwindigkeit in Richtung i	[m/s]
v_{krit}	Kritische Strömungsgeschwindigkeit auf dem Deich	[m/s]
w_i	Verschiebung in Richtung i	[m]
$\mathbf{X}$	Matrix der Werte der stochastischen Eingangsparameter	
x	Allgemeiner stochastischer Eingangsparameter	
$\mathbf{x}$	Vektor der Parametereigenschaften in den Datenpunkten	
x_0	Parameter einer dreiparametrischen Log-Normalverteilung	
x_i	Position eines Punktes	
x_i^*	Fließstrecke	[m]
x_R	Widerstandsparameter	
x_R^*	Widerstandsparameter im Bemessungspunkt	
x_S	Einwirkungsparameter	
x_S^*	Einwirkungsparameter im Bemessungspunkt	
y	Normalverteilter stochastischer Eingangsparameter	
Z	Versagenszustandsgleichung	
Z'	Transformierte Versagenszustandsgleichung	
z	Geodätische Höhe	[m / mNN]
α	Parameter, der die Geometrie eines durchströmten Grundwasserleiters beschreibt	
α_g	Verhältnis von Streckenlänge T_g zu Korrelationslänge θ	
α_i	Sensitivitätsfaktor des Eingangsparameters i	
α_l	Landseitige Böschungsneigung	
α_Q bzw. α_q	Sensitivitätsfaktor des Abflusses	
α_R	Sensitivitätsfaktor des Widerstands	
α_S	Sensitivitätsfaktor der Einwirkung	
α_{vG}	Parameter zur Beschreibung des ungesättigten Bodenverhaltens	[1/m]
α_{Wind}	Sensitivitätsfaktor der Windgeschwindigkeit	
α_ε	Sensitivitätsfaktor des Fehlers der Antwortfunktion	
β	Zuverlässigkeitsindex	
$\boldsymbol{\beta}$	Vektor des Zuverlässigkeitsindex' im standard-normalverteilten Raum	

β'	Auf den transformierten Parameter u′ bezogener Zuverlässigkeitsindex	
β_{konvex}	Zuverlässigkeitsindex einer konvexen Antwortfunktion	
$\boldsymbol{\beta}_{\varrho}$	Lösungsvektor der Kriging-Gewichtungen	
γ	Feuchtwichte des Bodens bzw. Grundwasserstauers	[kN/m³]
γ_G	Geschwindigkeitskoeffizient der Erosion der Grasdeckschicht	
γ_K	Kornwichte des Grundwasserleiters	[kN/m³]
γ_m	Parameter zur Beschreibung des ungesättigten Bodenverhaltens	
γ_r	Gesättigte Wichte des Bodens	[kN/m³]
γ_R	Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite	
γ_S	Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite	
γ_w	Wasserwichte	
γ_{xy}	Schubverzerrung	
$\gamma(i)$	Varianzreduktionsfaktor in Abhängigkeit des Parameters i	
$\gamma(T_g)$	Varianzreduktionsfunktion in Abhängigkeit von der Gebietsgröße T_g	
$\gamma(\tau_g)$	Semikovarianz in Abhängigkeit des Abstands τ_g	
δ	Relaxationsfaktor der FORM-Iteration	
$\boldsymbol{\delta}$	Einheitsmatrix	
$\boldsymbol{\varepsilon}$	Dehnungsmatrix	
$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$	Inkrementelle Zuwächse der Dehnungsmatrix	[1/s]
$\delta\boldsymbol{\varepsilon}$	Virtuelle Dehnungsmatrix	
ε_i	Dehnung in Richtung i	
ε_v	Volumenndehnung	
$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_e$	Elastische Dehnungsinkremente	[1/s]
$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_p$	Plastische Dehnungsinkremente	[1/s]
η	Standsicherheitsfaktor	
$\boldsymbol{\eta}$	Vektor der Standsicherheitsfaktoren	
η_{erf}	Erforderlicher Standsicherheitsfaktor	
η_{White}	Schleppkraftfaktor nach van White	
θ	Korrelationslänge	[m]
θ_h	Horizontale Korrelationslänge	[m]
θ_i	Korrelationslänge des stochastischen Eingangsparameters i	[m]
θ_s	Bettungswinkel des Grundwasserleiters	[°]
θ_v	Vertikale Korrelationslänge	[m]
κ	Bezogener Korrekturfaktor der Fließstrecke im Zeitintervall i	
κ_i	Permeabilität	[m²]
$\dot{\lambda}$	Plastischer Multiplikator	
μ	Mittelwert	
μ_{lnt}	Koeffizient zur Anpassung des Verlaufs der Hochwasserwelle	
ν	Schiefe	
ν'	Querdehnzahl	
ν_s	Kinematische Viskosität des Grundwasserleiters	[m²/s]
ϱ	Korrelationskoeffizient	
$\boldsymbol{\varrho}$	Korrelationsvektor bzw. Korrelationsmatrix	

ϱ_i	Korrelationskoeffizient des stochastischen Eingangsparameters i	
σ	Standardabweichung	
σ^2	Varianz in einem Punkt	
σ'	Effektive Normalspannung	[kN/m²]
$\boldsymbol{\sigma}'$	Spannungsmatrix	[kN/m²]
$\dot{\sigma}'$	Inkrementelle Zuwächse der Spannungsmatrix	[1/s]
σ_1'	Größere Hauptnormalspannung	[kN/m²]
σ_3'	Kleinere Hauptnormalspannung	[kN/m²]
σ^2_g	Varianz in einem Gebiet	
σ_{lnt}	Koeffizient zur Anpassung des Verlaufs der Hochwasserwelle	
σ_n'	Effektive Normalspannung beim Bruch	
τ	Vorhandene Schubspannung	[kN/m²]
τ_f	Aufnehmbare Scherfestigkeit	[kN/m²]
τ_g	Abstand von Punkten	[m]
τ_{mob}	Mobilisierte Scherfestigkeit	[kN/m²]
Φ	Standardnormalverteilte Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion	
φ'	Effektiver Reibungswinkel des Bodens	[°]
φ_b	Reibungswinkel im ungesättigten Bereich	[°]
φ_k'	Charakteristischer effektiver Reibungswinkel	[°]
φ_{mob}'	Mobilisierter effektiver Reibungswinkel	[°]
ψ_m	Matrixpotenzial	[m]
$d\Omega$	Volumen des Körpers, auf den Kräfte wirken	[m³]
ω	Winkel der Lamelle zur Vertikalen beim Gleitkreisverfahren	[°]

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Probabilistische Analysen im Bauwesen

Seit vielen Jahrzehnten werden Wahrscheinlichkeitsmethoden im konstruktiven Ingenieurbau angewandt, z.B. bei der Festlegung von erforderlichen Sicherheiten in den Normen für die Erstellung zuverlässiger Bauwerke oder bei der Analyse von Rissbreiten von Stahlbetonbauteilen. Eine probabilistische Analyse ist von Bedeutung, wo große Unsicherheiten aufgrund von natürlichen Streuungen, Datenmangel oder Modellungenauigkeiten herrschen.

In der Hydrologie und Flusshydraulik sind es die Unsicherheiten in den Niederschlagsereignissen, im Klimawandel, aber auch die im Laufe der Jahrzehnte geänderte Abflusscharakteristik durch Veränderungen der Landnutzung im Vorland sowie einer Retention oder Begradigung an den Oberläufen, die die Vorhersage bestimmter Wasserstände mit zugehörigen statistischen Wiederkehrperioden erschweren. Bezüglich des Untergrunds können die natürliche Variabilität der mechanischen und geohydraulischen Parameter als Folge von geologischen Prozessen, aber auch die statistische Unsicherheit aufgrund des geringen Anteils vorhandener direkter Bodenaufschlüsse im Bezug auf das Gesamtvolumen des Baugrunds als maßgebende geotechnische Unsicherheiten identifiziert werden. Deshalb ist eine probabilistische Untersuchung gerade für Hochwasserschutzdeiche wertvoll, die durch hydraulische und geotechnische Unsicherheiten beeinflusst werden.

1.2 Vergleich deterministischer und probabilistischer Analysen

Der Nutzen einer probabilistischen Analyse von Hochwasserschutzdeichen soll an einem einfachen Beispiel verdeutlicht werden. Für die in Abbildung 1.1 dargestellten Deiche soll die Standsicherheit eines landseitigen Böschungsbruchs überprüft werden. Beide Deiche besitzen die gleiche Kronenhöhe. Deich A unterscheidet sich jedoch von Deich B durch seine halb so steilen wasser- und landseitigen Böschungen sowie durch seine Scherparameter φ' und c', die um den Faktor 1,5 geringer sind als für Deich B. Die für das Gleitkreisverfahren nach Bishop (1954) maßgebenden Parameter für Deichkörper und Untergrund sind in Tabelle 1.1 zusammengestellt.

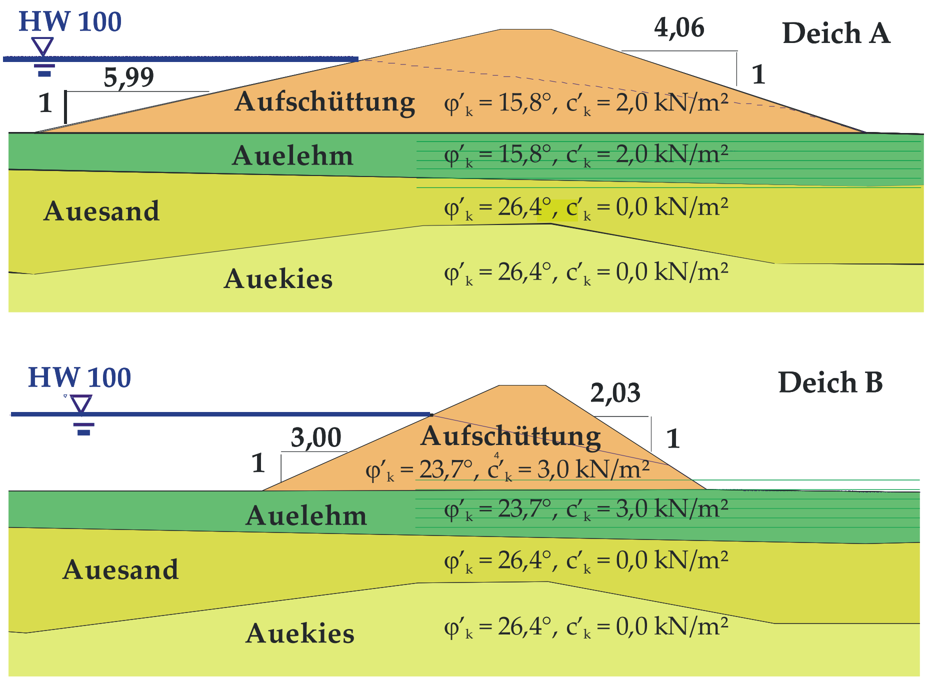


Abbildung 1.1.: Geometrie der untersuchten Beispieldeiche

Tabelle 1.1: Böschungsneigungen und effektive Scherparameter für die untersuchten Beispieldeiche

Deichkörper / Auelehm	Böschungsneigung		Effektiver Reibungswinkel φ_k' für Deichkörper und Auelehm	Effektive Kohäsion c_k' für Deichkörper und Auelehm
γ = 13,4 / 19 kN/m³ γ_r = 15,3 / 20 kN/m³	wasserseitig	landseitig		
Deich A	5,99	4,06	15,8°	2,0 kN/m²
Deich B	3,00	2,03	23,7°	3,0 kN/m²

Für beide Deiche werden zunächst Nachweise nach deterministischen Konzepten für ein 100-jährliches Hochwasser geführt. Das globale Sicherheitskonzept der DIN 4084 (1981) vergleicht haltendes und treibendes Moment für einen kritischen Gleitkreis. Im Lastfall 2 ist dann eine Sicherheit η_{erf} = 1,3 einzuhalten. Das Teilsicherheitskonzept der DIN 4084 (2009) mindert die Scherparameter mit den Teilsicherheiten $\gamma_\varphi = \gamma_c$ = 1,15 ab. Der Ausnutzungsgrad f ergibt sich durch den Vergleich des einwirkenden Bemessungsmoments mit dem so reduzierten, widerstehenden Bemessungsmoment.

Die deterministische Bemessung für ein 100-jährliches Hochwasser liefert einen Standsicherheitsfaktor η = 1,35 bzw. einen Ausnutzungsgrad f = 0,85 für Deich A und η = 1,36 und f = 0,84 für Deich B, wie Tabelle 1.2 entnommen werden kann. Für beide Deiche sind die Standsicherheitsnachweise mit dem globalen Sicherheitskonzept als auch mit dem Teilsicherheitskonzept knapp erfüllt. In beiden Fällen können nur geringe Standsicherheitsreserven gegenüber einem 100-jährlichen Hochwasser festgestellt werden. Da sich die Standsicherheiten bzw. Ausnutzungsgrade kaum unterscheiden, muss davon ausgegangen werden, dass beide Deiche ein vergleichbares Schutzniveau gegenüber einem Hochwasser besitzen.

Im Vergleich dazu werden nun die beiden Deiche probabilistisch untersucht. Als stochastische Parameter der Aufschüttung und der Auelehmschicht werden die Scherparameter φ′ und c′ berücksichtigt. Statt eines charakteristischen Werts wird die Variabilität der geotechnischen Parameter durch eine probabilistische Verteilungsfunktion ausgedrückt, für die Mittelwert μ und Standardabweichung σ angegeben werden kann. Die ermittelte Verteilungsfunktion kann dabei in der Regel nicht durch Untersuchungen des betreffenden Untergrunds belegt werden. Vielmehr stellt die Wahl der Verteilungsfunktion eine mathematische Vereinfachung für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit dar. Für die weniger stark streuenden Reibungswinkel wird eine Normalverteilung mit einem Variationskoeffizienten von 10 % für Aufschüttung und Auelehm angenommen. Die Kohäsion der beiden Schichten, die für beide Deiche einer größeren Streuung unterliegt, soll durch eine Log-Normalverteilung beschrieben werden. Die für die deterministischen Nachweise verwendeten charakteristischen Werte entsprechen 20%-Fraktilwerten, d.h. 20 % der Werte liegen unterhalb des charakteristischen Werts. Gemäß der Normung der DIN 1055-100 (2001) ist damit für die charakteristischen Werte die Forderung nach einem vorsichtigen Schätzwert erfüllt. Die verwendeten Verteilungsfunktionen und statistischen Momente μ und σ sind in Abbildung 1.2 dargestellt.

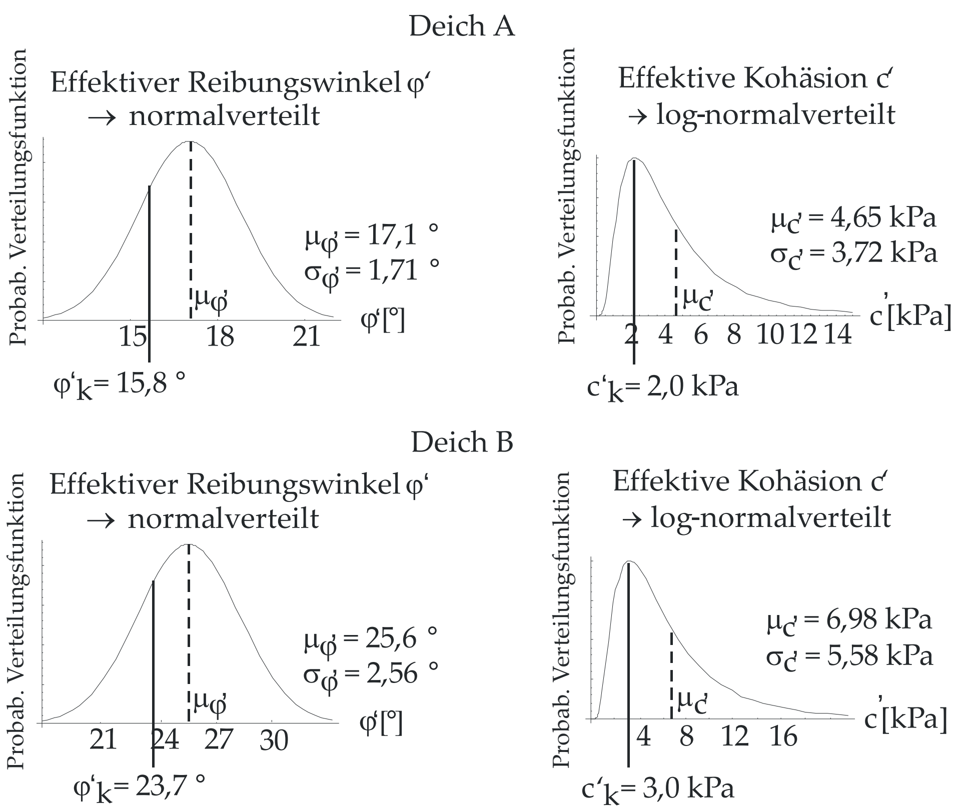


Abbildung 1.2.: Angenommene probabilistische Verteilungsfunktionen für die Scherparameter der untersuchten Beispieldeiche

Tabelle 1.2: Vergleich der Ergebnisse für die Deiche A und B nach deterministischer und probabilistischer Bemessung

	Standsicherheit nach DIN 4084:1981	Ausnutzungsgrad nach DIN 4084:2009	Wiederkehrperiode des Versagens
Deich A	$\eta = 1{,}35$	$f = 0{,}85$	$T_f = 1200$ Jahre
Deich B	$\eta = 1{,}36$	$f = 0{,}84$	$T_f = 550$ Jahre

Die Bestimmung der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit ist Thema dieser Dissertation und wird später erklärt. Neben den Unsicherheiten der Scherparameter wird auch der Wasserstand im Fluss als unsicherer Parameter betrachtet, der einer statistischen Wiederkehrperiode zugeordnet ist. Anders als für die deterministischen Nachweise wird nicht nur ein Wasserstand berücksichtigt, sondern es werden alle möglichen Wasserstände in ihrer Gesamtheit betrachtet. Die Ergebnisse der deterministischen und probabilistischen Untersuchung der beiden Deiche sind in Tabelle 1.2 zusammengefasst. Für den Deich A mit einer flacheren Böschung ergibt sich eine Wiederkehrperiode T_f des Versagens als Kehrwert einer jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit von 1200 Jahren. Im Gegensatz dazu besitzt der Deich B, der aus einem tragfähigeren Material besteht, eine Wiederkehrperiode des Versagens von nur 550 Jahren.

Für beide Deiche liegt die Wiederkehrperiode deutlich über 100 Jahren. Damit sind gegenüber einem 100-jährlichen Hochwasser doch erhebliche Standsicherheitsreserven vorhanden. Die konservative Wahl des charakteristischen Werts für die deterministischen Bemessungen ist die Ursache, weswegen die Nachweise nur knapp erfüllt werden. Der Unterschied der Wiederkehrperioden für die beiden Deiche zeigt, dass die beiden Deiche ein unterschiedliches Schutzniveau aufweisen. Der flacher geböschte Deich A besitzt eine etwa um einen Faktor 2 höhere Zuverlässigkeit als der Deich B.

1.3 Zielsetzung

Das vorangegangene Beispiel zeigt die Vorzüge einer probabilistischen Untersuchung von Hochwasserschutzdeichen, welche die Möglichkeit bietet, detailliert die Zuverlässigkeit eines Deiches zu bestimmen. Standsicherheitsreserven aufgrund konservativer Herangehensweisen in den Normenwerken können damit aufgedeckt und ein auf das jeweilige Bauwerk zugeschnittener Schutzgrad bestimmt werden. Geotechnische wie hydraulische Unsicherheiten werden dabei gezielt berücksichtigt. In Verbindung mit den bei einem Hochwasser auftretenden Schäden liefern probabilistische Analysen Nutzen-Kosten-Betrachtungen, mit denen die Effizienz von Maßnahmen zur Deichverstärkung bewertet werden kann.

Diese Dissertationsschrift verfolgt das Ziel, die Vorteile der probabilistischen Untersuchung von Hochwasserschutzdeichen an unterschiedlichen Anwendungsbeispielen aufzuzeigen. Dass diese Vorteile mit einem gewissen Zusatzaufwand bei der Auswertung der vorhandenen Datenbasis verbunden sind, lässt sich nicht leugnen. Der Aufwand einer Evaluation einer historischen Abflussstatistik, einer Aufstellung eines hydrodynamisch-numerischen Modells oder einer Baugrunderkundung als Ingenieuraufgabe steht jedoch in einem vernünftigen Verhältnis mit dem Nutzen, der sich aus den Analysen ergibt. Die beschriebenen Untersuchungen sind ohnehin unabdingbarerer Bestandteil einer klassischen Hochwasserschutzplanung, die lediglich bei der Ermittlung von Wasserständen für extreme Hochwässer im hydrodynamisch-numerischen Modell das gebräuchliche Maß überschreitet.

Die Weiterentwicklung des in den Niederlanden entstandenen Softwarepakets PC-Ring auf Deichbetrachtungen an Flüssen im Tiefland und in Mittelgebirgen hat zum Ziel, die Effizienz der Analyse einer Vielzahl von Deichabschnitten, die das Programm bietet, zu nutzen und das Programm im deutschsprachigen Raum anwendbar zu machen. Ein weiterer Ansatz, wie ein vorhandenes Modell zur Bestimmung der Gefährdung eines landseitigen Böschungsbruchs sinnvoll auf eine instationäre Deichdurchsickerung und auf Inhomogenitäten in Deich und Untergrund erweitert werden kann, wird im Rahmen dieser Arbeit vorgestellt. Dabei wird Hauptaugenmerk darauf gelegt, wie der Zusatzaufwand der probabilistischen Untersuchung reduziert werden kann.

In der Ingenieurpraxis herrscht häufig noch eine gewisse Skepsis gegenüber Wahrscheinlichkeitsmethoden, was wohl auf die verwendeten statistischen Ansätze und die auf Jährlichkeiten bezogenen Wasserstände zurückzuführen ist. Eine Überprüfung durch einfache Handrechnungen erscheint kaum möglich. Die Dissertation stellt jedoch in vielen Fällen leicht umsetzbare Methoden zur Beurteilung der Signifikanz verschiedener Versagensmechanismen mit der Bestimmung eines Zuverlässigkeitsniveaus und eines Zuverlässigkeitsbords und zur Überprüfung des Ergebnisses einer probabilistischen Untersuchung vor, die durch die Vergleichsmöglichkeit mit deterministischer Methodik „greifbarer“ gemacht wird.

1.4 Gliederung

Probabilistische Untersuchungsmethoden, angewandt auf interdisziplinäre Fragestellungen der Geotechnik und des Wasserbaus, stehen im Zentrum dieser Arbeit. Im Kapitel 2 werden die Grundlagen für die probabilistische Analyse von zeitlich unveränderlichen Eingangsparametern gelegt, die für die Berücksichtigung des geotechnischen Widerstandsverhaltens des Deiches meist ausreicht. Probabilistische Rechenverfahren werden in Level-I- bis Level–IV-Methoden eingeteilt. Darüber hinaus werden wichtige Merkmale der räumlichen Variabilität von Untergrundeigenschaften erläutert.

Die Berücksichtigung der zeitlich unveränderlichen geotechnischen Unsicherheiten liefert eine dimensionslose Stichprobenwahrscheinlichkeit. Die Verknüpfung mit dem Wasserspiegel im Fluss führt zu einer zeitreferenzierten Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches, auf deren Ermittlung in Kapitel 3 eingegangen wird.

Die meisten Versagensmechanismen von Flussdeichen lassen sich durch bekannte analytische Versagenszustandsgleichungen beschreiben. Bei der probabilistischen Untersuchung von Flussdeichen ist Augenmerk auf veränderte Abflusscharakteristiken an Flüssen im Tiefland und in Mittelgebirgen zu richten, weswegen Erweiterungen an einem bestehenden Modell für Deiche an der See und an den Deltabereichen der Flüsse vorgenommen werden. Diese Erweiterungen werden anhand der Fallstudie an der sächsischen Elbe und der Unteren Iller im Grenzgebiet zwischen Baden-Württemberg und Bayern validiert.

Eine Analyse der Böschungsinstabilität erfolgt in der Praxis oft durch ein Gleitkreisverfahren bei Annahme einer stationären Sickerströmung. Mit Hilfe einer Finite-Elemente-Berechnung lassen sich Inhomogenitäten im Deichkörper und im Untergrund berücksichtigen, weiterhin Tragreserven aufgrund einer instationären Sickerströmung aufdecken und diese schließlich mit einer Standsicherheitsuntersuchung koppeln. Die Vorteile der Finite-Elemente-Methode lassen sich effizient mit einer probabilistischen Untersuchung durch die First Order Reliability Methode mit Adaptiver Response Surface (FORM-ARS) verknüpfen, was an Fallbeispielen illustriert wird.

Viele Ergebnisse, die im Rahmen dieser Dissertation erläutert werden, wurden im Rahmen des Forschungsprojektes „PC-River – Zuverlässigkeitsanalyse und Risikoabschätzung im Hochwasserschutz unter integrierter Berücksichtigung geotechnischer, hydrologischer und hydraulischer Einflussgrößen“ erzielt. PC-River wurde gemeinsam vom Institut für Geotechnik, Prof. Dr.-Ing. Pieter A. Vermeer, und Institut für Wasserbau, Prof. Dr.-Ing. habil. Bernhard Westrich, an der Universität Stuttgart bearbeitet. Parallel zu dieser Arbeit wird am Institut für Wasserbau die Dissertation von Herrn Dipl.-Ing. Uwe Merkel erstellt, in der die wasserbaulichen Fragestellungen einer probabilistischen Untersuchung von Hochwasserschutzdeichen detailliert behandelt werden.

PC-River ist Teil der Förderaktivität „RIMAX - Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse“ und wurde aus Projektfördermitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) finanziert. Über 30 Projekte in ganz Deutschland haben sich im Rahmen von RIMAX mit der Verbesserung des Hochwasserschutzes beschäftigt. Durch eine Vielzahl an gemeinsamen Veranstaltungen, die vom GeoForschungszentrum Potsdam koordiniert wurden, und zahlreiche Kontakte zu anderen Teilprojekten war das PC-River-Projekt in die Förderaktivität RIMAX eingebettet, was zum Erfolg des Projekts beigetragen hat.

Kapitel 2

Probabilistische Rechenverfahren in der Geotechnik

Die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit p(F) eines Bauwerks oder Bauteils wird nach Plate (1993), Baecher und Christian (2003) sowie Ang und Tang (2007) auch als Zuverlässigkeitsanalyse bezeichnet. „Zuverlässigkeit" ist dabei als das Komplement von Versagenswahrscheinlichkeit zu verstehen, d.h. ein Bauwerk mit einer Versagenswahrscheinlichkeit von 1% ist zu 99% zuverlässig. Für die Untersuchung der Standsicherheit unter Berücksichtigung aller erfassbaren Unsicherheiten werden die Begriffe „probabilistische Analyse" und „Zuverlässigkeitsanalyse" gleichbedeutend verwendet. Eine Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt durch probabilistische Rechenverfahren. Dazu werden zunächst einige statistische Grundlagen vorgestellt, die das Verständnis der probabilistischen Rechenverfahren erleichtern sollen.

2.1 Statistische Grundlagen

2.1.1 Gruppen von Unsicherheiten

Für eine probabilistische Untersuchung in der Geotechnik werden drei Arten von Unsicherheiten unterschieden:

- Natürliche Variabilität
- Statistische Unsicherheit
- Modellunsicherheit

Die natürliche Variabilität oder auch aleatorische Unsicherheit beschreibt die Streuung der Bodeneigenschaften und Geometrie aufgrund von geologischen Vorgängen, die in der Vergangenheit stattgefunden haben. Die Veränderlichkeit der Schichtmächtigkeiten oder der Durchlässigkeit des Bodens in vertikaler und horizontaler Richtung sind Beispiele für eine natürliche Variabilität. Häufig lassen sich vor Ermittlung der natürlichen Variabilität Trends herausrechnen, z.B. eine Zunahme der Lagerungsdichte mit der Tiefe. Die Zufälligkeit der Eigenschaften lässt sich auch durch eine vermehrte Probenahme nicht reduzieren. Die natürliche Variabilität ist häufig die einzige Art von Unsicherheit, die bei einer Zuverlässigkeitsanalyse in der Geotechnik berücksichtigt wird, da davon ausgegangen wird, dass die vorhandene Anzahl von Stichproben repräsentativ für die Grundgesamtheit sein wird.

Obwohl sie in Standardwerken der Statistik (z.B. Schneider, 1996) beschrieben wird, wird der Einfluss einer statistischen Unsicherheit bei der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit bei einer probabilistischen Analyse in der Geotechnik häufig nicht berücksichtigt. Diese Gruppe, die auch als epistemische Unsicherheit bezeichnet wird, beruht auf der Begrenztheit der Stichprobennahme und dem damit verbundenen Mangel an Wissen, wie der dazwischenliegende Bereich aussehen könnte. Die statistische Unsicherheit herrscht dort, wo zum Zweck einer Deichkartierung in regelmäßigen Abständen Bohrungen abgeteuft wurden. Anhand von geophysikalischen Verfahren, die aufgrund der aus den Bohrungen gewonnenen Erkenntnissen Schwachstellen im Deichkörper oder Deichuntergrund aufdecken sollen, wird dann versucht, die statistische Unsicherheit auf ein Minimum zu reduzieren. Phoon und Kulhawy (1999) berücksichtigen die statistische Unsicherheit bei der Auswertung von Bodenparametern aus gängigen Laborversuchen. Eine Möglichkeit der Berücksichtigung einer statistischen Unsicherheit wird im Abschnitt 2.4 vorgestellt

Die Modellunsicherheit, die ebenfalls unter die Gruppe der epistemischen Unsicherheiten fällt, berücksichtigt schließlich, dass der Ingenieur durch sein Rechenmodell immer nur eine Annäherung an die Wirklichkeit erzielen wird. Zur Beurteilung der Modellunsicherheit ist eine Fehleranalyse oder ein Vergleich mit anderen Modellen durchzuführen. So stehen für die Beschreibung der Böschungsstabilität Diagramme nach Hoek und Bray (1977), verschiedene Lamellen-Gleitkreisverfahren, z.B. das nach Bishop (1955) unter Vernachlässigung einer Lamelleninteraktion sowie numerische Analysen mit und ohne Vorgabe einer möglichen Gleitflächengeometrie zur Verfügung, die sich in ihrem Detaillierungsgrad und der Möglichkeit der Berücksichtigung von Inhomogenitäten im Baugrund unterscheiden.

2.1.2 Probabilistische Verteilungsfunktionen

Die Basis einer Beschreibung von stochastischen Parametern liefern mathematische Verteilungsfunktionen (vgl. Abbildung 2.1). Die auf der Ordinate abgetragene Wahrscheinlichkeitsdichte (Probability density function, pdf) besitzt an sich keine physikalische Bedeutung. Vielmehr lässt sich jedoch aus dem Integral der Funktion im Intervall von a bis b die Wahrscheinlichkeit p ablesen, dass der Parameter einen Wert zwischen a und b annimmt.

Dass die Wahrscheinlichkeit p eines unsicheren geotechnischen Parameters im Intervall zwischen a und b tatsächlich dieser Verteilungsfunktion entspricht, ist meist nicht durch ausreichendes Datenmaterial abgesichert. Die Annahme einer Verteilungsfunktion stellt in der Regel eine mathematische Vereinfachung dar, die sich jedoch bei probabilistischen Analysen im Ingenieurwesen durchgesetzt hat.

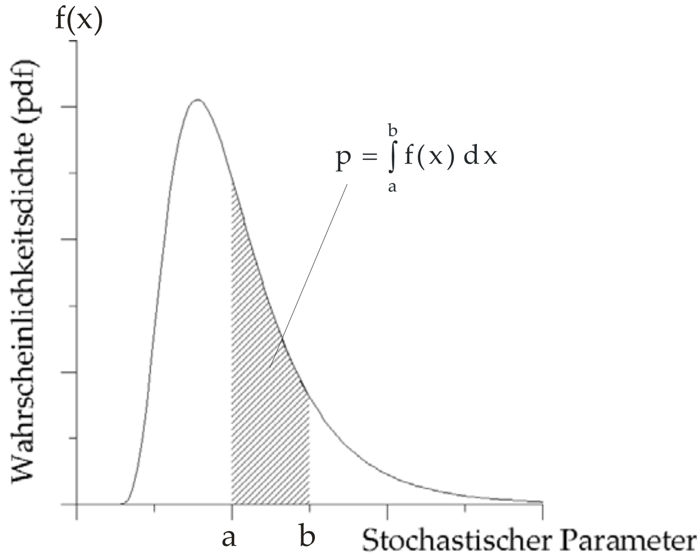


Abbildung 2.1: Verteilungsfunktion f(x) und Wahrscheinlichkeit p

2.1.2.1 Normalverteilung

Die Normalverteilung oder nach dem Mathematiker C.F. Gauss benannte Gauss-Verteilung hat grundlegende Bedeutung in der Statistik, da bewiesen werden kann, dass Fehler, die ganz zufällig vom genauen Wert einer Größe abweichen, einer Normalverteilung gehorchen (Plate, 1993):

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \tag{2.1}$$

In der angegebenen Formel (2.1) beschreibt μ den Mittelwert und σ die Standardabweichung des stochastischen Eingangsparameters x mit der Dichtefunktion f(x).

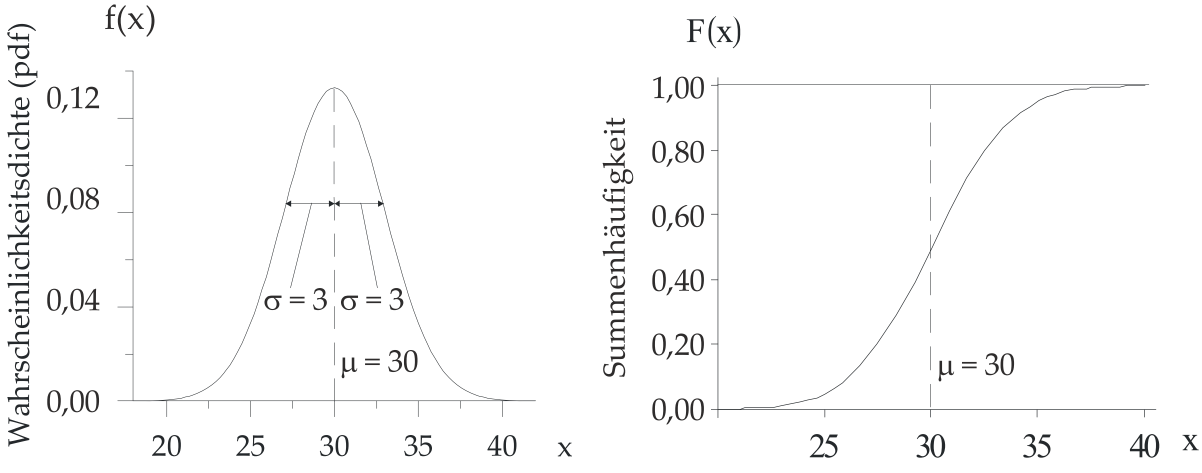


Abbildung 2.2: Beispiel einer Normalverteilung als Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion (links) und Summenhäufigkeitsverteilung (rechts)

$$F(x) = \int_{-\infty}^{x} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(t-\mu)^2}{2\sigma^2}} dt \tag{2.2}$$

Gleichung (2.2) beschreibt die Summenhäufigkeitsverteilung F(x). Im Gegensatz zur Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion f(x) lässt sich aus der Summenhäufigkeitsverteilung F(x) als Integral von f(x) direkt die Unterschreitungswahrscheinlichkeit von x ablesen.

Durch den normierten Abstand vom Mittelwert lassen sich unter Annahme einer Normalverteilung die Quantile bestimmen, die die Unterschreitungswahrscheinlichkeit p einer normalverteilten Variablen charakterisieren:

$-\sigma < x - \mu < \sigma$: $p = 68{,}3\ \% \approx 2/3$

$-2\sigma < x - \mu < 2\sigma$: $p = 95{,}4\ \%$

$-3\sigma < x - \mu < 3\sigma$: $p = 99{,}7\ \%$

Neben der mathematischen Einfachheit der Verwendung der Normalverteilung, in die die ersten beiden statistischen Momente μ und σ direkt als Parameter einfließen, bietet die Normalverteilung aufgrund ihrer Symmetrie den Vorteil, dass der Mittelwert gleichzeitig wahrscheinlichster Wert der Verteilung ist. Die Tatsache, dass die Funktion unter Umständen jedoch auch negative Werte mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit annehmen kann, die sich bei vielen Parametern in der Geotechnik nicht physikalisch begründen lässt, macht die Normalverteilung manchmal unattraktiv und die Log-Normalverteilung interessanter.

2.1.2.2 Log-Normalverteilung

Bei der Log-Normalverteilung lassen sich die Eingangsparameter x durch einfaches Logarithmieren in eine Normalverteilung überführen:

$$y = \ln(x - x_0) \tag{2.3}$$

Ihre Verteilungsdichte wird durch folgende Formel beschrieben:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_y (x - x_0)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\left(\ln(x-x_0)-\mu_y\right)^2}{2\sigma_y^2}} \tag{2.4}$$

Mittelwert μ_y und Standardabweichung σ_y der transformierten Werte y lassen sich aus dem Mittelwert μ_x und Standardabweichung σ_x der Ausgangswerte x bestimmen (Plate, 1993):

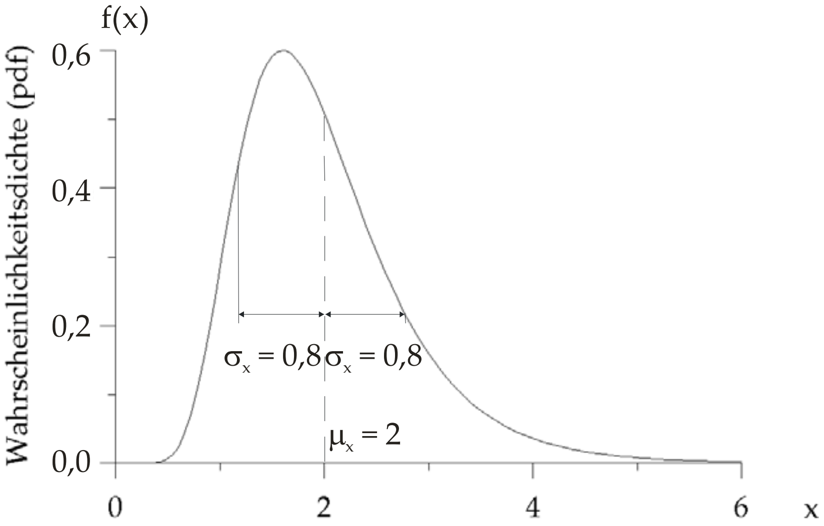


Abbildung 2.3: Beispiel einer Log-Normalverteilung

$$\mu_y = \frac{1}{2}\ln\left(\frac{\mu_x^2}{1+\left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2}\right) \qquad \sigma_y^2 = \ln\left(\left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2 + 1\right) \tag{2.5}$$

Gebräuchlich sind die zwei- und die dreiparametrische Log-Normalverteilung. Bei der zweiparametrischen Log-Normalverteilung wird $x_0 = 0$, bei der dreiparametrischen Log-Normalverteilung kann x_0 beliebige Werte annehmen. Im Gegensatz zur symmetrischen Normalverteilung handelt es sich bei der Log-Normalverteilung um eine linksschiefe Verteilung. Das dritte statistische Moment, die Schiefe ν, kann nur positive Werte annehmen und ist linear abhängig von Mittelwert μ_x und Standardabweichung σ_x:

$$\nu = 3\cdot\frac{\sigma_x}{\mu_x} + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^3 = 3\cdot v + v^3 \tag{2.6}$$

Der Quotient v aus Standardabweichung σ_x und Mittelwert μ_x wird auch als Variationskoeffizient v bezeichnet. Neben der mathematischen Einfachheit der Log-Normalverteilung bietet sie für viele geotechnische Parameter wie die effektive Kohäsion c′ und die Durchlässigkeit k eine realistischere Verteilungsfunktion, da aufgrund der Asymmetrie „Ausreißer“ nach oben mit einer größeren Wahrscheinlichkeit auftreten als „Ausreißer“ nach unten, was in der Natur für diese Parameter beobachtet werden kann. Außerdem lässt die zweiparametrische Log-Normalverteilung keine negativen Werte zu. Für einen Variationskoeffizienten v < 0,3 ergeben sich jedoch keine großen Unterschiede zwischen der Normal- und Log-Normalverteilung.

2.2 Level-II-Methoden

Eine probabilistische Bemessung kann nach Plate (2004) auf vier verschiedenen Stufen (Levels) erfolgen. Die einfachste Level-I-Methode hat seit den 1990er-Jahren Einzug in die Normen des Bauwesens (DIN 1055-100, 2001) gehalten. Das mit der Level-I-Methode gleichbedeutende Teilsicherheitskonzept beaufschlagt die charakteristischen Einwirkungs- und Widerstandsgrößen eines Nachweises mit Teilsicherheitsbeiwerten γ_S bzw. γ_R.

Der Nachweis nach dem Teilsicherheitskonzept stellt den mit der Teilsicherheit γ_S beaufschlagten Bemessungswert der Einwirkung S_d dem Bemessungswert des Widerstands R_d gemäß Gleichung (2.7) gegenüber:

$$\gamma_S \cdot S_k = S_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \tag{2.7}$$

Wie in Abbildung 2.5 dargestellt, handelt es sich bei den charakteristischen Werten der Einwirkung S_k bzw. des Widerstands R_k bereits um konservative, d.h. mit einer Sicherheit behaftete Werte. Für Standsicherheitsbetrachtungen im Bauwesen wird bei ausreichender Datenbasis ein Wert zwischen dem Mittelwert und dem 95 %-Fraktilwert als charakteristischer Wert verwendet, d.h. 95 % der Werte liegen für die Nachweisführung günstiger als der verwendete Wert. Von Kanning (2005) werden Teilsicherheitsbeiwerte für die Untersuchung der Standsicherheit von Deichen unter Berücksichtigung einer akzeptablen Versagenswahrscheinlichkeit hergeleitet. Für Deutschland finden sich Regelungen für Standsicherheitsnachweise von Deichen in dem von der Bundesanstalt für Wasserbau herausgegebenen Merkblatt über die Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD, 2005).

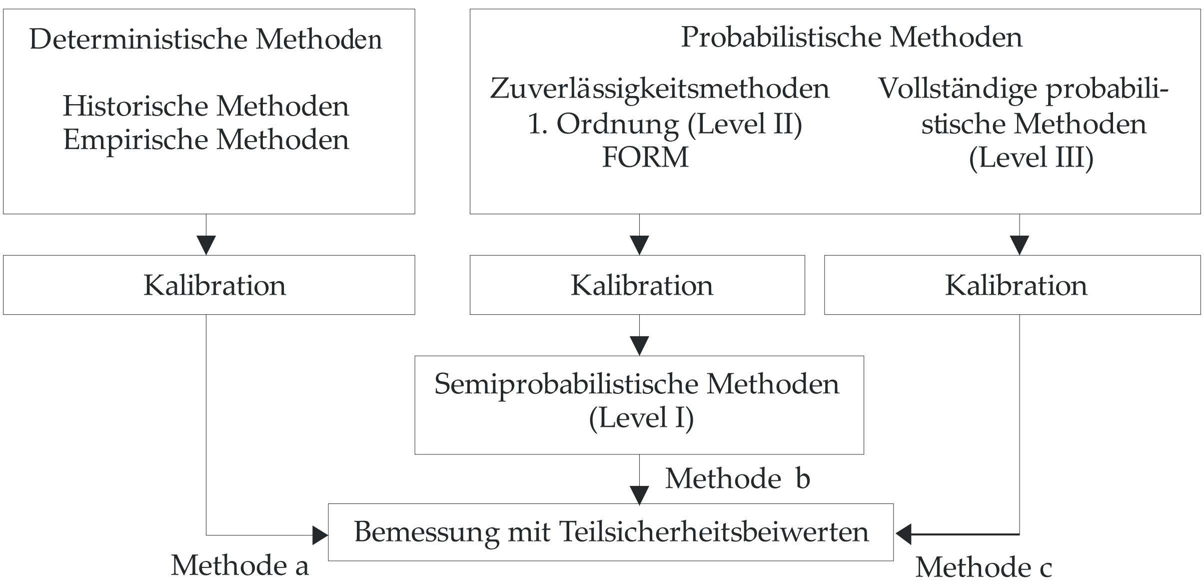


Abbildung 2.4: Überblick über Level-I-, II- und III-Methoden (DIN 1055-100, 2001)

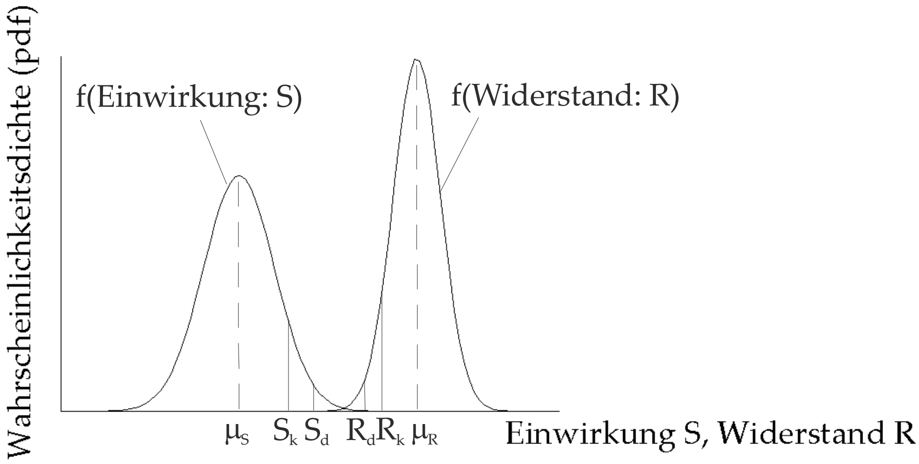


Abbildung 2.5: Teilsicherheitskonzept als gängige Normenpraxis im Bauwesen

Gebrauchstauglichkeitsnachweise sind von der in Gleichung (2.7) beschriebenen Sicherheitsbetrachtung unabhängig. Eine Verwendung eines anderen charakteristischen Werts als des Mittelwerts würde dann zu einer konservativen Abschätzung führen. Bei Setzungsberechnungen in der Geotechnik liegen deshalb die erforderlichen charakteristischen Eingangsparameter nahe des Mittelwerts. Somit wird hierbei keine konservative Abschätzung erreicht, sondern eine bestmögliche Setzungsprognose geliefert.

2.2.1 First Order Second Moment Methode

Die mathematische Beschreibung einer Zuverlässigkeitsanalyse erfolgt nach Schneider (1996) mittels einer Versagenszustandsgleichung Z, die sich als Differenz eines Widerstands R[1] und einer Einwirkung S[1] ergibt:

$$Z = R - S \tag{2.8}$$

Ein Versagen tritt auf, wenn $Z < 0$ wird, das Bauwerk ist zuverlässig, wenn $Z > 0$ und der Grenzzustand wird erreicht für $Z = 0$. Wird die Unsicherheit der Parameter R und S durch eine zweidimensionale, probabilistische Verteilungsfunktion gemäß Gleichung (2.9) beschrieben, wie in Abbildung 2.6 dargestellt, so liegt die Versagenswahrscheinlichkeit jenseits der Geraden für $Z = 0$:

$$p(Z < 0) = \iint_{Z<0} f_R(r) \cdot f_S(s)\,dr\,ds \tag{2.9}$$

[1] R für „resistance“, S für „solicitation“

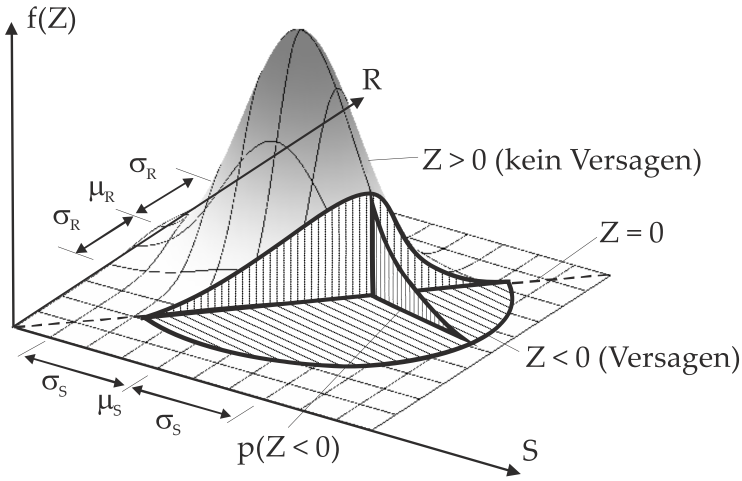


Abbildung 2.6: Versagenswahrscheinlichkeit $p(Z < 0)$ als Volumenanteil unter einer zweidimensionalen Verteilungsdichtefunktion

Weniger gebräuchlich ist die Definition der Versagenszustandsgleichung gemäß Gleichung (2.10) (vgl. Mrabet et al., 2006), da eine Formulierung als Differenz mathematische Vorteile gegenüber einer Quotientenbildung bietet.

$$Z = \frac{R}{S} \tag{2.10}$$

Die First Order Second Moment (FOSM) Methode benötigt für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit nur die ersten beiden statistischen Momente Mittelwert μ und Standardabweichung σ. Werden Widerstand R und Einwirkung S als normalverteilte oder Gauss-verteilte Funktionen angenommen, so lässt sich der Zuverlässigkeitsindex β wie folgt definieren:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \tag{2.11}$$

Der Zuverlässigkeitsindex β beschreibt anschaulich, wie viel Standardabweichungen der Mittelwert von Z entfernt vom Versagen, d.h. von $Z = 0$ liegt. Ein Versagen ist demnach umso wahrscheinlicher, je näher die Mittelwerte von R und S beieinander liegen oder je größer die Streuung der Eingangsparameter R und S ist. Da auch die Versagenszustandsfunktion Z normalverteilt ist, wenn Widerstand R und Einwirkung S normalverteilt sind, lässt sich der Zuverlässigkeitsindex rein mathematisch direkt mit einer Versagenswahrscheinlichkeit $p(Z < 0)$ über die standardnormalverteilte Wahrscheinlichkeitsfunktion Φ verknüpfen:

$$p(Z < 0) = \Phi(\beta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\beta} e^{-1/2t^2} dt \tag{2.12}$$

Die in Gleichung (2.12) definierte Wahrscheinlichkeitsfunktion Φ stellt die standardisierte Form der Normalverteilung mit Mittelwert $\mu = 0$ und Standardabweichung $\sigma = 1$ dar. Die Beziehung zwischen Wahrscheinlichkeitsfunktion Φ und Zuverlässigkeitsindex β ist in Plate (1993) vertafelt. Für Ingenieurprobleme liegt der Zuverlässigkeitsindex β meist zwischen 2 und 4, was einer zugehörigen Versagenswahrscheinlichkeit von $3{,}2 \cdot 10^{-5} - 2{,}3 \cdot 10^{-2}$ entspricht. DIN 1055-100 (2001) liefert Zielwerte für den Zuverlässigkeitsindex β für Bauteile in Abhängigkeit von einem Bezugszeitraum. Der Zuverlässigkeitsindex β lässt sich auch für eine zeitreferenzierte Versagenswahrscheinlichkeit, deren Ermittlung in Kapitel 3 beschrieben wird, anwenden.

Ein nützliches Nebenprodukt einer Zuverlässigkeitsanalyse sind die Sensitivitätsfaktoren α_i:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sigma_Z} \qquad \alpha_S = -\frac{\sigma_S}{\sigma_Z} \tag{2.13}$$

Der Sensitivitätsfaktor α_i gibt an, welchen Beitrag der Eingangsparameter i zur Versagenswahrscheinlichkeit liefert. α_i kann Werte zwischen –1 und 1 annehmen, negative Werte stehen dabei für Einwirkungsparameter, positive Werte für Widerstandsparameter. Je näher der Betrag des Sensitivitätsfaktors α_i bei eins liegt, desto größer ist dessen Beitrag zur Versagenswahrscheinlichkeit. Die Summe der Quadrate der Sensitivitätsfaktoren ist 100 %. Die Größe des Sensitivitätsfaktors liefert eine objektive Entscheidungsbasis dafür, welche Eingangsparameter maßgebenden Einfluss auf das Versagen haben und im Verlauf weiterer Untersuchungen genauer betrachtet werden sollten.

2.2.2 First und Second Order Reliability Methode

Die Versagenszustandsfunktion Z lässt sich selten direkt als Differenz zweier Eingangsparameter beschreiben. In der Regel sind Widerstand R und Einwirkung S Funktionen weiterer Eingangsparameter. Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i lassen sich dann nicht durch die Gleichungen (2.11) bzw. (2.13) ermitteln. Die First Order Reliability Methode (FORM) oder Methode nach Hasofer-Lind bietet wie die First Order Second Moment Methode den Vorteil, dass hierbei durch einfache Ableitungen direkt die Sensitivitätsfaktoren der Eingangsparameter für beliebige Typen von Versagenszustandsfunktionen ermittelt werden können. Im Gegensatz zu der First Order Second Moment Methode unterscheidet sich die First Order Reliability Methode dadurch, dass eine Linearisierung nicht im Mittelwert der Versagenszustandsfunktion, sondern im Bemessungspunkt durchgeführt wird, der im folgenden erklärt wird.

Zur Beschreibung der First Order Reliability Methode werden die normalverteilten Parameter x_R und x_S eingeführt, die gemäß den Gleichungen (2.14) eine Funktion des Widerstands R bzw. der Einwirkung S sind. Gemäß Abbildung 2.7, links, besitzt

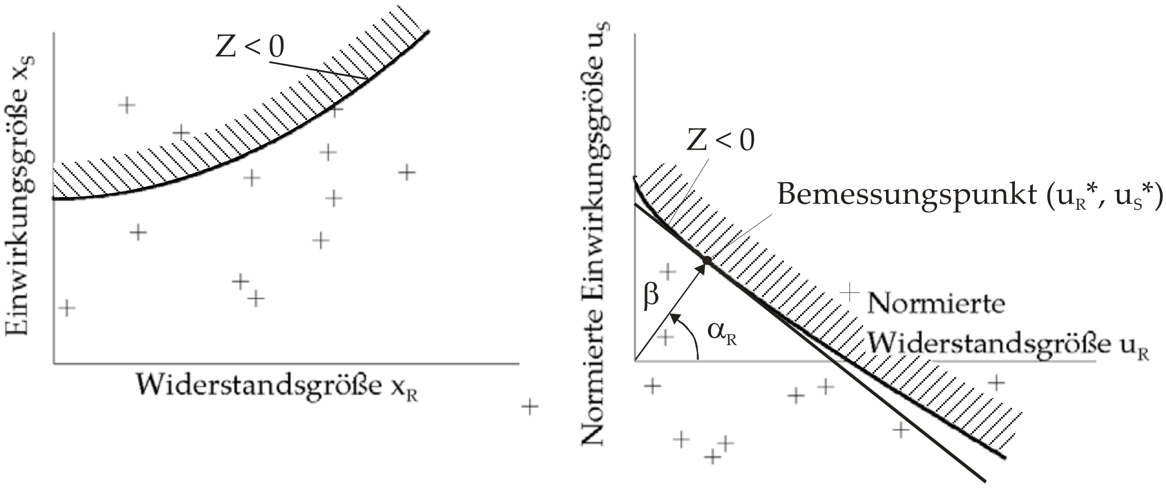


Abbildung 2.7: Transformation aus normalverteilten Eingangsparametern x_R und x_S (links) in den standard-normalverteilten Raum u_R und u_S (rechts)

dann die Versagenszustandsfunktion Z = 0 eine beliebige Form, während für die weiter oben verwendeten Parameter R und S die Versagenszustandsfunktion Z = 0 die Winkelhalbierende im R-S-Koordinatensystem ist.

$$R = f(x_R) \qquad S = f(x_S) \tag{2.14}$$

Die in die Versagenszustandsfunktion Z eingehenden normalverteilten Parameter x_R und x_S werden in standard-normalverteilte Parameter u_R und u_S mit Mittelwert $\mu = 0$ und Standardabweichung $\sigma = 1$ gemäß Gleichung (2.15) transformiert:

$$u_R = \frac{x_R - \mu_{xR}}{\sigma_{xR}} \qquad u_S = \frac{x_S - \mu_{xS}}{\sigma_{xS}} \tag{2.15}$$

Die Transformation in standard-normalverteilte Parameter u_R und u_S bewirkt, dass die Mittelwerte der ursprünglichen Parameter x_R und x_S in den Ursprung des Koordinatensystems in Abbildung 2.7, rechts, verschoben werden. Die Kombination der Parameter u_R und u_S tritt am wahrscheinlichsten auf, wenn der Abstand der Grenzzustandsgleichung Z = 0 vom Ursprung am kleinsten wird. Dies wird an einer zweidimensionalen Verteilungsdichtefunktion in Abhängigkeit von u_R und u_S illustriert (vgl. Abbildung 2.8).

Die Transformation der Parameter u_R und u_S bewirkt eine Verschiebung der Grenzzustandsgleichung Z, die in einigem Abstand am Ursprung vorbeiführt. Aufgrund der Rotationssymmetrie der zweidimensionalen Verteilungsdichtefunktion lässt sich dann der Punkt mit der höchsten Verteilungsdichte bei Versagen als der Punkt der Grenzzustandsfunktion identifizieren, der den kürzesten Abstand zum Ursprung des Koordinatensystems hat. Dieser Punkt wird auch als Bemessungspunkt mit den Koordinaten (u_R*, u_S*) bezeichnet.

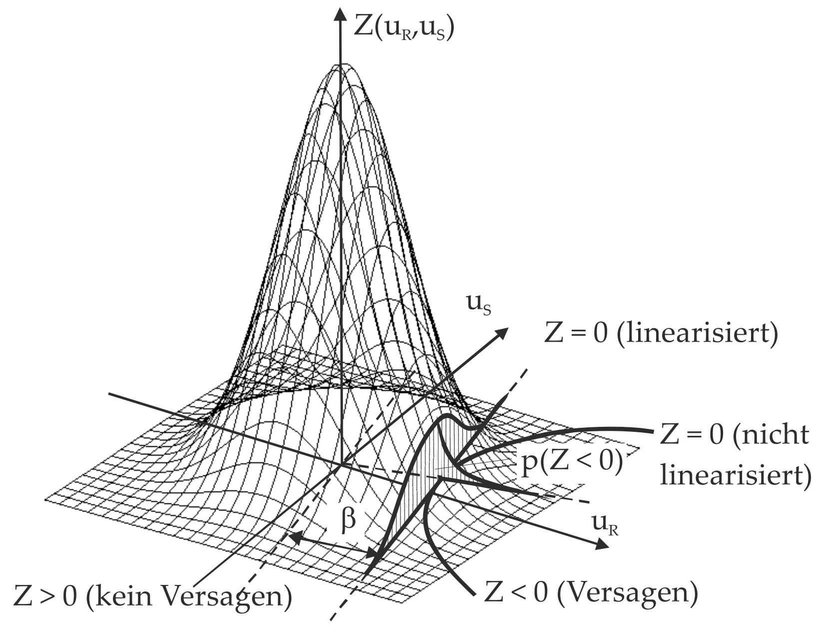


Abbildung 2.8: Zweidimensionale Verteilungsdichtefunktion im standard-normalverteilten Raum

Die Grenzzustandsfunktion Z wird wie in Gleichung (2.16) durch ihre Taylorreihenentwicklung ersetzt, die im Falle der First Order Reliability Methode nach der ersten Ableitung abgebrochen wird.

$$\beta = \frac{Z\left(x_R^*, x_S^*\right) + \frac{\partial Z}{\partial x_R}\left(x_R^*, x_S^*\right)\left(\mu_{xR} - x_R^*\right) + \frac{\partial Z}{\partial x_S}\left(x_R^*, x_S^*\right)\left(\mu_{xS} - x_S^*\right)}{\sqrt{\left(\frac{\partial Z}{\partial x_R}\left(x_R^*, x_S^*\right)\sigma_{xR}\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial x_S}\left(x_R^*, x_S^*\right)\sigma_{xS}\right)^2}} \qquad (2.16)$$

Dies stellt eine Linearisierung der Grenzzustandsfunktion dar. Neben dem Zuverlässigkeitsindex β werden auch die Sensitivitätsfaktoren α_i mittels einer Linearisierung der Versagenszustandsfunktion gemäß Gleichung (2.17) ermittelt (vgl. Abbildung 2.7).

$$\begin{aligned} \alpha_R &= \frac{\frac{\partial Z}{\partial x_R}\left(x_R^*, x_S^*\right)\sigma_{xR}}{\sqrt{\left(\frac{\partial Z}{\partial x_R}\left(x_R^*, x_S^*\right)\sigma_{xR}\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial x_S}\left(x_R^*, x_S^*\right)\sigma_{xS}\right)^2}} \\ \alpha_S &= \frac{\frac{\partial Z}{\partial x_S}\left(x_R^*, x_S^*\right)\sigma_{xS}}{\sqrt{\left(\frac{\partial Z}{\partial x_R}\left(x_R^*, x_S^*\right)\sigma_{xR}\right)^2 + \left(\frac{\partial Z}{\partial x_S}\left(x_R^*, x_S^*\right)\sigma_{xS}\right)^2}} \end{aligned} \qquad (2.17)$$

$$x_R^* = \mu_{xR} - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_{xR} \qquad x_S^* = \mu_{xS} - \alpha_S \cdot \beta \cdot \sigma_{xS} \qquad (2.18)$$

Mit Hilfe von Gleichung (2.18) wird dann ein neuer Bemessungspunkt (x_R*, x_S*) bestimmt, indem erneut die Gleichungen (2.16) und (2.17) ausgewertet werden. Der Iterationsalgorithmus stellt bei regulären Grenzzustandsgleichungen Z sicher, dass die Linearisierung auf den Bemessungspunkt zu konvergiert, der die wahrscheinlichste Parameterkombination bei Versagen darstellt.

Die First Order Reliability Methode lässt sich grafisch mittels Abbildung 2.7 veranschaulichen. Gemäß Gleichung (2.15) ist die Versagenszustandsfunktion zunächst in den standard-normalverteilten Raum zu transformieren. Wie bereits beschrieben, lässt sich dort der Bemessungspunkt als kürzester Abstand der Versagenszustandsfunktion $Z = 0$ vom Ursprung identifizieren. Die Linearisierung der Versagenszustandsfunktion kann durch die Tangente im Bemessungspunkt dargestellt werden. Die Sensitivitätsfaktoren α_i lassen sich durch den Kosinus des Winkels zwischen dem Vektor vom Ursprung zum Bemessungspunkt und der zugehörigen Koordinatenachse darstellen.

Der Iterationsalgorithmus wird in Abbildung 2.9 grafisch veranschaulicht. Die Linearisierung der Versagenszustandsfunktion ergibt die Tangente, von der senkrecht dazu der kürzeste Abstand zum Ursprung bestimmt werden kann. Die Überprüfung des Versagenspunktes anhand der wahren Versagenszustandsfunktion führt zu einer Verlängerung dieser Normalen. Im Schnittpunkt mit der Versagenszustandsfunktion kann erneut die Tangente der zweiten Iteration gebildet werden. Nach erneuter Bestimmung des kürzesten Abstands der Tangente zum Ursprung wird wieder der Schnittpunkt mit der Versagenszustandsfunktion gebildet. Nach wenigen Schritten konvergiert die Iteration im Bemessungspunkt. Mitunter kann jedoch die Verwendung eines Relaxationsfaktors δ von Vorteil sein. Es wird hierzu ein Startpunkt für die neue Iteration verwendet, der zwischen dem alten und dem neuen Versagenspunkt liegt. Dieser führt in diesem Fall zu einer schnelleren Konvergenz, da der wahre Bemessungspunkt zwischen den Versagenspunkten für zwei aufeinanderfolgende Iterationsschritte liegt.

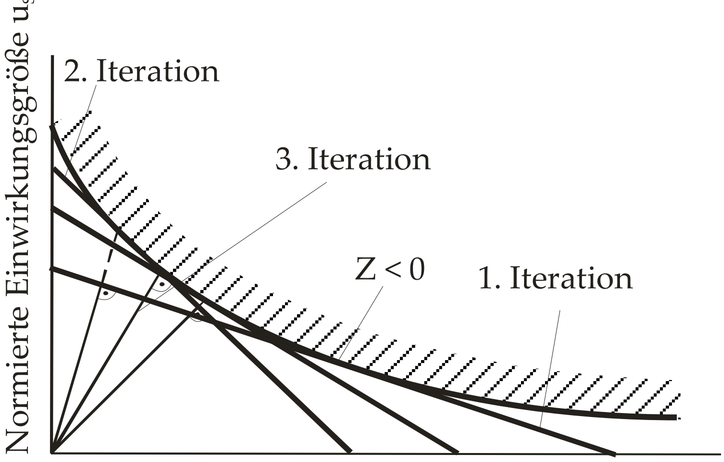


Abbildung 2.9: Grafische Darstellung des Iterationsalgorihmus' bei der First Order Reliability Method

Vorteil der First Order Reliability Methode ist der geringe Rechenaufwand gegenüber den meisten anderen probabilistischen Rechenverfahren. Weiterhin liefert diese Methode neben der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit auch eine Aussage über den Einfluss der Eingangsparameter, die sich in den Sensitivitätsfaktoren αi niederschlägt. Die Ermittlung des Bemessungspunktes gibt Auskunft darüber, bei welcher Parameterkombination das Versagen am wahrscheinlichsten ist.

Es ist jedoch zu beobachten, dass der Iterationsalgorithmus der First Order Reliability Method nicht immer konvergiert. Von Waarts (2000) wurden verschiedene Arten von Grenzzustandsfunktionen auf deren Konvergenzverhalten untersucht. Im Falle einer irregulär geformten Versagenszustandsfunktion zeigen sich Konvergenzprobleme. Weiterhin zeigt sich bei anderen probabilistischen Rechenverfahren die Berücksichtigung von Korrelationen zwischen Eingangsparametern handhabbarer als bei der First Order Reliability Methode. Bei der Second Order Reliability Methode (SORM) werden zur Annäherung an die wahre Versagenszustandsfunktion auch die zweiten Ableitungen verwendet. Bei nichtlinearem, aber gleichförmigem Verhalten führt dadurch die Second Order Reliability Methode zu einer schnelleren Konvergenz des Bemessungspunktes.

2.2.3 First Order Reliability Methode mit Adaptiver Response Surface

Die First Order Reliability Methode mit Adaptiver Response Surface (FORM-ARS) oder Antwortfunktion stellt eine Erweiterung der First Order Reliability Methode dar. Lässt sich eine analytische Versagenszustandsfunktion nicht geschlossen angeben, wie bei der Durchführung von hochgradig nichtlinearen numerischen Standsicherheitsberechnungen, wird das Ergebnis einer Reihe von deterministischen, numerischen Analysen mit unterschiedlichen Parameterkombinationen ersetzt durch eine analytische Antwortfunktion, die in der Nähe des Versagens ähnlich reagiert wie die realistischere numerische Berechnung. Zuverlässigkeitsanalyse und numerische Berechnung können so miteinander verknüpft werden.

Waarts (2000) beschreibt die Anwendung einer Antwortfunktion bei verschiedenen Level-II- und Level-III-Methoden der Zuverlässigkeitsanalyse im konstruktiven Ingenieurbau und stellt deren Vor- und Nachteile heraus. Eine Gefahr der Anwendung einer Antwortfunktion liegt in der unkorrekten Wiedergabe der Physik des Bauwerks. Eine Anwendung der FORM-ARS erweist sich als nicht effizient, wenn ein System von gekoppelten Versagensmechanismen untersucht wird. Soll jedoch der Rechenaufwand für eine Zuverlässigkeitsanalyse eines einzelnen Bauwerks aufgrund eines einzigen Versagensmechanismus' minimiert werden, ist dies mit der FORM-ARS optimal zu erreichen. Bucher et al. (2000) beschreiben die Einbettung der Response Surface Methode in Finite-Elemente-Programme. Die Verwendung eines Polynoms als Antwortfunktion kann bei stark nichtlinearer Versagenszustandsfunktion in die Irre führen, was auch von Bucher (2005) an Beispielen gezeigt wird.

Die Vorgehensweise der FORM-ARS lässt sich anhand der Abbildung 2.10 verdeutlichen und durch ein Beispiel erläutern. Zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Deiches im Hochwasserfall aufgrund eines landseitigen Böschungsbruchs unter Berücksichtigung einer stationären Deichdurchsickerung werden die unsicheren Parameter Wasserstand im Fluss h sowie die effektiven Scherparameter des homogen aufgebauten Deiches und Deichuntergrunds φ' und c' berücksichtigt. Gehorchen die Eingangsparameter einer anderen Verteilung als der Normalverteilung, sind diese zunächst durch eine geeignete Transformation in eine Normalverteilung zu überführen. Es wird eine Reihe zufälliger Kombinationen der drei Eingangsparameter in der Nähe der Mittelwerte numerisch untersucht. Die Mindestzahl entspricht dabei der Anzahl der Koeffizienten b_i der Antwortfunktion, die gemäß Gleichung (2.19) linear angenommen wird:

$$\eta = b_0 + b_1 \cdot \varphi' + b_2 \cdot c' + b_3 \cdot h + err \qquad (2.19)$$

Jede der numerischen Simulationen liefert einen Standsicherheitsfaktor η und einen Fehler *err*, der bestimmt werden kann, wenn die Anzahl der Berechnungen die Anzahl der Koeffizienten b_i übersteigt. Bei der Annäherung des Standsicherheitsfaktors aus Ergebnissen von Finite-Elemente-Berechnungen kann *err* als Modellunsicherheit identifiziert werden. Da ein Versagen dann eintritt, wenn der Standsicherheitsfaktor $\eta < 1$ wird, wird aus dem Standsicherheitsfaktor η durch das Subtrahieren von eins eine Versagenszustandsgleichung Z. Die ursprüngliche Versagenszustandsgleichung (2.8) mit Widerstand R und Einwirkung S wird dann ersetzt durch Gleichung (2.20), bei der ebenfalls Versagen durch $Z < 0$ charakterisiert wird:

$$Z = \eta - 1 + err \qquad (2.20)$$

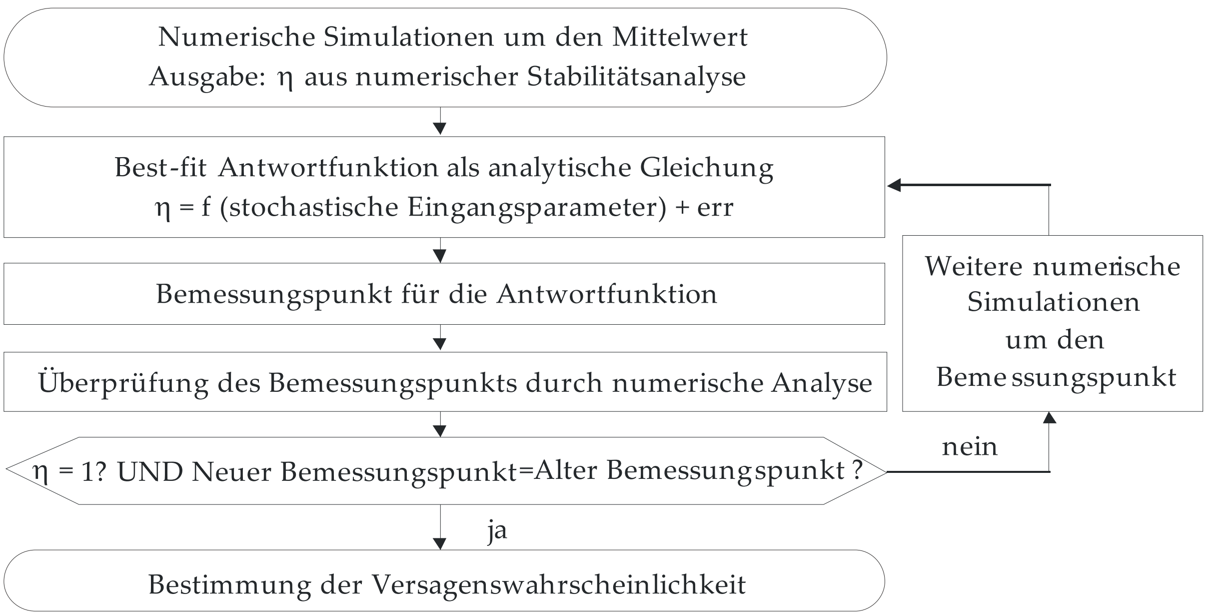


Abbildung 2.10: Flussdiagramm zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit mit Hilfe der FORM-ARS

Im nächsten Schritt werden dann die Koeffizienten b_i der Antwortfunktion bestimmt, sodass die über die Anzahl der Berechnungen aufsummierten Quadrate der Fehler *err* minimiert werden. Mit der FORM wird dann für die so bestimmte Polynomfunktion (2.19) der Bemessungspunkt bestimmt und durch eine weitere numerische Berechnung überprüft. Dies ist insbesondere dann wichtig, wenn eine Antwortfunktion höherer Ordnung gewählt wird, bei der mehrere mathematisch gültige Lösungen für den Bemessungspunkt gefunden werden können. Die Überprüfung durch eine numerische Berechnung liefert dann die Kontrolle, ob die gefundene Lösung auch physikalisch sinnvoll ist. Wird für die Parameterkombination im Bemessungspunkt kein Grenzgleichgewicht mit $\eta \approx 1$ erreicht, so sind weitere numerische Berechnungen inder Nähe des Bemessungspunkts durchzuführen und die Koeffizienten der Antwortfunktion zu aktualisieren, was adaptiver Aspekt der First Order Reliability Methode mit Adaptiver Response Surface ist. Die Iteration konvergiert, wenn die numerische Überprüfung des Bemessungspunkts $\eta \approx 1$ liefert und wenn der neue Bemessungspunkt von dem im vorherigen Iterationsschritt ermittelten Bemessungspunkt nur um eine festzulegende Schranke abweicht. Schließlich lässt sich aus dem im vorangegangenen Iterationsschritt ermittelten Wert für den Zuverlässigkeitsindex β die Versagenswahrscheinlichkeit gemäß Gleichung (2.12) ermitteln.

In Abschnitt 5 wird der Wahl der Ordnung des Polynoms, welches als Antwortfunktion verwendet wird, besondere Beachtung geschenkt. Die Verwendung einer quadratischen Antwortfunktion mit und ohne gemischte Terme führt neben der Mehrdeutigkeit des ermittelten Bemessungspunkts zu einer größeren Anzahl an numerischen Berechnungen in Verbindung mit Konvergenzproblemen des Iterationsalgorithmus. Die Zweckmäßigkeit einer linearen Antwortfunktion in Zusammenhang mit der FORM als Linearisierung der Versagenszustandsfunktion wird dort diskutiert.

2.3 Level-III-Methoden

Level-III-Methoden gelten gegenüber den zuvor behandelten Level-II-Methoden als exakte Verfahren. Während bei Level-II-Methoden Annahmen über die Verteilungsfunktion getroffen werden und die Eingangsparameter x_R und x_S durch deren statistische Momente Mittelwert und Standardabweichung beschrieben werden, wird bei Level-III-Methoden die kombinierte Verteilungsdichte (2.21) einer Versagenszustandsfunktion Z für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit herangezogen:

$$p(Z < 0) = \iint\limits_{z<0} f_{xR}(x_R) \cdot f_{xS}(x_S)\, dx_R\; dx_S \tag{2.21}$$

Die Verwendung einer kombinierten Verteilungsdichte bietet den Vorteil, dass auch Korrelationen zwischen den Eingangsparametern x_R und x_S berücksichtigt werden können.

Neben der sehr verbreiteten Anwendung von Level-III-Methoden wird von Plate (2004) auch die Level-IV-Methode definiert. Diese berücksichtigt zusätzlich zur

Versagenswahrscheinlichkeit auch den im Falle eines Bauwerksversagens auftretenden Schaden. Das als Produkt aus Versagenswahrscheinlichkeit und Schaden ermittelte Risiko wird mittels einer Kosten-Nutzen-Analyse optimiert. Diese Betrachtungsweise stellt gegenüber einer deterministischen Bemessung einen wesentlichen Zugewinn einer probabilistischen Bemessung dar, die damit Grundlage einer Wirtschaftlichkeitsuntersuchung ist.

2.3.1 Monte Carlo Simulation

Das wohl gebräuchlichste Rechenverfahren der probabilistischen Bemessung ist die Monte-Carlo-Simulation. Für rein zufällig gewählte Werte der Eingangsparameter, die in ihrer Gesamtheit einer bestimmten Verteilungsfunktion gehorchen, wird die Versagenszustandsfunktion Z ausgewertet. Bei einer Vielzahl von Realisationen mit zufälligen Kombinationen der Eingangsparameter kann schließlich das Verhältnis derjenigen Realisationen $n(Z < 0)$, die zum Versagen führen, zur Gesamtzahl der Realisationen n_{ges} bestimmt werden:

$$p(Z < 0) = \frac{n(Z < 0)}{n_{ges}} \tag{2.22}$$

Je größer die Anzahl der Realisationen, desto zuverlässiger die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit. Werden die so gewonnenen Realisationen Klassen gleicher Größe zugeordnet, so lässt sich hieraus die Verteilungsdichte der Versagenszustandsfunktion Z ablesen und statistische Momente können abgeleitet werden.

Eine zufällige Ausprägung eines Eingangsparameters wird erzeugt, indem zunächst durch einen Zufallsgenerator eine Zufallszahl zwischen 0 und 1 geliefert wird. Damit die Werte in ihrer Gesamtheit jedoch der angenommenen Verteilungsfunktion entsprechen, wird die Zufallszahl zwischen 0 und 1 mittels der Umkehrfunktion der Verteilungsfunktion in den zufälligen Wert des Eingangsparameters umgewandelt.

Die Monte-Carlo-Simulation bietet gegenüber den anderen probabilistischen Rechenverfahren folgende Vorteile, weswegen sie häufig zur Überprüfung der Genauigkeit anderer Rechenverfahren verwendet wird:

- Das zufällige Erzeugen der Ausprägung der Parametereigenschaften spiegelt einen natürlichen Prozess wider. Durch die Möglichkeit, diese Zufälligkeit jedoch genügend oft auszuprobieren, ist die Monte-Carlo-Simulation die genaueste Methode zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit.

- Die Annahme einer bestimmten Verteilung der Zielfunktion entfällt.

- Die Monte-Carlo-Simulation lässt sich auch auf hochgradig nichtlineare Zielfunktionen anwenden, was bei FORM und SORM zu Problemen führt.

- Die Ermittlung einer sich aus mehreren Teilprozessen ergebenden Systemversagenswahrscheinlichkeit ist durch Kopplung der Realisationen einfach möglich.

- Wie oben beschrieben, können auch korrelierte Eingangsparameter berücksichtigt werden.

Den großen Nachteil einer Monte-Carlo-Simulation stellt der erhebliche Rechenaufwand zur Bestimmung einer Versagenswahrscheinlichkeit dar. Dieser steigt, je geringer die Versagenswahrscheinlichkeit ist und je zuverlässiger dieser Wert bestimmt werden soll. Aus den in der Statistik verwendeten Konfidenzintervallen zur Ermittlung der Zuverlässigkeit von Aussagen in Abhängigkeit von der Stichprobenanzahl ergibt sich mit Gleichung (2.23) die verbleibende Unsicherheit v bei einer angenommenen Versagenswahrscheinlichkeit p(F):

$$v = \sqrt{\frac{1 - p(F)}{n \cdot p(F)}} \tag{2.23}$$

Soll die verbleibende Unsicherheit v für eine Versagenswahrscheinlichkeit von 10^{-3} auf 5 % begrenzt werden, sind demnach $n \approx 400\,000$ Realisationen erforderlich. Wird die Versagenszustandsgleichung analytisch ausgewertet, ist dieser Aufwand noch zu vertreten. Bei einer numerischen Auswertung der Versagenszustandsgleichung, wie in Kapitel 5 beschrieben, gerät der Rechenaufwand für eine Monte-Carlo-Simulation jedoch an seine Grenze.

2.4 Räumliche Variabilität

2.4.1 Point Kriging Verfahren

Alle bisher hier behandelten probabilistischen Rechenverfahren gehen davon aus, dass die Bodeneigenschaften zwar zufällig variieren, jedoch räumlich konstant sind. Tatsächlich können Bodeneigenschaften aber auch räumlich streuen, was durch räumliche Korrelationen berücksichtigt wird. Im Gegensatz zur Annahme räumlich unabhängiger Bodeneigenschaften wird die Streubreite verringert, wenn räumliche Korrelationen berücksichtigt werden.

Geotechnische Erkundungen liefern Aufschlüsse über den Untergrund in bestimmter räumlicher Auflösung. Mittels räumlichen Interpolationsverfahren lassen sich auch Aussagen über den Boden zwischen den Datenpunkten machen. Das nach Danie Krige (Südafrika, 1951) benannte Point Kriging Verfahren lässt sich besonders gut für Zuverlässigkeitsanalysen verwenden, da es bei bekannter Korrelationsstruktur des Untergrunds neben einem Mittelwert auch eine Standardabweichung für die Umgebung zwischen Datenpunkten liefert. Abbildung 2.11 liefert ein auf eine Dimension reduziertes Beispiel für die Funktionsweise des Point Kriging Verfahrens.

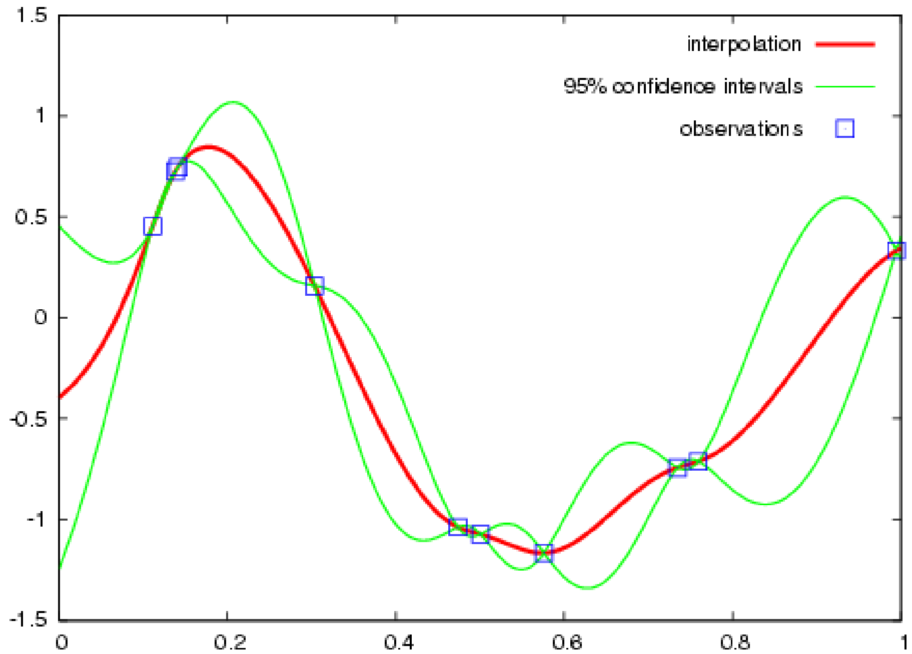


Abbildung 2.11: Beispiel für die Funktionsweise des Point Kriging Verfahrens (Quelle: http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/1/15/Example_krig.png)

Die Quadrate in Abbildung 2.11 stellen vorhandene Datenpunkte für eine auf der y-Achse aufgetragene Parametereigenschaft, z.B. der Tiefenlage einer Schichtgrenze bezogen auf ein lokales Koordinatensystem dar. Auf der x-Achse sind die Abstände der Datenpunkte abgetragen. Eine Interpolationsfunktion liefert eine auf den bekannten Datenpunkten beruhende, bestmögliche Abschätzung der Tiefenlage der Schichtgrenze zwischen den Punkten, was gleichzeitig der Mittelwert der Tiefenlage ist. Darüber hinaus lässt sich die mögliche Variabilität der Tiefenlage ermitteln, die in Abbildung 2.11 durch das obere und untere einhüllende 95%-Konfidenzintervall abgelesen werden kann. Je näher ein Punkt bei einem bekannten Datenpunkt liegt, desto geringer wird seine Standardabweichung. Die Distanz der Einhüllenden von der Interpolationsfunktion ist abhängig von dem Verhältnis des Abstands der bekannten Datenpunkte zur Korrelationslänge, die sich mittels der im folgenden vorgestellten Semivariogrammtechnik bestimmen lässt. Je größer die Korrelationslänge für die bezogene Tiefenlage einer Schichtgrenze bei vorgegebenem Abstand der Datenpunkte, desto geringer die Standardabweichung.

Mittelwert und Standardabweichung eines Deichabschnitts werden in der Regel für den Mittelpunkt eines Deichabschnitts bestimmt. Dieser wird als repräsentativ für die Bestimmung die Variabilität der Eingangsparameter im Deichabschnitt erachtet. Die Standardabweichung ist damit jedoch vom Abstand des Abschnittsmittelpunkts zu benachbarten Datenpunkten abhängig. Eine verbesserte Alternative zur Bestimmung der Variabilität eines Eingangsparameters innerhalb eines Deichabschnitts ist die Integration des Konfidenzintervalls über die Abschnittslänge, mit der eine Unabhängigkeit vom gewählten repräsentativen Punkt erreicht wird. Die Anwendung des Point Kriging Verfahrens wird im Anhang A anhand eines Beispiels erläutert.

2.4.2 Semivariogrammtechnik

Die Korrelation ρ zwischen den Parametereigenschaften zweier Punkte ist von deren Abstand τ abhängig. Je größer der Abstand im Verhältnis zur Korrelationslänge θ ist, desto geringer wird die Korrelation. Zur Bestimmung der Korrelationslänge wird die Semivariogrammtechnik (Baker und Calle, 2006) verwendet. Die Parametereigenschaften $f(x_i)$ von Punkten x_i in einem variablen geometrischen Abstand τ_g werden miteinander verglichen:

$$\gamma(\tau_g) = \frac{1}{2n} \sum_{i}^{n} (f(x_i) - f(x_i + \tau_g))^2 \tag{2.24}$$

n ist dabei die Anzahl der Differenzen, die in Abhängigkeit vom Abstand τ_g gebildet werden, um die Semikovarianz $\gamma(\tau_g)$ zu bestimmen. Wird durch visuelles Einpassen gemäß Abbildung 2.12 bei Abtragung der Semikovarianz $\gamma(\tau_g)$ in Abhängigkeit von τ_g ein asymptotisches Verhalten bei einem bestimmten Abstand τ_g erreicht, so lässt sich ableiten, dass die Parametereigenschaften ab diesem Abstand von einander unabhängig sind. Für die Bestimmung der statistischen Kenngrößen wurde bei der Fallstudie Elbe mittels der Semivariogrammtechnik die Korrelationslänge der Eingangsparameter ermittelt, soweit die Datenbasis dies zuließ. Auf folgende Aspekte musste in diesem Zusammenhang Augenmerk gerichtet werden:

- Die Semivariogrammtechnik erfordert eine Mindestreihe von Daten in Abständen von wenigstens 20 Punkten. Darunter schwanken die Werte für die Semikovarianz durch den Einfluss von „Ausreißern" in der Statistik zu stark, aber auch bei mehr als 20 Punkten ist eine überschlägige Vorgehensweise erforderlich, um die Korrelationslänge θ abzuschätzen.

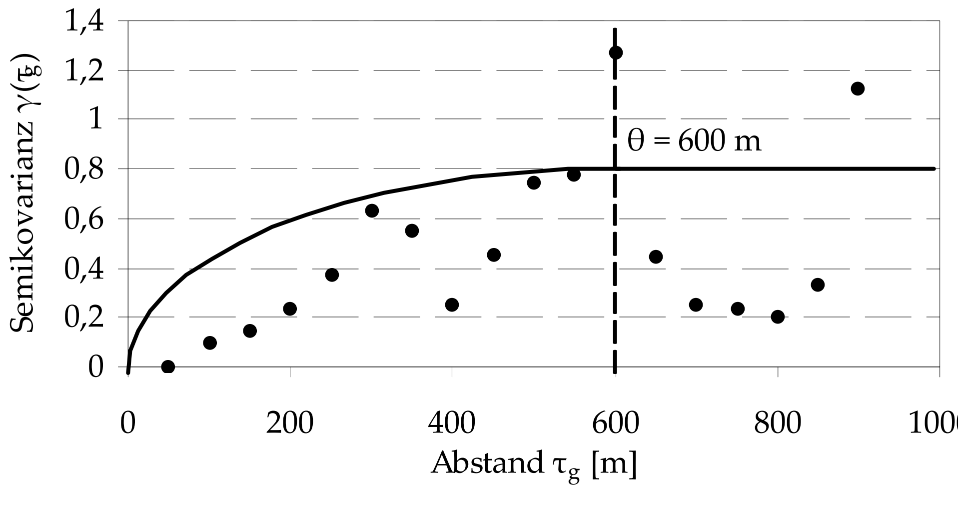


Abbildung 2.12: Semivariogrammtechnik am Beispiel der Ermittlung der Korrelationslänge für die Höhenlage des landseitigen Deichfußes für die Fallstudie Elbe

- Die mit der Semivariogrammtechnik durchgeführte Abschätzung der Korrelationslänge kann minimal den Abstand τ_g der aufeinander folgenden Datenpunkte und maximal etwa den halben Wert der Größe des insgesamt betrachteten Gebiets betragen. Liegt die wahre Korrelationslänge θ außerhalb dieser Grenzen, ist die Datenbasis für die Bestimmung einer Korrelationslänge unbrauchbar.

- Die Datenpunkte sollten vor der Ermittlung der Semikovarianz $\gamma(\tau_g)$ einer Trendbereinigung unterzogen werden. Vorhandene Trends der Datenpunkte über die Größe des betrachteten Gebiets verhindern ein asymptotisches Verhalten der Semikovarianz (vgl. Abbildung 2.13 und 2.14).

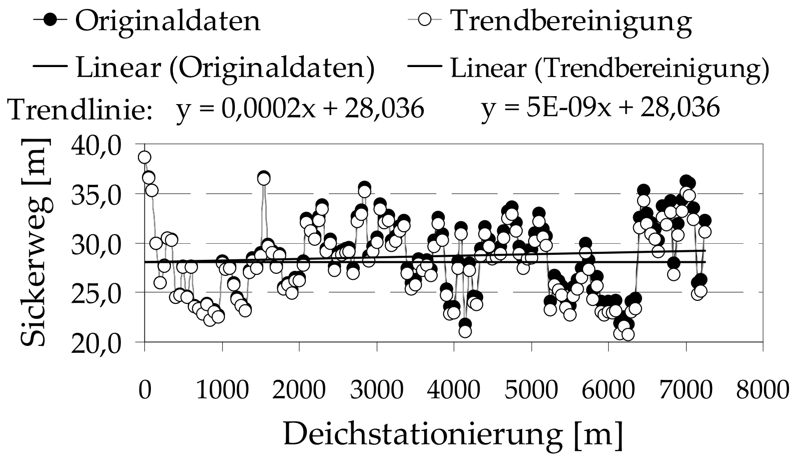


Abbildung 2.13: Sickerweg unter dem Deich für die Fallstudie Elbe

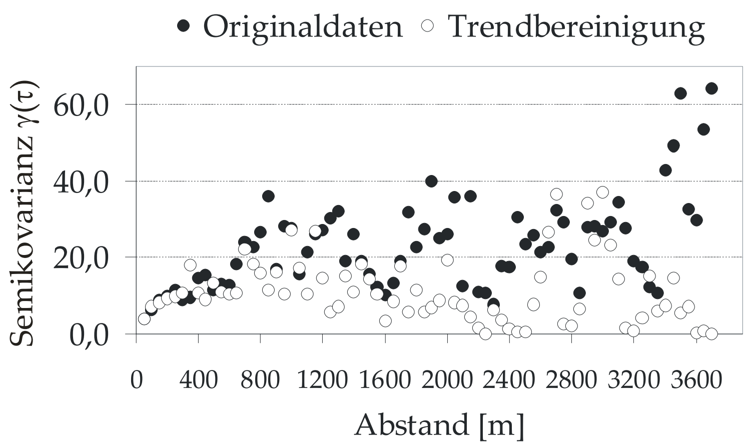


Abbildung 2.14: Semivariogramm für den Sickerweg unter dem Deich aus Originaldaten und nach Trendbereinigung für die Fallstudie Elbe

2.4.3 Räumliche Mittelwertbildung und Varianzreduktion

Die räumliche Mittelwertbildung stellt in gewisser Weise die Umkehrung des Point Kriging Verfahrens dar. Während beim Point Kriging Verfahren aus bekannten Parametereigenschaften in Datenpunkten versucht wird, die Streubreite für einen Punkt dazwischen zu bestimmen, wird bei der räumlichen Mittelwertbildung versucht, von einer Standardabweichung in einem Punkt auf eine Standardabweichung in einem Gebiet zu schließen, wenn z.B. ein flächenhaftes Baugrundversagen auftritt.

Eine Standardabweichung ist eine gebietsabhängige Größe. Bei räumlicher Mittelwertbildung sinkt die Varianz σ^2 und damit die Standardabweichung σ mit der Größe T_g des Gebiets, über das eine Streubreite bestimmt wird. Die varianzreduzierende Wirkung bei einer räumlichen Mittelwertbildung kann z.B. bei Triaxialversuchen an Bodenproben beobachtet werden, da Proben mit einem Durchmesser von 10 cm statistisch weniger stark streuen als Triaxialproben mit einem Durchmesser von 5 cm. Die Varianzreduktion ist abhängig von der räumlichen Korrelationslänge θ zwischen Datenpunkten und wird durch die Varianzreduktionsfunktion $\gamma(T_g)$ beschrieben. Die Varianz auf einem Gebiet σ^2_g wird gemäß Baker und Calle (2006) durch Gleichung (2.25) beschrieben:

$$\sigma_g^2 = \gamma(T_g) \cdot \sigma^2 \qquad \text{mit} \quad 0 \le \gamma(T_g) \le 1 \tag{2.25}$$

Die Varianzreduktion tritt bei Ermittlung von Mittelwerten über eine Strecke T_g auf. Sind die Werte untereinander mit einer Korrelationsfunktion $\rho(x)$ korreliert, die beispielsweise als Gauss-Korrelation gemäß Gleichung (2.26) gewählt werden kann, so bestimmt sich die Varianzreduktionsfunktion (2.27) über einer Streckenlänge T_g zu:

$$\rho(\tau) = e^{-\pi\left(\frac{\tau}{\theta}\right)^2} \tag{2.26}$$

$$\gamma(T_g) = \frac{2}{T_g^2} \int_0^{T_g} \rho(x) \cdot (T_g - x)\,dx \tag{2.27}$$

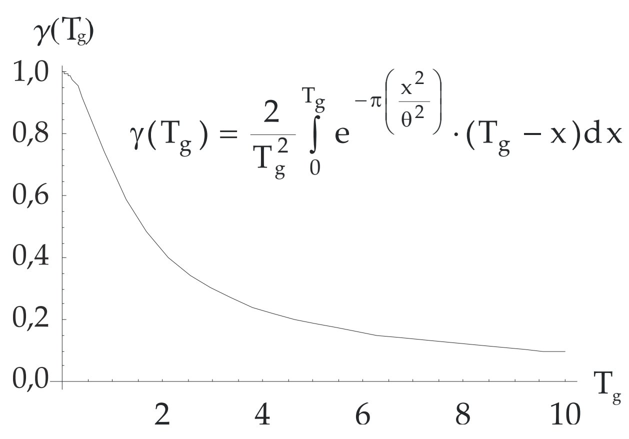


Abbildung 2.15: Beispiel einer Varianzreduktionsfunktion $\gamma(T_g)$ bei angenommener Gauss-Korrelation

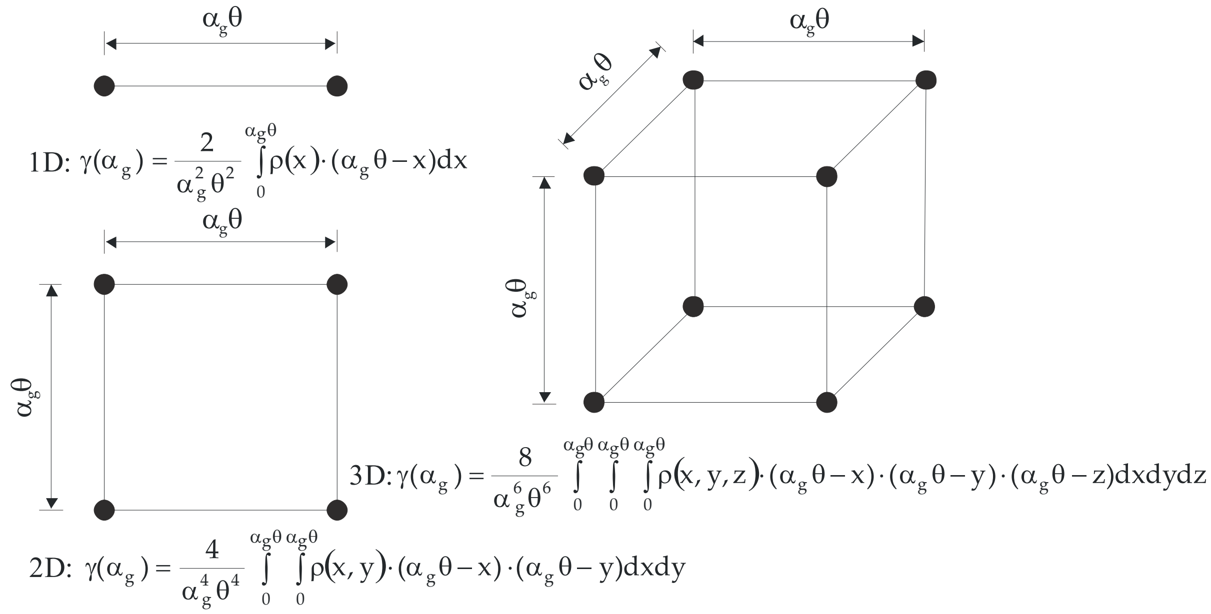


Abbildung 2.16: Varianzreduktionsfunktion $\gamma(\alpha_g)$ bei Linien- (links oben), Flächen- (links unten) und Volumenelementen (rechts) (Griffiths, 2006)

Bei bekannter Korrelationslänge θ lässt sich die Varianzreduktion auch durch das Verhältnis α_g von Streckenlänge T_g zu Korrelationslänge θ berechnen:

$$\alpha_g = \frac{T_g}{\theta} \qquad \gamma(\alpha_g) = \frac{2}{\alpha_g^2\theta^2}\int_0^{\alpha_g\theta}\rho(x)\cdot(\alpha_g\theta - x)dx \tag{2.28}$$

Die Varianzreduktionsfunktion lässt sich auch über eine Fläche oder über ein Volumen, jeweils mit der Abmessung $\alpha_g\theta$ in jeder Richtung angeben:

$$\gamma(\alpha_g) = \frac{4}{\alpha_g^4\theta^4}\int_0^{\alpha_g\theta}\int_0^{\alpha_g\theta}\rho(x,y)\cdot(\alpha_g\theta - x)\cdot(\alpha_g\theta - y)dxdy \tag{2.29}$$

$$\gamma(\alpha_g) = \frac{8}{\alpha_g^6\theta^6}\int_0^{\alpha_g\theta}\int_0^{\alpha_g\theta}\int_0^{\alpha_g\theta}\rho(x,y,z)\cdot(\alpha_g\theta - x)\cdot(\alpha_g\theta - y)\cdot(\alpha_g\theta - z)dxdydz \tag{2.30}$$

Werden in der Literatur Werte der Varianz aufgrund einer durchgeführten Baugrunderkundung für Bauvorhaben gegeben, ist generell Vorsicht geboten. Diese Werte werden häufig ohne Berücksichtigung einer räumlichen Variabilität ermittelt und sind meist auf die erkundete Fläche auf der Baustelle bezogen. Da die Varianz eine gebietsabhängige Größe ist, kann die Übernahme von Varianzen anderer Bauvorhaben zu unkonservativen Annahmen für andere Projekte führen, die die Sicherheit überschätzen.

Bei einer probabilistischen Bemessung ist eine räumliche Mittelwertbildung immer dann zu berücksichtigen, wenn ein flächenhaftes Baugrundversagen auftritt, wie z.B. bei einer Böschungsinstabilität, egal ob diese durch ein Gleitkreisverfahren oder durch eine Finite-Elemente-Analyse untersucht wird. Die Streubreite der Scherparameter sollte auf die Abmessungen einer Bruchfläche abgestimmt sein. Dies wird in Kapitel 5 im Rahmen der probabilistischen Finite-Elemente-Analyse der Deichstabilität berücksichtigt.

Kapitel 3

Probabilistische Untersuchung von Hochwasserschutzdeichen

Bei der Bemessung von Hochwasserschutzdeichen spielt der Wasserstand im Fluss eine entscheidende Rolle. Dieser Belastungsparameter bringt eine Zeitreferenz mit sich: Ein höherer Wasserspiegel wird statistisch seltener auftreten. Die Verwendung eines Belastungsparameters mit der Einheit 1/Jahr führt dazu, dass auch eine jährliche Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt wird. Diese kann mit einer akzeptablen jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit verglichen werden, welche gemäß Abbildung 3.1 (Baecher und Christian, 2003; Merz, 2006) abhängig von den Konsequenzen bei einem Bauwerksversagen ist.

So aussagekräftig eine zeitreferenzierte Versagenswahrscheinlichkeit ist, so komplex gestaltet sich deren Ermittlung. Eine einfache Anwendung der probabilistischen Rechenverfahren mit dimensionslosen Verteilungsfunktionen ist nicht möglich. Dieses

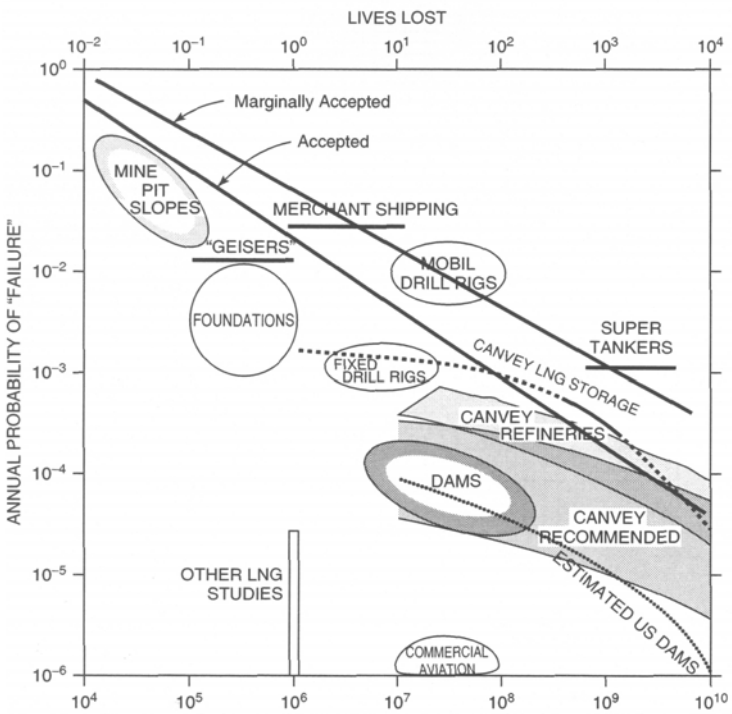


Abbildung 3.1: Akzeptable Versagenswahrscheinlichkeit und Konsequenzen bei unterschiedlichen Ingenieuranwendungen (Baecher und Christian, 2003)

Kapitel 3 widmet sich den Aspekten zur Bestimmung einer jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit von Hochwasserschutzdeichen unter Berücksichtigung der zeitlich veränderlichen Eingangsparameter Abfluss und Windgeschwindigkeit.

Der Wasserstand für die Bemessung des Deiches ohne Berücksichtigung von winderzeugten Wellen setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. In erster Linie wird der Wasserstand vor dem Deich durch den Abfluss bestimmt, die durch die hydrodynamisch-numerische Modellierung gemäß Abschnitt 3.3 bestimmt wird. Die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines bestimmten Abflussniveaus kann durch Extremwertverteilungen des Abflusses beschrieben werden. Diese Unsicherheit der Aussage, welcher Abfluss mit welcher Wiederkehrperiode auftreten wird, wird hier als hydrologische Unsicherheit charakterisiert.

Weiterhin kann aber auch eine Unsicherheit des Wasserstands bei bekannter probabilistischer Verteilung des Abflusses alleine aufgrund der Unsicherheiten der Abflussbestimmung, der Topografie des Vorlands, der Oberflächenrauhigkeit und weiterer Einflussgrößen, die von Merkel (2009) diskutiert werden, identifiziert werden. Im Gegensatz zu der hydrologischen Unsicherheit wird diese Unsicherheit der Wasserspiegellage als hydraulische Unsicherheit definiert.

Für die probabilistische Analyse lassen sich diese beiden Unsicherheiten trennen. In Abschnitt 3.7.3 wird daher zwischen einem Wasserstand h_q im Fluss aufgrund der hydrologischen Unsicherheit und einem Wasserstand Δh aufgrund der hydraulischen Unsicherheit unterschieden. Ebenso kann im weiteren nach den Sensitivitätsfaktoren α_q im Fluss unter Berücksichtigung des Abflusses Q und den Sensitivitätsfaktoren $\alpha_{\Delta h}$ aufgrund der Wasserspiegellagenunsicherheit getrennt werden.

3.1 Verknüpfung von Abfluss und Wiederkehrperiode

Die Bestimmung einer jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit eines Hochwasserschutzdeiches hat als Grundlage, dass der Wasserstand im Fluss im Bezug auf eine Eintrittswahrscheinlichkeit zu sehen ist. Über ein hydrodynamisch-numerisches Modell lässt sich der Wasserstand an einer bestimmten Deichkilometrierung aufgrund des Abflusses ermitteln. Ein statistisch in einem Jahr auftretender, maximaler Abfluss kann einer bestimmten Wiederkehrperiode zugeordnet werden.

Hierfür werden verschiedene Darstellungsweisen verwendet. Die Beziehung zwischen Abfluss und Wiederkehrperiode wird nach Bachmann (2007) als „Hazard curve" bezeichnet. Hier wird die jährliche Auftretenswahrscheinlichkeit über dem Abfluss aufgetragen. Eine andere Art der Darstellung ist die Verwendung einer Extremwertverteilung als Summenverteilung (vgl. DVWK-Merkblatt 251, 1999). Das Sächsische Landesamt für Umwelt und Geologie (LfUG) hat für die Abflüsse am Pegel Dresden hierfür dreiparametrische Log-Normalverteilungen herausgegeben. Die aus der Extremwertverteilung resultierende Überschreitungswahrscheinlichkeit pro Jahr besitzt nur für extreme jährliche Abflüsse Gültigkeit.

In den Niederlanden beruht die Ermittlung von jährlichen Versagenswahrscheinlichkeiten bei Flussdeichbetrachtungen auf der Verwendung der sogenannten Workline (WL/HKV, Fase 1, 2003a). In dem dem Programm PC-Ring zugrundeliegenden Modell, welches die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Seedeichen und Deichen in den Deltabereichen von Flüssen erlaubt, wird die Beziehung zwischen jährlichem Maximalabfluss Q in m^3/s und statistischer Wiederkehrperiode in Jahren als Logarithmusfunktion gemäß Gleichung (3.1) fest vorgegeben. Die so definierte Funktion entspricht einer Gumbel-Verteilung. Die Koeffizienten a_Q und b_Q sind in Abhängigkeit von der historischen Abflussstatistik für den jeweiligen Pegel zu bestimmen.

$$Q(T) = a_Q \cdot \ln T + b_Q \qquad \text{Wiederkehrperiode T in Jahren} \tag{3.1}$$

3.2 Verknüpfung von Abfluss und Überschreitungsdauer

Da der Wasserstand im Fluss eine zeitlich veränderliche Größe ist, ist eine Versagenswahrscheinlichkeit nicht auf ein Jahr, sondern zunächst auf die Dauer eines Hochwasserereignisses zu beziehen. In den Niederlanden wird die Beziehung zwischen Abfluss Q und dessen Überschreitungsdauer durch die Überschreitungsdauerlinie (Exceedance Duration Line) beschrieben. Die Überschreitungsdauerlinie erlaubt für einen bestimmten Abfluss in m^3/s mit bestimmter Wiederkehrperiode die Ermittlung der Dauer, während der dieser Abfluss überschritten wird.

Für die Bestimmung der Überschreitungsdauerlinie aus einer historischen Abflussstatistik wird die Überschreitungsdauer N(Q) in Tagen gemäß Gleichung (3.2) aus einer Tageslinie D(Q) und einer Frequenzlinie F(Q) bestimmt:

$$N(Q) = \frac{D(Q)}{F(Q)} \tag{3.2}$$

Dabei entspricht:

- D(Q) der mittleren Anzahl an Tagen pro Bezugszeitraum, z.B. in einem Jahr, in der ein bestimmter Abfluss Q überschritten wird,
- F(Q) der mittleren Anzahl an Ereignissen pro Bezugszeitraum, in der ein bestimmter Abfluss Q überschritten wird.
- N(Q) der mittleren Überschreitungsdauer in Tagen eines bestimmten Abflussniveaus Q.

Zur Bestimmung der Überschreitungsdauerlinie ist die Auswertung einer Abflussstatistik mit tagesbezogenen Extremwerten erforderlich. Für konstante Schrittweiten des Abflusses lässt sich die mittlere Anzahl an Tagen D(Q) als auch die mittlere Anzahl an Ereignissen F(Q) innerhalb des Beobachtungszeitraum bestimmen, bei dem der Abfluss überschritten wird. Die Frequenzlinie F(Q) lässt sich aus der Funktion T(Q) bestimmen, die Umkehrfunktion der Workline Q(T) gemäß Gleichung (3.1) ist:

$$F(Q) = \frac{1}{T(Q)} \tag{3.3}$$

Die Überschreitungsdauerlinie wird in PC-Ring durch ein Polynom 3. Grades gemäß Gleichung (3.4) angenähert, wobei die Koeffizienten a_N, b_N, c_N und d_N in Abhängigkeit von der historischen Abflussstatistik für den jeweiligen Pegel zu bestimmen sind:

$$N(Q) = a_N Q^3 + b_N Q^2 + c_N Q + d_N \tag{3.4}$$

Die Verwendung der Überschreitungsdauerlinie eröffnet die Möglichkeit, die Dauer einer Hochwasserwelle und deren Jährlichkeit im Rahmen einer probabilistischen Finite-Elemente-Analyse der Deichstandsicherheit mit zeitlich veränderlicher Sickerlinie einzugehen, der Kapitel 5 gewidmet ist.

3.3 Ermittlung der Wasserspiegellagen

Die Bestimmung der Wasserspiegellagen als Funktion des Abflusses ist Aufgabe einer hydrodynamisch-numerischen (HN) Abflussmodellierung. Der Wasserstand im Fluss bestimmt sich entsprechend der Topografie des Geländes und vorhandener Oberflächenrauhigkeiten k_{St}, die gemäß den Grundgleichungen für Gerinneströmungen nach Gauckler-Manning-Strickler (Kobus, 1997) als Stricklerbeiwert bezeichnet werden.

Man unterscheidet eindimensionale (1D) und zweidimensionale (2D) sowie stationäre und instationäre hydrodynamisch-numerische Modellierungen. Die Vor- und Nachteile der jeweiligen Modellierungen bezüglich Rechengenauigkeit und Rechenzeit sind in der Dissertation von Merkel (2009) beschrieben, die zeitgleich zu dieser Arbeit am Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart im Rahmen des gemeinsam bearbeiteten Projekts PC-River erstellt wird.

Die Bestimmung der Wasserspiegellagen stellt einen wesentlichen Teil einer probabilistischen Analyse im Hochwasserschutz dar, da sich die Unsicherheiten bei der Ermittlung des Wasserspiegels sehr ausgeprägt auf die Versagenswahrscheinlichkeit des Hochwasserschutzbauwerks auswirken.

3.4 Verknüpfung von Wind und Überschreitungswahrscheinlichkeit

Neben dem Abfluss als zeitabhängige Größe bei einem Hochwasser tritt der für die Ermittlung von Wellenhöhen verantwortliche Wind als weitere zeitabhängige Größe bei der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit auf. Je kürzer die betrachtete Überschreitungsdauer eines Hochwasserabflusses, desto größer ist der Abfluss und desto größer ist die auftretende Windgeschwindigkeit. Für die gemäß Abschnitt 3.2

bestimmte Überschreitungsdauer des Abflusses lässt sich eine zugehörige Windgeschwindigkeit bestimmen, die mit derselben Dauer überschritten wird.

Der Wellenauflauf auf den Deich kann mit Hilfe des Modells nach Bretschneider (TAW, 1989) berechnet werden. Die Windstatistik ist entsprechend der Wahrscheinlichkeit der auftretenden Windrichtung und der Überschreitungswahrscheinlichkeit der Windgeschwindigkeit u_w für jede Windrichtung aufzubereiten (vgl. WL/HKV, Fase 1, 2003a, Vermeer et al., 2009).

3.5 Ermittlung der Wellenhöhen

Mit der Windgeschwindigkeit im Bemessungspunkt lässt sich die resultierende Wellenhöhe und zugehörige Wellenperiode nach Bretschneider bestimmen. Das Modell nach Bretschneider (TAW, 1989) eignet sich gemäß der Bundesanstalt für Wasserbau (2004) im Bereich von Binnengewässern und Windgeschwindigkeiten im Bereich von 8-14 m/s. In PC-Ring wird dieses Wellenmodell aber auch für kleinere Windgeschwindigkeiten verwendet. Wellenhöhe H_S und Wellenperiode T_S bestimmen sich gemäß Gleichung (3.5) und (3.6).

$$H_S = m_{gH} \cdot K_s K_r \cdot \frac{u_w^2}{g} \cdot 0{,}283 \cdot \tanh\left[0{,}530\left(\frac{gd_w}{u_w^2}\right)^{0{,}75}\right] \cdot \tanh\left[\frac{0{,}0125\left(\frac{gF}{u_w^2}\right)^{0{,}42}}{\tanh\left[0{,}530\left(\frac{gd_w}{u_w^2}\right)^{0{,}75}\right]}\right] \tag{3.5}$$

$$T_S = m_{gT} \cdot 2\pi \cdot \frac{u_w}{g} \cdot 1{,}2 \cdot \tanh\left[0{,}833\left(\frac{gd_w}{u_w^2}\right)^{0{,}375}\right] \cdot \tanh\left[\frac{0{,}077\left(\frac{gF}{u_w^2}\right)^{0{,}25}}{\tanh\left[0{,}833\left(\frac{gd_w}{u_w^2}\right)^{0{,}375}\right]}\right] \tag{3.6}$$

Hierin beschreiben m_{gH} und m_{gT} die Modellunsicherheit der Bestimmung von Wellenhöhe und –periode, K_sK_r ein Kalibrierungsfaktor, der üblicherweise zu 1 gewählt wird, u die Windgeschwindigkeit, g die Erdbeschleunigung (g = 9,81 m/s²), d_w die Wassertiefe, die sich aus der Differenz zwischen Wasserspiegel und mittlerer Vorlandhöhe ergibt. F charakterisiert die vorhandene Streichlänge, also die in Abhängigkeit von der Windrichtung zu bestimmende Distanz zum gegenüberliegenden Deich, auf welcher sich die Wellen entwickeln.

Der Parameter, der den maßgebendsten Einfluss auf die Wellenhöhe hat, ist die Windgeschwindigkeit u_w. Eine vergrößerte Streichlänge liefert ebenfalls noch eine merkbare Erhöhung der Wellenhöhe. Eher gering ist der Einfluss der Wassertiefe, zumindest wenn diese 2 Meter übersteigt.

3.6 Kombination von Versagenswahrscheinlichkeiten mit korrelierten Eingangsparametern

Die Bestimmung der Gesamtversagenswahrscheinlichkeit von Hochwasserschutzdeichen, die die maßgebenden Versagensmechanismen berücksichtigt, erfordert die Kombination von einzelnen Versagenswahrscheinlichkeiten, die aus miteinander korrelierten Versagensmechanismen stammen. Die maßgebenden Versagensmechanismen für Hochwasserschutzdeiche werden in Abschnitt 4.1 erläutert. Allen Versagensmechanismen ist gemeinsam, dass der Wasserstand im Fluss von Bedeutung ist. Daher sind alle Versagensmechanismen über den Wasserstand miteinander korreliert. Für die Versagensmechanismen Wellenüberschlag und Versagen der wasserseitigen Deckschicht ist darüber hinaus die Windgeschwindigkeit als weiterer korrelierter Eingangsparameter auf der Einwirkungsseite zu berücksichtigen.

Bei der Kombination von Versagenswahrscheinlichkeiten unterscheidet man zwischen Parallelsystemen und Reihensystemen. Bei einem Parallelsystem müssen beide Mechanismen auftreten, damit ein Versagen des Systems auftritt. Ein Beispiel für das Versagen eines Parallelsystems ist der Versagensmechanismus Auftrieb und Erosionsgrundbruch, der in Abschnitt 4.1.2 genauer erläutert wird. Damit ein Versagen auftritt, muss sowohl ein Auftriebsversagen einer geringdurchlässigen Deckschicht auf der Luftseite des Deiches als auch ein progressiver Erosionsgrundbruch des darunterliegenden Grundwasserleiters vorliegen. Ein Parallelsystem wird durch eine logische UND-Beziehung beschrieben. Ein Reihensystem liegt vor, wenn nur einer der beiden Versagensmechanismen vorliegen muss, damit ein Versagen des Systems auftritt. Beispiel für ein Versagen eines Reihensystems ist die Kombination der Mechanismen Überströmen und Auftrieb und Erosionsgrundbruch. Ein Deich versagt sowohl, wenn ein Überströmen stattfindet, als auch, wenn durch eine Unterströmung ein progressiver Erosionsgrundbruch stattfindet.

Bei einer Kombination von Versagenswahrscheinlichkeiten mit korrelierten Eingangsparametern werden immer nur zwei Mechanismen miteinander kombiniert. Eine Kombination von mehr als zwei Mechanismen erfolgt, indem ein weiterer Mechanismus mit der Kombination der vorangegangenen Mechanismen kombiniert wird. Die Kombination von Versagenswahrscheinlichkeiten mit korrelierten Eingangsparametern wird nach als Hohenbichler-Rackwitz-Algorithmus (Hohenbichler und Rackwitz, 1983) bezeichnet und im Anhang B erläutert.

3.6.1 Versagenswahrscheinlichkeit bei räumlich korrelierten Eingangsparametern / Längeneffekt

Eine Berücksichtigung des Längeneffekts eines Deichabschnitts auf dessen Versagenswahrscheinlichkeit lässt sich aus den Betrachtungen bei der Kombination von Versagenswahrscheinlichkeiten weiterentwickeln (Vrouwenvelder, 2006). Es wird dabei angenommen, dass innerhalb einer Länge ΔL, Teilabschnitte vollständig miteinander korrelieren. Dann lässt sich die Versagenswahrscheinlichkeit aus der Verknüpfung der n unabhängigen Teilabschnitte mit dem auf den transformierten standard-normalverteilten Parameter u′ (vgl. Anhang B) bezogenen Zuverlässigkeitsindex β′ bestimmen (Vrouwenvelder und Steenbergen, 2007):

$$p(F) = p(Z_1 < 0 \text{ ODER } Z_2 < 0 \text{ ODER} \ldots Z_n < 0) = 1 - \left(1 - \Phi\left(-\beta_i'\right)\right)^n \tag{3.7}$$

Die Anzahl der erforderlichen unabhängigen Deichabschnitte n lässt sich aus der Länge L des Deichabschnitts L und der Länge ΔL bestimmen:

$$n = \frac{L}{\Delta L} \tag{3.8}$$

wobei ΔL sich aus einer Korrelationslänge θ, einem gemittelten Zuverlässigkeitsindex β und dem verbleibenden Korrelationskoeffizienten ρ für sehr große Abstände ergibt, welcher jedoch meist zu Null gesetzt wird:

$$\Delta L = \frac{\theta\sqrt{\pi}}{\beta\sqrt{1-\rho}} \tag{3.9}$$

Die Korrelationslänge θ ergibt sich aus den Korrelationslängen der Eingangsparameter θ_i, deren verbleibenden Korrelationskoeffizienten ρ_i für sehr große Abstände sowie den zugehörigen Sensitivitätsfaktoren α_i:

$$\frac{1}{\theta^2} = \sum_{i=1}^{n} \alpha_i^2 \cdot (1-\rho_i) \cdot \frac{1}{\theta_i^2} \tag{3.10}$$

Gleichung (3.10) beschreibt, dass je größer die Sensitivität α_i eines Eingangsparameters i ist, desto größer dessen Einfluss auf den Längeneffekt, wenn die zugehörige Korrelationslänge θ_i klein ist. Der Längeneffekt wird dann immer stärker wirksam, je kleiner die Korrelationslängen der bestimmenden Eingangsparameter gegenüber der Länge des betrachteten Deichabschnitts sind.

In den Ergebnissen der in Kapitel 4 beschriebenen Fallstudien an Elbe und Iller wurde der Einfluss des Längeneffekts berücksichtigt. Zunächst wird dabei eine auf den Deichquerschnitt bezogene Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt und diese aufgrund der berechneten Sensitivitätsfaktoren α_i und der gegebenen Korrelationslänge θ_i gemäß den Gleichungen (3.7) bis (3.10) auf eine Versagenswahrscheinlichkeit pro Deichabschnitt umgerechnet. In gleicher Weise wird die Versagenswahrscheinlichkeit für eine Deichstrecke bei einer Kombination von Deichabschnitten ermittelt. Zusätzlich werden die Mittelwerte und Standardabweichungen der Eingangsparameter i für den Mittelpunkt des Deichabschnitts aus den vorhandenen Datenpunkten der Deichgeometrie und der Untergrunderkundung mit dem in Abschnitt 2.4 und Anhang A beschriebenen Point Kriging Verfahren bestimmt.

3.7 Zeitreferenzierte Versagenswahrscheinlichkeit bei zeitlich korrelierten Eingangsparametern

3.7.1 Ermittlung eines elementaren Zeitintervalls

Die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit unter zeitlich veränderlicher Einwirkungsgrößen erfolgt mit dem Modell nach Ferry-Borges und Castanheta (1971). Für die Kopplung zeitlich veränderlicher Eingangsparameter ist es wichtig, ein elementares Zeitintervall zugrunde zu legen, ab welchem Ereignisse der Einwirkungen als unabhängig voneinander angesehen werden können.

Für die probabilistische Deichbemessung sind Abfluss und Wind die zeitlich veränderlichen Einwirkungsgrößen. Dabei ergibt sich das elementare Zeitintervall für den Abfluss, ab welchem Abflussereignisse als unabhängig angesehen werden können, entsprechend einer bestimmten Jährlichkeit gemäß der Überschreitungsdauerlinie.

Um eine aus dem Wind resultierende Wellenhöhe mit dem aus dem hydrodynamisch-numerischen Modell herrührenden Wasserspiegel im Fluss zu verknüpfen, muss sichergestellt sein, dass Windereignisse voneinander unabhängig betrachtet werden und nicht mit sich selbst korrelieren. Gemäß Lungu und Rackwitz (2001) liegt die Korrelationszeit der Windgeschwindigkeit zwischen 4 und 12 Stunden, im Mittel bei 8 Stunden. Gemäß der im Abschnitt 2.5 für eine Korrelationslänge beschriebenen Semivariogrammtechnik konnte für die vorhandene stündliche Statistik der Windstation Oschatz eine Korrelationszeit von 8 Stunden bestätigt werden (vgl. Abbildung 3.2).

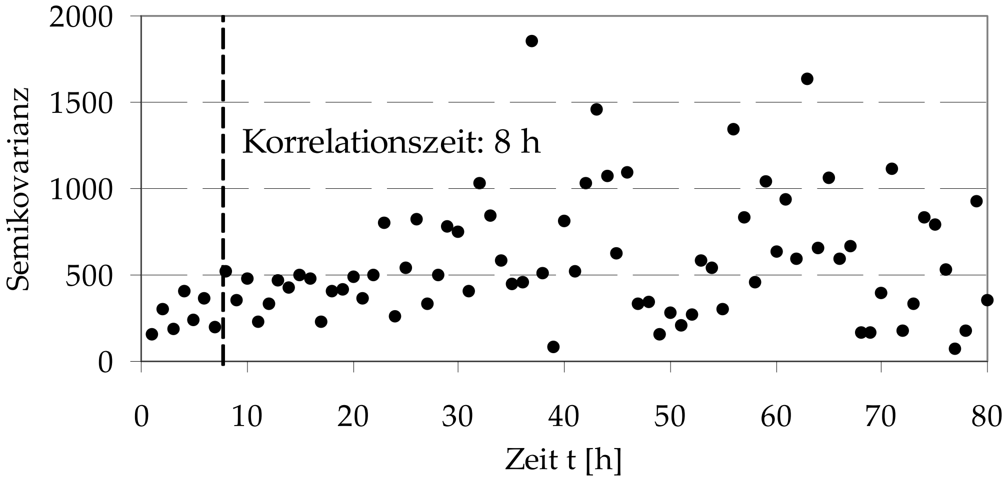


Abbildung 3.2: Semivariogramm der Windgeschwindigkeit unabhängig von der Windrichtung für stündliche Winddaten vom 13.1. – 19.1.1983 der Windstation Oschatz

3.7.2 Versagenswahrscheinlichkeit bei zeitlich korrelierten Eingangsparametern

Die Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten mit zeitabhängigen Parametern in Abhängigkeit vom gewählten Bezugszeitraum erfolgt prinzipiell wie die Kombination von räumlich korrelierten Deichabschnitten. Während bei räumlich korrelierten Eingangsparametern die gesamte Deichstrecke in n Deichabschnitte aufgeteilt wird, wird bei zeitlich korrelierten Eingangsparametern der übergeordnete Bezugszeitraum, meist ein Jahr, in gleich große, unabhängige Blöcke unterteilt (vgl. Abbildung 3.3). Gemäß Ferry-Borges und Castanheta (1971) wird innerhalb eines Blocks von konstanten Einwirkungen und Widerständen ausgegangen.

Die kombinierte Versagenswahrscheinlichkeit ist abhängig von der Korrelation der zeitabhängigen Eingangsparameter. Für die Zuverlässigkeitsanalyse von Flussdeichen wird dabei angenommen, dass die geotechnischen Eingangsparameter zeitlich konstant sind. Die zeitabhängigen Eingangsparameter sind die Windgeschwindigkeit und der Abfluss auf der Einwirkungsseite. Die Windgeschwindigkeit ist der Eingangsparameter mit der größten zeitlichen Variabilität, für die ein elementares Zeitintervall zu acht Stunden bestimmt werden kann. Für den Abfluss kann gemäß Abschnitt 3.2 eine Überschreitungsdauer als Blockgröße bestimmt werden, die das elementare Zeitintervall in der Regel deutlich übersteigt. Innerhalb der Blockgröße werden die unabhängigen Windgeschwindigkeiten miteinander kombiniert und auf die Blockgröße bezogen. Innerhalb eines maßgebenden Blocks wird die Versagenszustandsgleichung Z_i als Differenz aus Widerstand R_i und Einwirkung S_i ausgewer-

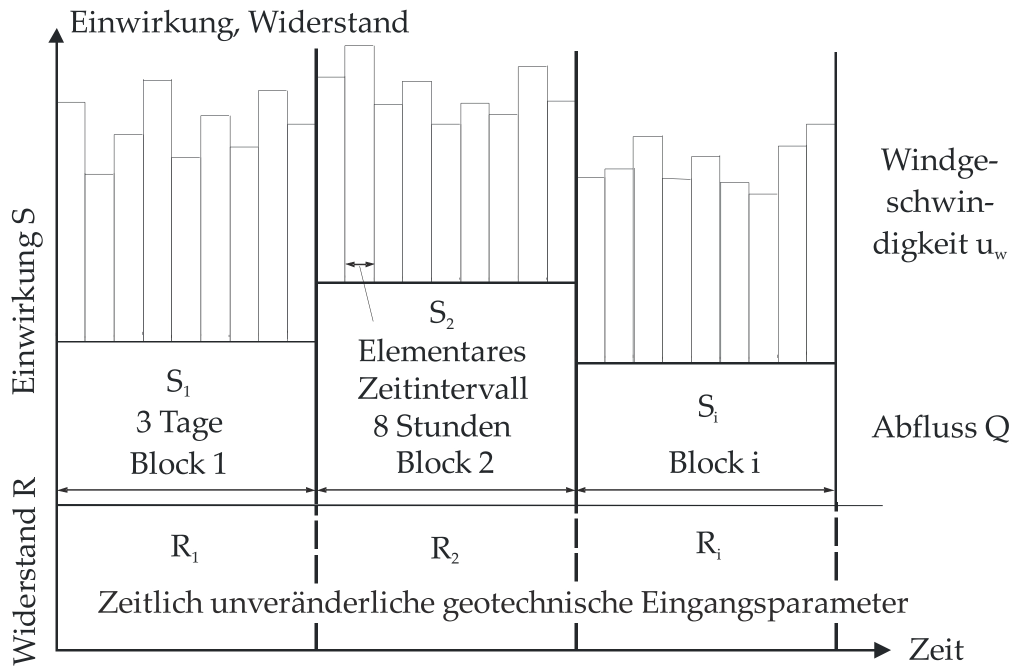


Abbildung 3.3: Unterteilung eines übergeordneten Bezugszeitraums in gleich große, unabhängige Blöcke mit konstanten Einwirkungen und Widerständen

tet. Für die Umrechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von der Blockgröße auf ein Jahr werden die Versagenszustandsgleichungen Z_i miteinander unter Berücksichtigung der Korrelation der Widerstände R_i und Einwirkungen S_i miteinander kombiniert.

Für die Kombination von zwei Versagenszustandsgleichungen ergibt sich die Kovarianz COV aus:

$$\mathrm{COV}(Z_1, Z_2) = \mathrm{COV}(R_1, R_2) + \mathrm{COV}(S_1, S_2) \tag{3.11}$$

Für zeitinvariante Widerstände R_i verschwindet deren Kovarianz und der Korrelationskoeffizient ϱ der Versagenszustandsgleichungen ergibt sich unter der Annahme, dass alle Einwirkungen und Widerstände der gleichen Streubreite σ unterworfen sind:

$$\rho = \frac{\mathrm{COV}(S_1, S_2)}{\sigma_{Z1} \cdot \sigma_{Z2}} = \frac{\sigma^2(S_i)}{\sigma^2(Z_i)} = \frac{\sigma^2(S_i)}{\sigma^2(R_i) + \sigma^2(S_i)} = \alpha_S^2 \tag{3.12}$$

Letztere Vereinfachung ergibt sich aus der Definition der Sensitivitätsfaktoren α_i, der allgemein in Gleichung (2.17) definiert wurde. Der Korrelationskoeffizient ϱ ist damit abhängig von der Größe des Sensitivitätsfaktors α_S der Einwirkungen. Für die Abhängigkeit der kombinierten Versagenswahrscheinlichkeit wurden verschiedene Lösungen entwickelt, die in Steenbergen und Vrouwenvelder (2003) zusammengestellt sind und in Abbildung 3.4 in abgewandelter Form wiedergegeben werden. Dominieren die zeitabhängigen Eingangsparameter gegenüber den zeitinvarianten Parametern, äußert sich dies in einem großen Sensitivitätsfaktor α_S nahe 1. Die kombinierte auf ein Jahr (a) bezogene Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich dann aus der Extrapolation der auf die Blockgröße N(Q) bezogenen Wahrscheinlichkeit gemäß Gleichung (3.13):

$$p(F)_a = p(F)_{N(Q)} \cdot \frac{365\ \mathrm{d/a}}{N(Q)} \tag{3.13}$$

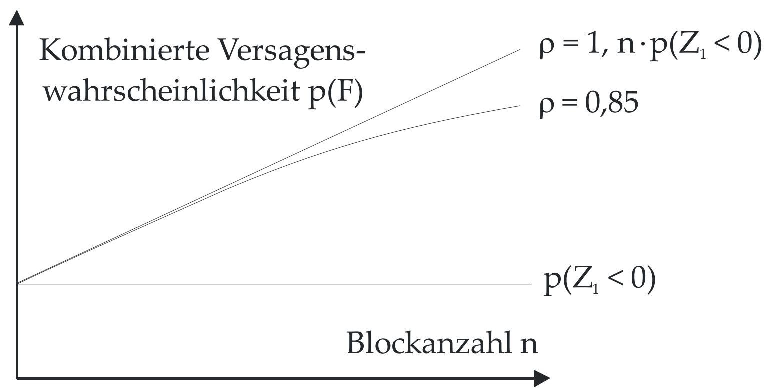


Abbildung 3.4: Kombinierte Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit von der Korrelation der zeitabhängigen Eingangsparameter

Häufig ist der zeitabhängige Abfluss dominant, sodass für die Umrechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von einer Blockgröße auf ein Jahr gemäß Schritt 2 des Iterationsschemas in Abbildung 3.5 Gleichung (3.13) angewendet werden kann. Ab einem Korrelationskoeffizienten $\varrho < 0{,}85$ nimmt die kombinierte Versagenswahrscheinlichkeit gegenüber der Extrapolation gemäß Gleichung (3.13) jedoch ab.

Die Umrechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von der Blockgröße auf ein Jahr entspricht der Kombination der Versagenswahrscheinlichkeit von Deichabschnitten zu einer übergeordneten Deichstrecke. Bei der Berücksichtigung der zeitlichen Korrelation bleiben die geotechnischen Widerstandsparameter konstant, während die Einwirkungsparameter Abfluss und Windgeschwindigkeit variieren. Im Gegensatz dazu ist bei der Berücksichtigung der räumlichen Korrelation der Abfluss näherungsweise konstant und die geotechnischen Widerstandsparameter sind von Deichabschnitt zu Deichabschnitt veränderlich.

3.7.3 Iterationsalgorithmus zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit bei zeitlich korrelierten Eingangsparametern

Die Bestimmung einer zeitreferenzierten Versagenswahrscheinlichkeit kann erfolgen, indem mit auf die Blockgröße bezogenen Einwirkungsparametern Abfluss und Windgeschwindigkeit aus einer Versagenszustandsgleichung eine auf eine Blockgröße bezogene Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt wird Die Blockgröße entspricht der Überschreitungsdauer gemäß Abschnitt 3.2. In Abhängigkeit von der Korrelation der zeitabhängigen Eingangsparameter kann dann zu einer Versagenswahrscheinlichkeit mit beliebigem Bezugszeitraum, z.B. ein Jahr, umgerechnet werden. Es muss dann jedoch überprüft werden, dass Versagenswahrscheinlichkeit, Abfluss und Windgeschwindigkeit im Bemessungspunkt und zugehörige Überschreitungsdauer zueinander passen. Um dies zu gewährleisten, werden in dem Programm PC-Ring zugrundeliegenden Berechnungsmodell Blockgröße und zugehörige Werte der zeitlich veränderlichen Eingangsparameter Abfluss und Wind durch einen Iterationsalgorithmus bestimmt, dessen Ablaufschema in Abbildung 3.5 dargestellt ist:

- Schritt 1: Die Iteration startet mit der Wahl einer Blockgröße N(Q), z.B. 6 Tage, mit dem mittels Überschreitungsdauerlinie ein zugehöriger Abfluss bestimmt wird. Die Beziehung zwischen jährlichem Maximalabfluss und Wiederkehrperiode kann auf diese Blockgröße bezogen werden, wie im Anhang C erläutert wird. Eine hydrodynamisch-numerische Abflussmodellierung liefert dann zugehörige Wasserstände. Für eine auf die Blockgröße bezogene Verteilung des Wasserstands und dessen Streubreite kann nun die Versagenszustandsgleichung für den jeweiligen Versagensmechanismus mit Hilfe probabilistischer Rechentechniken gelöst und die Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt werden. Diese Versagenswahrscheinlichkeit bezieht sich auf die angenommene Blockgröße.

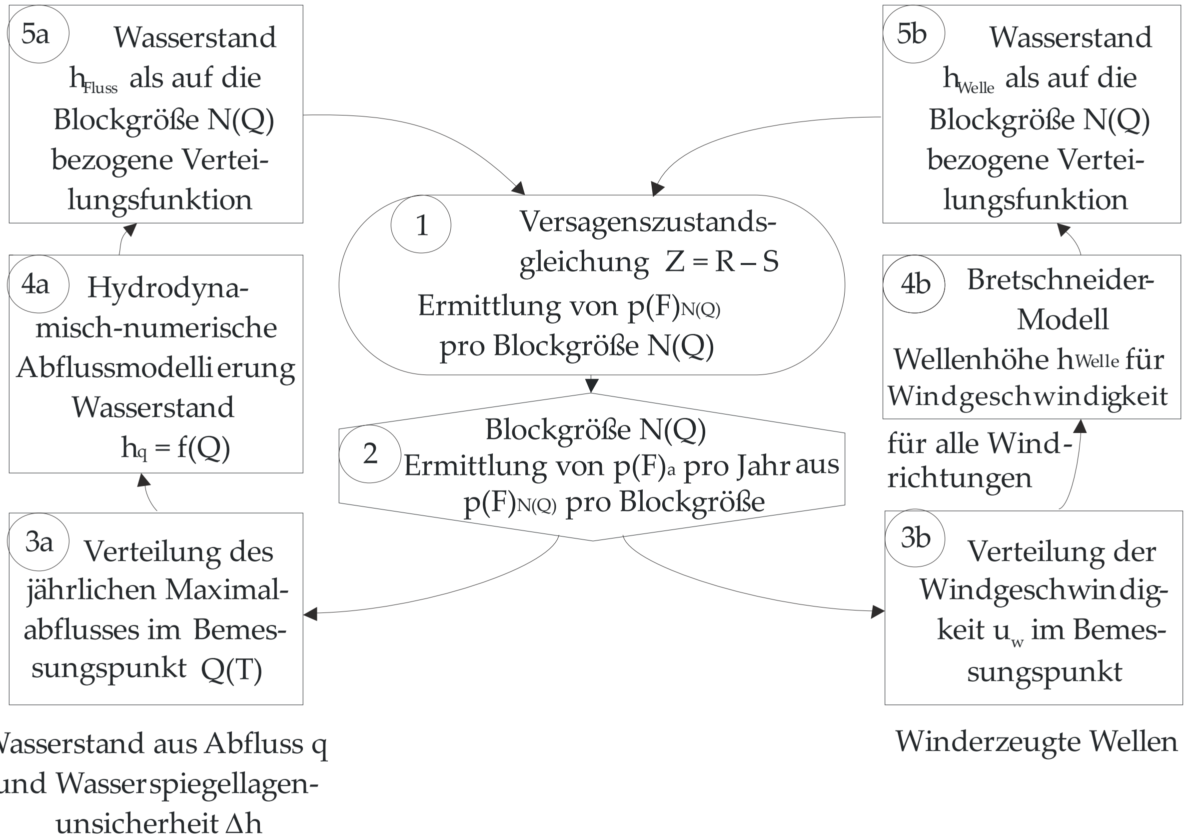


Abbildung 3.5: Ablaufschema zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit mit den zeitlich veränderlichen Größen Abfluss Q und Windgeschwindigkeit u_w

- Schritt 2: Um eine jährliche Versagenswahrscheinlichkeit zu bestimmen, ist die Versagenswahrscheinlichkeit je Blockgröße unter Berücksichtigung der zeitlich korrelierten Eingangsparameter Abfluss und Windgeschwindigkeit und deren Sensitivitätsfaktoren α_Q bzw. α_{Wind} gemäß Abschnitt 3.7.2 auf ein Jahr zu beziehen. Die Anwendung des Blockmodells auf den Wasserstand h_{Fluss} aus Abfluss und den Wasserstand h_{Welle} aus winderzeugten Wellen wird durch Abbildung C.7 erläutert.
- Schritt 3a: Neben der auf die Blockgröße bezogenen Versagenswahrscheinlichkeit lassen sich mit Hilfe der Sensitivitätsfaktoren für Abfluss und Windgeschwindigkeit auch die zugehörigen Bemessungspunkte bestimmen. Der Abfluss in normierter Form ergibt sich aus dem Sensitivitätsfaktor α_q und dem Zuverlässigkeitsindex β:

$$u_q = -\alpha_q \cdot \beta \tag{3.14}$$

Diesem u-Wert für den Abfluss lässt sich mittels der Wahrscheinlichkeitsfunktion Φ eine Überschreitungswahrscheinlichkeit p für den Abfluss im Bemessungspunkt Q^* zuordnen:

$$p\left(Q > Q^*\right) = 1 - \Phi\left(u_q\right) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u_q} e^{-\frac{1}{2}x^2} dx \tag{3.15}$$

Gemäß WL/HKV, Fase 2 (2003b) kann die Wiederkehrperiode T in Jahren dann folgendermaßen bestimmt werden:

$$p\left(Q > Q^*\right) = e^{-\left(\frac{1}{T}\right)} \qquad \text{oder} \qquad T = -\frac{1}{\ln\left[1 - p\left(Q > Q^*\right)\right]} \tag{3.16}$$

Mittels der Beziehung zwischen Abfluss und Wiederkehrperiode kann der maximale Abfluss in einem Jahr im Bemessungspunkt Q^* bestimmt werden.

- Schritt 4a und 5a: Die hydrodynamisch-numerische Modellierung liefert dann eine aktualisierte Verteilungsfunktion für den Wasserstand h_{Fluss}. Zusätzlich ist die Unsicherheit des Wasserstands Δh zu berücksichtigen:

$$h_{Fluss} = h_q + \Delta h \tag{3.17}$$

- Schritt 3b: Aus dem Zuverlässigkeitsindex β für den Versagensmechanismus (ohne Berücksichtigung eines Längeneffektes auf die Versagenswahrscheinlichkeit) und dem Sensitivitätsfaktor α_{Wind} für die Windgeschwindigkeit lässt sich die standard-normierte Windgeschwindigkeit im Bemessungspunkt für eine bestimmte Windrichtung bestimmen.

$$u_{Wind} = -\alpha_{Wind} \cdot \beta \tag{3.18}$$

Diesem u-Wert lässt sich mittels der Wahrscheinlichkeitsfunktion Φ eine bestimmte Überschreitungswahrscheinlichkeit zuordnen. Gemäß der im Abschnitt 3.4 beschriebenen Auswertung der Windstatistik lässt sich aus dieser Überschreitungswahrscheinlichkeit eine zugehörige Verteilung der Windgeschwindigkeit für eine bestimmte Windrichtung bestimmen.

Für eine Kombination der Verteilungsfunktionen des Wasserstands aus Abfluss und Wind wird als maßgebende Blockgröße die Überschreitungsdauer gemäß Gleichung (3.4) verwendet. Da die Blockgröße meist größer als das elementare Zeitintervall ist, für das Windereignisse unabhängig betrachtet werden können, ist die Beziehung zwischen Überschreitungswahrscheinlichkeit und Windgeschwindigkeit auf die Blockgröße umzurechnen. Die Beziehung in Abhängigkeit vom Bezugszeitraum ist in Abbildung C.5 dargestellt.

- Schritt 4b und 5b: In Abschnitt 3.5 wurde das Modell nach Bretschneider zur Bestimmung der Wellenhöhen beschrieben, welche die zugehörige Verteilung der Wellenhöhe h_{Welle} liefert.

Mit der Verteilung von h_{Fluss} kann dann die Versagenszustandsgleichung erneut ausgewertet werden. Die ermittelte Versagenswahrscheinlichkeit muss dann auf die aktualisierte Blockgröße bezogen werden, welche sich aus dem aktualisierten jährlichen Maximalabfluss im Bemessungspunkt Q^* ergibt. Die Iteration ist solange durchzuführen, bis sich die bezogene Versagenswahrscheinlichkeit nicht mehr ändert. Erfahrungsgemäß ist dies mit dem dritten Iterationsschritt der Fall. Das Ablaufschema der Iteration wird im Anhang C anhand eines Beispiels erläutert.

3.8 Einfluss einer Klimaveränderung

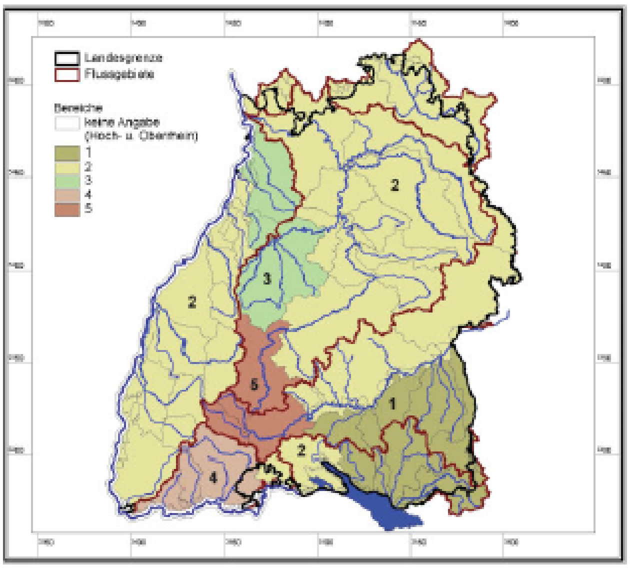
Vorangegangene Abschnitte des Kapitels hatten die Bestimmung einer jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit zum Ziel bzw. deren Kehrwert, der Wiederkehrperiode des Versagens. Der Zeitbezug bei der Angabe einer Versagenswahrscheinlichkeit wirft die Frage auf, ob diese Wiederkehrperiode des Versagens auch die Entwicklung von Extremhochwässern in der Zukunft berücksichtigt. Tatsächlich bleibt die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit eine Momentaufnahme. Für ein betrachtetes Jahr, in dem Daten erhoben werden, wird die Wahrscheinlichkeit eines Deichbruchs bestimmt.

Die Ermittlung des Hochwasserrisikos soll eine Entscheidungsgrundlage dafür sein, ob ein Deichneubau oder eine Deichsanierung wirtschaftlich ist oder nicht. Eine Antwort kann nur gegeben werden, wenn ein Nutzungszeitraum betrachtet wird, in welchem das Hochwasserrisiko durch eine Hochwasserschutzmaßnahme abgemindert wird. Insofern ist bei der Ermittlung der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit eine zukünftige Entwicklung zu berücksichtigen. Neben dem Einfluss von baulichen Änderungen oberstrom einer betrachteten Deichstrecke wird in Projektberichten der Studie KLIWA – Klimaveränderung und Wasserkreislauf (LUBW/LfU, 2006) die Klimaveränderung als wesentlicher Einflussfaktor auf Hochwasserextrema in der Zukunft herausgestellt.

Gerade die Winter waren zunehmend von einer Zunahme der Niederschlagsmengen gekennzeichnet. Prognosen für die nächsten 50 Jahre, die makroskalige Wettermodelle beinhalten, gehen vor allem für die Mittelgebirge von einer erheblichen Zunahme der Niederschlagsmengen im Winterhalbjahr aus. In Kombination mit einer vorhergesagten Temperaturzunahme um weitere 2 °C, die bewirkt, dass weniger Schnee und mehr Regen fällt, wird es vermehrt zu kleinen und mittleren Hochwässern im Winter kommen.

Für die Bemessungspraxis von Ufermauern und Hochwasserschutzdeichen in Baden-Württemberg und Bayern bedeutet dies bereits heute, dass ein Klimaänderungsfaktor $f_{(T,K)}$ für die Ermittlung des zu erwartenden Abflusses zu berücksichtigen ist, sofern das Schutzbauwerk nicht nachgerüstet werden kann. Für Bayern wird dieser Klimaänderungsfaktor für ein HQ100 pauschal zu 1,15 angenommen. Für Baden-Württemberg wurden in Abhängigkeit vom Bereich und von der Wiederkehrperiode des Abflusses die Klimaänderungsfaktoren gemäß Tabelle 3.1 vorgegeben. Daraus

Tabelle 3.1: Klimaänderungsfaktoren für Baden-Württemberg (aus LUBW/LfU, 2006) in Abhängigkeit von der Wiederkehrperiode T des Hochwassers im jeweiligen Bereich



$f_{(T,K)}$	Bereiche				
T [Jahre]	1	2	3	4	5
2	1,25	1,50	1,75	1,50	1,75
5	1,24	1,45	1,65	1,45	1,67
10	1,23	1,40	1,55	1,43	1,60
20	1,21	1,33	1,42	1,40	1,50
50	1,18	1,23	1,25	1,31	1,35
100	1,15	1,15	1,15	1,25	1,25
200	1,12	1,08	1,07	1,18	1,15
500	1,06	1,03	1,00	1,08	1,05
1000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

geht hervor, dass je kleiner die Wiederkehrperiode T für Hochwässer ist, desto größer ist die Zunahme des Abflusses zu erwarten. Für Hochwässer mit einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren und darüber hinaus wird hingegen nicht mehr mit einer Erhöhung der Abflüsse gerechnet.

Klimaänderungsfaktoren für Baden-Württemberg gemäß der KLIWA-Studie können in die Beziehung zwischen Abfluss und Wiederkehrperiode einfließen. Durch Multiplikation mit den Klimaänderungsfaktoren $f_{(T,K)}$ können die vom Klimawandel beeinflussten Abflüsse Q(T) bestimmt werden, die den Klimawandel innerhalb eines Nutzungszeitraums des Hochwasserschutzdeiches von 50 Jahren berücksichtigen. Für die in Abschnitt 4.4 beschriebene Fallstudie an der Iller wird der Einfluss der Klimaänderung auf die Versagenswahrscheinlichkeit untersucht.

Kapitel 4

Probabilistische Analyse mittels analytischer Versagenszustandsgleichungen

Eine probabilistische Untersuchung mittels der First Order Reliability Methode erfordert eine Versagenszustandsgleichung, für die eine Ableitung gebildet werden kann. Der Einfachheit halber werden analytische Versagenszustandsgleichungen für die maßgebenden Versagensmechanismen angestrebt.

Abbildung 4.1 beschreibt den Ablauf der probabilistischen Deichanalyse, die Widerstände und Einwirkungen gegenüberstellt. Auf der Widerstandsseite sind es die Deichgeometrie und die Ergebnisse der Deich- und Untergrunderkundungen, die geostatistisch ausgewertet werden, um die in den analytischen Versagenszustandsgleichungen auftauchenden Eingangsparameter mit Mittelwerten und Standardabweichungen zu belegen. Die Einwirkung auf den Deich wird durch den Wasserstand im Fluss hervorgerufen, der sich aus einem abflussabhängigen Wasserstand und winderzeugten Wellen zusammensetzt. Nach Auswertung historischer Abflussstatistiken und dem Aufstellen eines hydrodynamisch-numerischen Modells kann eine

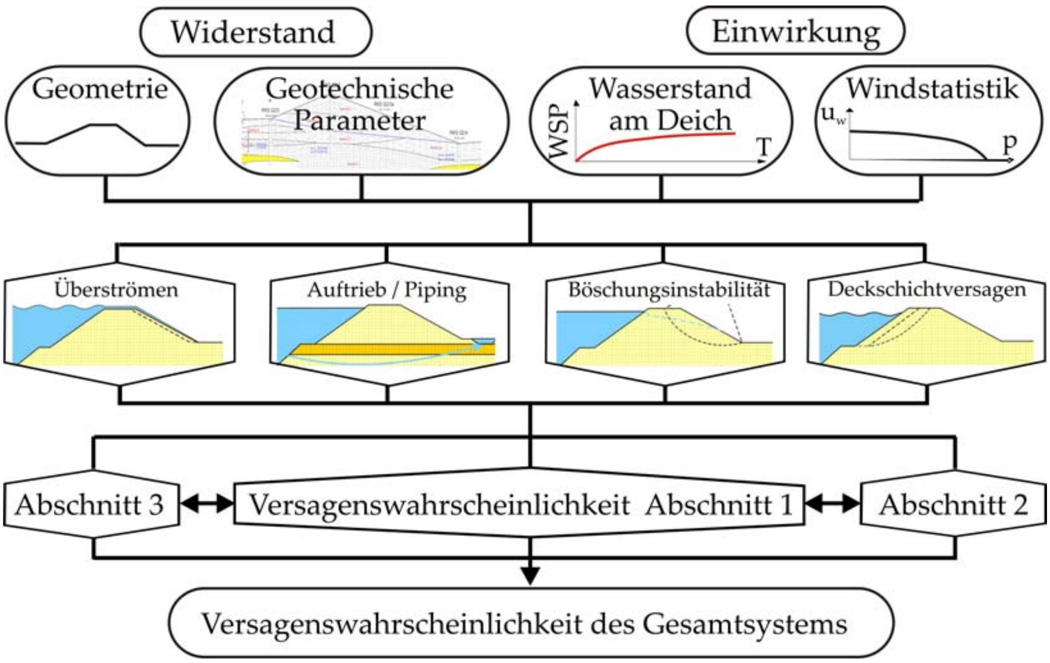


Abbildung 4.1: Ablaufdiagramm einer probabilistischen Analyse von Hochwasserschutzdeichen

Beziehung zwischen Wasserspiegel (WSP) und Wiederkehrperiode T für den jeweiligen Deich bestimmt werden. Die Evaluation einer Windstatistik liefert eine Beziehung zwischen Windgeschwindigkeit u_w und deren Überschreitungswahrscheinlichkeit p. Nach Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit können die einzelnen Versagensmechanismen und Deichabschnitte schließlich miteinander kombiniert werden, worauf in Abschnitt 3.6 bereits eingegangen wurde.

In diesem Kapitel werden zunächst die für ein Hochwasser maßgebenden Versagensmechanismen vorgestellt. Das bestehende Modell PC-Ring für Deiche an der See und an den Deltabereichen wurde auf Flussdeiche zu PC-River erweitert, um den veränderten Abflusscharakteristiken an Flüssen im Tiefland und in Mittelgebirgen gerecht zu werden. Der Ablauf einer probabilistischen Analyse von Hochwasserschutzdeichen mit analytischen Gleichungen wird anhand der Fallstudien an der sächsischen Elbe und der Unteren Iller verdeutlicht.

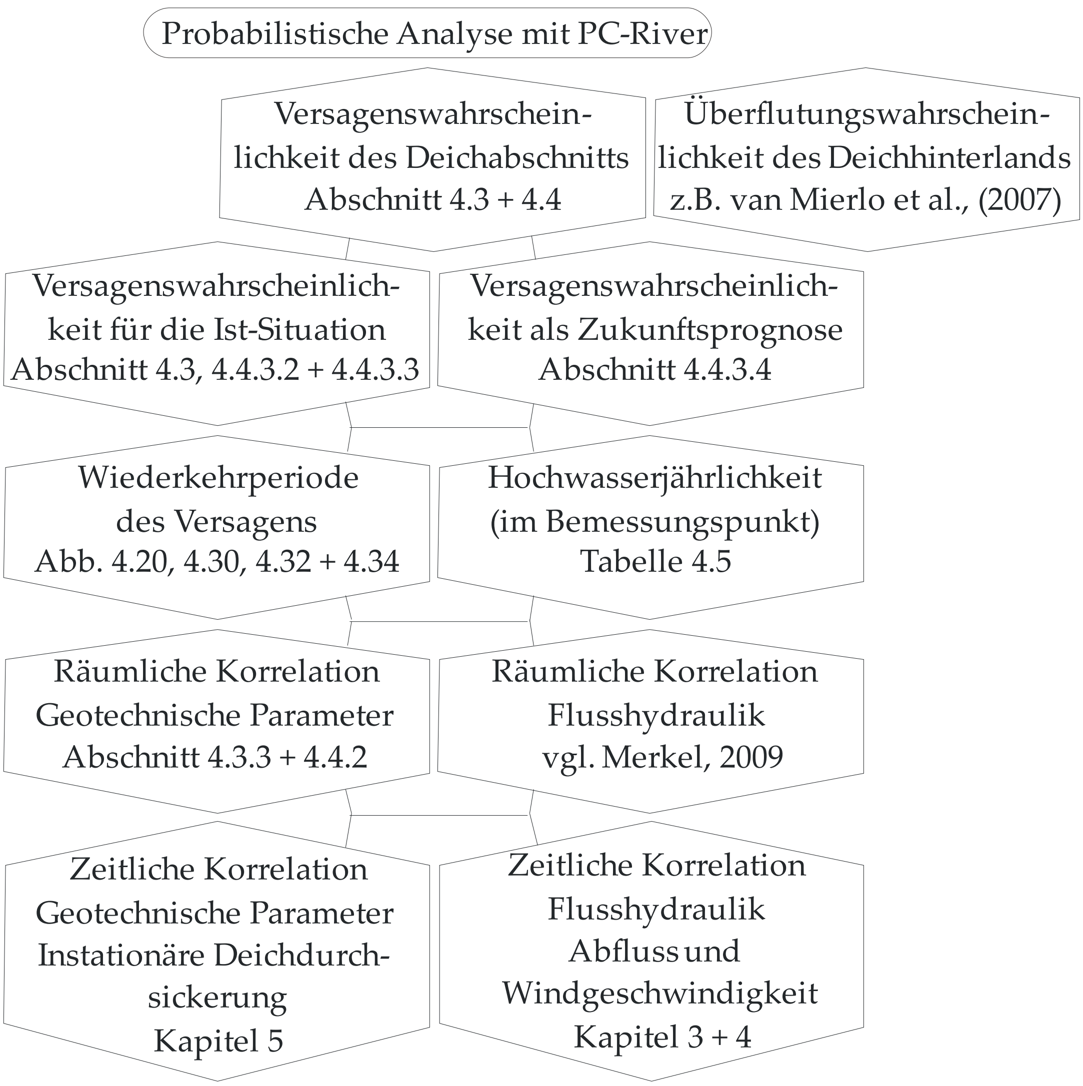


Abbildung 4.2: Wesentliche Aspekte bei der probabilistischen Analyse von Hochwasserschutzdeichen mit PC-River

Einige wesentliche Aspekte bei der Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit mit PC-River sind in Abbildung 4.2 zusammengefasst. Alle in diesem Kapitel durchgeführten Untersuchungen beschäftigen sich mit der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Deichabschnitten bzw. Deichstrecken innerhalb einer größeren Deichstrecke. Die Versagenswahrscheinlichkeit ist auf das jeweilige Deichbauwerk bezogen und entspricht nicht der Überflutungswahrscheinlichkeit des Hinterlandes. Für die Bestimmung der Überflutungswahrscheinlichkeit sind in der Regel Systemeffekte zu berücksichtigen, die eine mögliche Überflutung der benachbarten Deichstrecken mit einschließt, wie von van Mierlo et al. (2007) anhand einer Fallstudie am Rhein untersucht. Diese wurden jedoch im Rahmen dieser Studien nicht betrachtet. Es wird damit die Wahrscheinlichkeit bestimmt, dass ein erstes Versagen eines Deichabschnitts auftritt, ohne dass an anderer Stelle Deichabschnitte versagt haben. Aus den Untersuchungen lässt sich der Schutzgrad der betrachteten Deichabschnitte ableiten.

Als Ergebnis der probabilistischen Analyse wird in diesem Kapitel teilweise die Wiederkehrperiode des Versagens als Kehrwert der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit angegeben. Diese kann den Anschein erwecken, dass eine Prognose der Zuverlässigkeit für die Zukunft berücksichtigt wird. In den durchgeführten Analysen der Abschnitte 4.3, 4.4.3.2 + 4.4.3.3 an Elbe und Iller wird jedoch die Ist-Situation der Deichabschnitte untersucht. In Abschnitt 4.4.3.4 wird schließlich der Einfluss des Klimawandels auf die Versagenswahrscheinlichkeit untersucht und damit auf die zukünftige Entwicklung der Zuverlässigkeit Bezug genommen.

Aus den erläuterten geotechnischen und hydraulischen Daten wird die Versagenswahrscheinlichkeit der Deichabschnitte berechnet, die in den Abbildungen 4.20, 4.30, 4.32 + 4.34 im Säulendiagramm dargestellt wird. Der Kehrwert der Versagenswahrscheinlichkeit, die Wiederkehrperiode des Versagens, ist nicht gleich der Hochwasserjährlichkeit nach klassischer Betrachtungsweise. Eine Versagenswahrscheinlichkeit von 500 Jahren bedeutet nicht, dass die Deiche gegen ein 500-jährliches Hochwasser schützen, denn diese Interpretation berücksichtigt nicht die Unsicherheiten in den Deich- und Untergrundparametern. In Abschnitt 4.2.4 wird gezeigt, wie die Hochwasserjährlichkeit im Bemessungspunkt, der wahrscheinlichsten Parameterkombination bei einem Versagen bestimmt wird. Diese in der Tabelle 4.5 abzulesende Hochwasserjährlichkeit im Bemessungspunkt ist stets geringer als die Wiederkehrperiode des Versagens.

Bei der Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit werden räumliche Korrelationen der Eingangsparameter berücksichtigt. Für die geotechnischen Eingangsparameter wird das in Abschnitt 2.4.1 beschriebene Point Kriging Verfahren verwendet, um Mittelwerte und Standardabweichungen zu bestimmen. In den Abschnitten 4.3.3 und 4.4.2 fließt das Verfahren in die Fallstudien an Elbe und Iller ein. Für die flusshydraulischen Parameter wird eine Untersuchung der räumlichen Korrelation in der Dissertation von Merkel (2009) durchgeführt. Weiterhin werden räumliche Korrelationen bei der Kombination von Deichabschnitten gemäß Abschnitt 3.6.1 berücksichtigt.

Weiterhin wird die zeitliche Korrelation der Eingangsparameter berücksichtigt. Für die in diesem Kapitel durchgeführten Analysen sind Abfluss und Windgeschwindigkeit die Einwirkungsparameter, die einer zeitlichen Veränderlichkeit unterworfen sind. Mit dem in Kapitel 3 beschriebenen Gesetzmäßigkeiten können diese in die Bestimmung der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit einfließen. Eine zeitliche Veränderlichkeit der geotechnischen Eingangsparameter bleibt unberücksichtigt. In Kapitel 5 wird dann eine zeitliche Korrelation des Widerstandsverhaltens des Deiches in der Form berücksichtigt, dass die Stabilität des Deiches unter einer zeitlich veränderlichen Sickerlinie in Betracht gezogen wird.

4.1 Versagensmechanismen und Versagenszustandsgleichungen für Hochwasserschutzdeiche

Statistiken von Brüchen an Flussdeichen in der Vergangenheit zeigen, dass diese vor allem auf drei Versagensmechanismen zurückzuführen sind. Diese sind Überströmen (Äußere Erosion), Formen der inneren Erosion wie beim kombinierten Versagen aufgrund von Auftrieb und Erosionsgrundbruch sowie der landseitige Böschungsbruch. Darüber hinaus können weitere Versagensmechanismen identifiziert werden, die jedoch selten auftreten oder wie bei Versagen des Deiches aufgrund schneller Wasserspiegelsenkung in der Regel nicht zu einem großen Hochwasserschaden führen (vgl. Allsop et al., 2007; Kortenhaus und Oumeraci, 2002).

4.1.1 Überströmen / Wellenüberschlag

Es ist Stand der Technik in Deutschland, Risikoanalysen im Hochwasserschutz durchzuführen. Hochwassergefahrenkarten wie Hochwasserrisikokarten, die gemäß Richtlinie des europäischen Parlaments und des Rates über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken (2007) in Europa in Zukunft vorgeschrieben sind, berücksichtigen aber nur den Einfluss des Überströmens. Es wird angenommen, dass der Deich bis zum Erreichen des Wasserstands im Fluss an der Deichkrone standsicher ist. Die Sicherheit des Deichhinterlandes wird dadurch überschätzt, dass gerade Altdeiche auch aufgrund anderer Mechanismen versagen können. Deichbruchstatistiken (Horlacher, 2005) belegen jedoch, dass das Überströmen die häufigste Ursache für das Versagen von Deichen ist. Heutzutage geläufige Bemessungsstandards haben zum Ziel, dass der Deich nur aufgrund des Überströmens versagen wird.

Die einfachste Gleichung Z zur Beschreibung des Versagens von Flussdeichen durch Überströmen stellt die Deichkronenhöhe h_d dem Wasserstand im Fluss h gegenüber (vgl. Abbildung 4.3):

$$Z = h_d - h \tag{4.1}$$

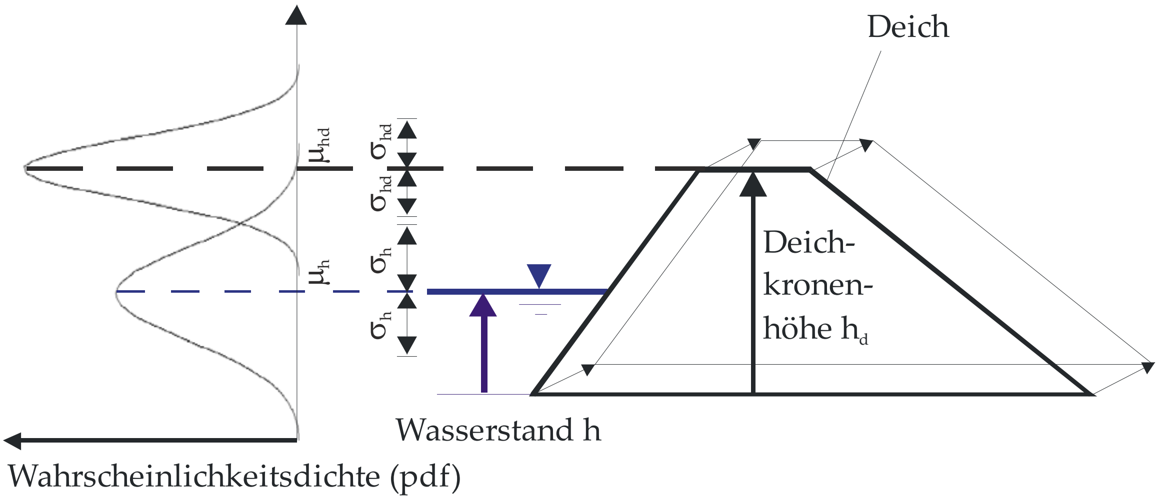


Abbildung 4.3: Versagen des Deiches durch Überströmen
als einfachste Versagenszustandsgleichung

Gleichung (4.1) stellt für das Versagen des Deiches eine auf der sicheren Seite liegende Annahme dar, da eine Resttragfähigkeit des Deiches aufgrund einer Erosionsstabilität auf der Luftseite des Deiches nicht in Rechnung gestellt wird. Die Berücksichtigung dieser Versagenszustandsgleichung ohne Unsicherheit in der Deichkronenhöhe ist die Grundlage für die Erstellung von Hochwassergefahrenkarten.

Wird eine Resttragfähigkeit des Deiches durch die Erosionsstabilität auf der Luftseite des Deiches berücksichtigt, so stellt die Versagenszustandsgleichung Z (4.2) eine kritische überströmende Wassermenge q_{krit} einer vorhandenen überströmenden Wassermenge q_0 gegenüber:

$$Z = q_{krit} - q_0 \tag{4.2}$$

Kortenhaus und Oumeraci (2002) beschreiben die zur Bestimmung der kritischen und vorhandenen Überlaufrate erforderlichen Eingangsparameter. Steenbergen und Vrouwenvelder (2003a) berücksichtigen eine Resttragfähigkeit, indem ausgehend von Gleichung (4.1) eine zusätzliche Höhendifferenz Δh_c zur Deichkronenhöhe hinzugezählt wird:

$$Z = h_d + \Delta h_c - h \tag{4.3}$$

Die Höhendifferenz Δh_c ist an eine kritische überströmende Wassermenge q_{krit} gekoppelt. Der Ansatz nach Kortenhaus und Oumeraci (2002) unterscheidet sich jedoch vom Ansatz nach Steenbergen und Vrouwenvelder (2003a) darin, dass eine kritische überströmende Wassermenge aus dem Wasserstand und der Deichgeometrie aufwändig bestimmt werden muss, während beim letzteren Ansatz nur das Widerstandsverhalten der luftseitigen Deichoberflächenerosion beschrieben wird.

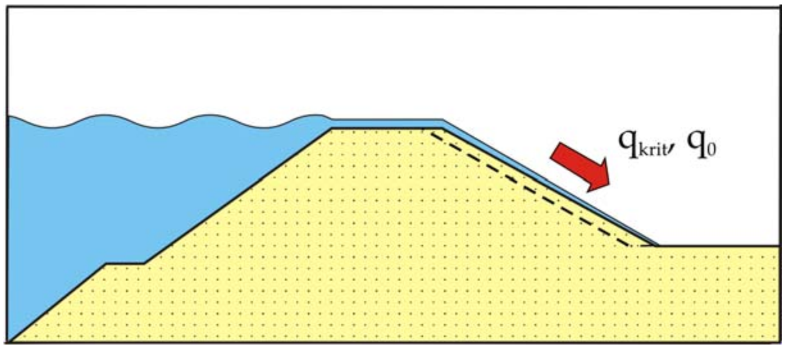


Abbildung 4.4: Prinzipskizze des Versagens des Deiches durch Wellenüberschlag durch Vergleich von q_{krit} und q_0

Ab einer berechneten Höhe von winderzeugten Wellen von 1 mm wird im Modell der Software PC-Ring die Versagenszustandsgleichung (4.3) durch die Gleichung (4.4), die das Versagen durch Wellenüberschlag beschreibt, ersetzt (vgl. Steenbergen und Vrouwenvelder, 2003a):

$$Z = m_{qc} \cdot q_{krit} - m_{q0} \cdot q_0 / P_t \tag{4.4}$$

Hierin beschreiben q_{krit} bzw. q_0 die kritische bzw. vorhandene überströmende Wassermenge, m_{qc} bzw. m_0 Modellunsicherheiten bei der Bestimmung von q_{krit} bzw. q_0 sowie P_t einen Faktor, der den zeitlichen Anteil berücksichtigt, bei dem aufgrund des pulsierenden Wellencharakters Wellenüberschlag überhaupt auftritt. Die Ermittlung der kritischen überströmenden Wassermenge q_{krit} rührt meist aus Betrachtungen für Seedeiche her, während der Welleneffekt für Flussdeiche meist von untergeordneter Bedeutung ist. Nach Steenbergen und Vrouwenvelder (2003a) bestimmt sich die kritische überströmende Wassermenge q_{krit} aus der kritischen Strömungsgeschwindigkeit auf dem Deich v_{krit}, der Neigung der landseitigen Böschung α_l sowie deren Rauheit C zu:

$$q_{krit} = \frac{v_{krit}^3}{\tan\alpha_1 \cdot C^2} \tag{4.5}$$

Für die Bestimmung der vorhandenen überströmenden Wassermenge q_0 stehen verschiedene Modelle zur Verfügung. Für die probabilistische Analyse von Flussdeichen wurde das modifizierte Modell nach van der Meer (1997) verwendet, mit dem aus den in Abschnitt 3.5 bestimmten Wellenhöhen und Wellenperioden die vorhandene überströmende Wassermenge q_0 bestimmt werden kann.

4.1.2 Auftrieb / Erosionsgrundbruch

Die Erosionsstabilität des Deichuntergrunds stellt ein wesentliches Kriterium für die Beurteilung der Deichstandsicherheit dar. Je nach Beschaffenheit von Deichkörper

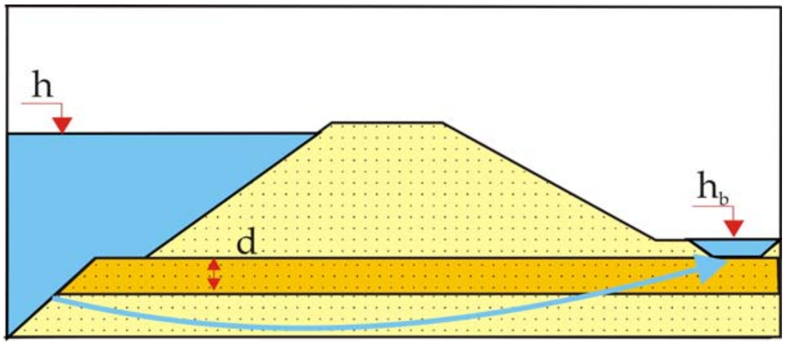


Abbildung 4.5: Prinzipskizze des Versagens des Deiches durch Auftrieb einer oberflächennahen, grundwasserstauenden Deckschicht und Erosionsgrundbruch im darunterliegenden Grundwasserleiter

und Untergrund kann das Austragen von Bodenmaterial zunächst auf einzelne Kornfraktionen beschränkt bleiben (Suffosion) oder alle Korngrößen betreffen (Erosion) (vgl. Busch und Luckner, 1974, DWA-Merkblatt M 507, 2007). Häufig ist die Geologie an Flussdeichen durch die Unterlagerung eines gering durchlässigen Deichkörpers bei teilweise vorhandener gering durchlässiger Deckschicht durch gut durchlässige grobkörnige Bodenschichten geprägt. Der Versagensmechanismus setzt sich dann zusammen aus dem Auftriebsversagen einer wenig durchlässigen Deckschicht und dem Austrag kleinerer Kornfraktionen aus dem Korngerüst des darunterliegenden Grundwasserleiters. Beide Mechanismen müssen auftreten, damit es zum Versagen kommt, weswegen die Kopplung von Versagensmechanismen als Beispiel für die Anwendung des Hohenbichler-Rackwitz-Algorithmus gemäß Anhang B als Parallelsystem gilt. Da die Erosion in Röhren erfolgt, spricht man auch von Piping oder Erosionsgrundbruch. Sie schreitet progressiv zur Wasserseite des Deiches zurück, da die Sickerlänge durch den Erosionsprozess immer weiter reduziert wird und so der hydraulische Gradient immer größer wird. Dem Deich wird schließlich durch die voranschreitende Erosion seine Gründung entzogen. Wenn ein hydraulisches Bauwerk oder ein Dichtungselement im Deich unter- bzw. umströmt wird, entsteht häufig an den Kontaktflächen eine vergleichbare Problematik.

Auftrieb und Piping bei einem Hochwasser äußert sich in dem Auftreten von sogenannten Qualmwassertrichtern auf der Landseite hinter dem Deich. Aufgrund des Materialaustrags aus dem Grundwasserleiter ist das austretende Wasser stark verschmutzt, was dem Rauch aus einem Schornstein ähnelt. Durch das Stapeln von Sandsäcken in einem Ring um den Qualmwassertrichter kann das entstandene Becken volllaufen und die Gefährdung eines Versagens vermindert werden, da die Differenz der hydraulischen Höhen zwischen Wasser- und Landseite herabgesetzt wird.

Der Teilversagensmechanismus Auftrieb entsteht aus einer hydraulischen Kopplung des Wasserstands h im Fluss mit dem häufig unterhalb einer grundwasserstauenden Deckschicht vorhandenen Grundwasserleiter. Unterhalb des landseitigen Böschungsfußes wird der Grundwasserstauer durch Auftriebskräfte aus dem hohen Wasser-

Abbildung 4.6: Hochwasserbekämpfung gegen Erosionsgrundbruch durch das Stapeln von Sandsäcken um einen Qualmwassertrichter (Quelle: Course on Dike Safety, Delft GeoAcademy, 2007)

druck im Grundwasserleiter aufgebrochen und das Austragen von gröberen Körnern aus dem Grundwasserleiter iniziiert. Die Versagenszustandsgleichung für den Teilversagensmechanismus Auftrieb setzt nach Steenbergen und Vrouwenvelder (2003a) dem kritischen Wasserstand h_c für das Auftreten von Auftrieb die vorhandene Wasserspiegeldifferenz aus Wasserseite h und in einem Graben auf der Landseite h_b, ergänzt um angenommene Modellunsicherheiten m_0 und m_h, entgegen:

$$Z = m_0 \cdot h_c - m_h \cdot (h - h_b) \tag{4.6}$$

Der kritische Wasserstand h_c ergibt sich dabei mit der Feuchtwichte γ der grundwasserstauenden Schicht, der Wasserwichte γ_w sowie der Deckschichtmächtigkeit d:

$$h_c = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \cdot d \tag{4.7}$$

Für das Austragen von Kornfraktionen aus dem darunterliegenden Grundwasserleiter ergibt sich folgende Versagenszustandsgleichung:

$$Z = m_p \cdot h_p - (h - 0{,}3 \cdot d - h_b) \tag{4.8}$$

Hierin wird die für Piping kritische hydraulische Höhe h_p, multipliziert mit der Modellunsicherheit für Piping m_p, der Wasserspiegeldifferenz von Wasser- und Landseite, abgemindert um die 0,3fache Deckschichtmächtigkeit d, gegenübergestellt. In dem Programm PC-Ring zugrundeliegenden Modell wird dem Teilversagensmechanismus Piping durch das Modell nach Weijers und Sellmeijer (Sellmeijer, 1988) Rechnung getragen. Das Modell liefert eine detaillierte Betrachtung des Erosionsgrundbruchs und hat auch Eingang in den Entwurf des neuen DWA-Merkblatts M 507 (DWA-Merkblatt M 507, 2007) gefunden:

$$h_p = \alpha \cdot c \cdot L_s \cdot \left(\frac{\gamma_K - \gamma_w}{\gamma_w} \right) \cdot (0{,}68 - 0{,}1 \ln c) \tan \theta_s > 0 \tag{4.9}$$

Dabei charakterisiert L_s die Länge des Sickerwegs, γ_K die Kornwichte sowie θ_s den Bettungswinkel des Grundwasserleiters. Der Parameter α beschreibt die Geometrie des durchströmten Grundwasserleiters mit dessen Mächtigkeit D_s:

$$\alpha = \left(\frac{D_s}{L_s} \right)^{\frac{0{,}28}{\left((D_s / L_s)^{2{,}8} - 1\right)}} \tag{4.10}$$

Der Parameter c beschreibt die Mechanik beim Austragen von Körnern. Hierin gehen der Schleppkraftfaktor η_{White} nach van White, der Korndurchmesser d_{70}, der von 70 Massenprozent der Bodenkörner unterschritten wird, sowie die Permeabilität κ ein:

$$c = \eta_{White} \cdot d_{70} \left(\frac{1}{\kappa \cdot L_s} \right)^{\frac{1}{3}} \tag{4.11}$$

Die Permeabilität oder intrinsische Durchlässigkeit lässt sich schließlich aus der mittleren Durchlässigkeit des Grundwasserleiters k, der kinematischen Viskosität υ_s und der Erdbeschleunigung g berechnen:

$$\kappa = \frac{\nu_s}{g} \cdot k \tag{4.12}$$

Bei der Modellanwendung im Rahmen der Fallstudie an der Elbe reagiert das Modell sehr empfindlich auf die Streuung der Untergrundparameter d_{70}, der mittleren Durchlässigkeit k des Aquifers und der Schichtmächtigkeit d des darüberliegenden Grundwasserstauers. Eine Veränderung des Korndurchmessers d_{70} um den Faktor 2 hat beispielsweise eine Veränderung der Versagenswahrscheinlichkeit um etwa den Faktor 2 zur Folge. Aufgrund der Baugrunderkundung weist der Parameter jedoch eine natürliche Schwankungsbreite auf, die leicht einen Faktor 2 ausmacht. Aus diesem Grund werden auch einfachere Piping-Kriterien betrachtet.

Ausgehend von einem kritischen hydraulischen Gradienten i_{krit} wurden von Bligh und Lane (vgl. Saucke, 2004) in Abhängigkeit von der vorherrschenden Korngröße des Aquifers Kennwerte c_B bzw. c_L zur Bestimmung einer maßgebenden Sickerlänge L_s ermittelt. Nach dem Modell nach Lane, welches für die Untersuchung der Deiche an der Unteren Iller in Abschnitt 4.4 verwendet wird, lässt sich die Sickerlänge in einen vertikalen Anteil L_{vert} und einen horizontalen Anteil L_{horiz} aufteilen:

Nach Bligh: $$i_{krit} = \frac{\Delta h}{L_s} = \frac{\Delta h}{c_B \cdot \Delta h} = \frac{1}{c_B} \tag{4.13}$$

Tabelle 4.1: Kennwerte für die Anwendung der Piping-Kriterien nach Bligh und Lane in Abhängigkeit von der vorherrschenden Korngröße des Aquifers (vgl. Saucke, 2004)

Bodenart	Feiner Schlick	Feiner schlick-artiger Sand	Grober Sand	Mischung von Sand, Kies und Geröll
Nach Bligh: c_B	18	15	12	9 - 5
Nach Lane: c_L	8,5	7	5	4

Tabelle 4.2: Kritische hydraulische Gradienten i_{krit} für die Anwendung der Piping-Kriterien nach Chugaev und Müller-Kirchenbauer in Abhängigkeit von der vorherrschenden Korngröße

Bodenart	Dichter Ton	Grobsand, Kies	Schluffiger Ton	Mittelsand	Grobsand
Nach Chugaev:	0,40 – 0,52	0,25 – 0,33	0,20 – 0,26	0,15 – 0,20	0,12 – 0,16
Nach Müller-Kirchenbauer:	-	0,12 – 0,17	-	0,08 – 0,10	0,06 – 0,08

Nach Lane:

$$i_{krit} = \frac{\Delta h}{L_s} = \frac{\Delta h}{L_{vert} + \frac{L_{horiz}}{3}} = \frac{\Delta h}{c_L \cdot \Delta h} = \frac{1}{c_L} \tag{4.14}$$

Die Piping-Modelle nach Bligh und Lane wurden von Chugaev (vgl. DWA-Merkblatt M 507, 2007) und Müller-Kirchenbauer (vgl. Saucke, 2004) aufgrund von Versuchsauswertungen an Dammbauwerken weiterentwickelt. Das Auftreten des Erosionsgrundbruchs wird hier durch den Vergleich eines vorhandenen mit einem kritischen hydraulischen Gradienten i_{krit} in Abhängigkeit von der vorherrschenden Korngröße charakterisiert.

Im Anhang D wird ein Vergleich der verschiedenen Piping-Modelle für eine probabilistische Analyse an einer exemplarischen Deichstrecke durchgeführt. Die einfacheren Piping-Kriterien reagieren hierbei jedoch ebenso sensitiv auf natürliche Schwankungen der Bodeneigenschaften wie das Modell nach Weijers und Sellmeijer.

4.1.3 Landseitiger Böschungsbruch

Für Deiche ist der Nachweis der Standsicherheit der land- und wasserseitigen Böschung nach DIN 4084 (2009) zu führen. Es ist zwischen der örtlichen Standsicherheit oder Mikroinstabilität und der globalen Standsicherheit oder Makroinstabilität zu unterscheiden. Die örtliche Standsicherheit kann sich kritisch auf Böschungen aus nichtbindigen Materialien auswirken. Es kommt zur Ausbildung von ebenen Gleitflächen. Die Böschung wird durch hangparallele oder horizontale Strömungen destabilisiert. Formeln zur Berechnung der Böschungen aus nichtbindigen Materialien werden von Schneider et al. (1997) gegeben. Auch bei dem im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen Erosionsgrundbruch handelt es sich um ein örtliches Standsicherheitsversagen.

Die globale Standsicherheit auf gekrümmten Gleitflächen in bindigen Böden wird heutzutage meist mit Hilfe des Lamellen-Gleitkreisverfahrens nach Bishop (1955) oder durch eine numerische Stabilitätsanalyse mit Hilfe der Rechenregel nach Fellenius nachgewiesen. Daneben stehen für einfache Baugrundverhältnisse Tafeln wie zum Beispiel nach Hoek und Bray (1977) zur Verfügung, mit denen die Böschungsstandsicherheit auch unter Einfluss einer Sickerströmung bestimmt werden kann. Allen Verfahren ist gemeinsam, dass eine vorhandene Schubspannung τ mit einer maximal aufnehmbaren Scherfestigkeit τ_f verglichen wird:

$$\tau \le \tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan\varphi' \tag{4.15}$$

Die aufnehmbare Scherfestigkeit τ_f ergibt sich nach der Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb aus der effektiven Kohäsion c', der effektiven Spannung σ' normal zur Gleitfläche und dem effektiven Reibungswinkel φ'. Bei der klassischen Analyse der Böschungsstandsicherheit mit dem Gleitkreisverfahren werden die vorhandenen Schubspannungen und aufnehmbaren Scherfestigkeiten entlang eines kritischen Gleitkreises zu einem treibenden Moment M und einem haltenden Moment R_m integriert. Der Standsicherheitsfaktor η lässt sich dann aus dem Verhältnis zwischen haltendem und treibenden Moment bestimmen:

$$M = r \cdot \int \tau \, d\omega \qquad\qquad R_m = r \cdot \int \tau_f \, d\omega \tag{4.16}$$

$$\eta = \frac{R_m}{M} \tag{4.17}$$

Dabei wirkt sich der Einfluss des Wassers bei Durchsickerung des Deiches zur Landseite hin stabilisierend auf die wasserseitige und destabilisierend auf die landseitige Böschung aus. Einerseits setzen Auftriebskräfte A die effektiven Spannungen herab und damit nach Gleichung (4.15) die aufnehmbare Scherfestigkeit τ_f. Andererseits wirken auf den Gleitkörper mit dem Volumen V unterhalb der Sickerlinie entsprechend dem vorhandenen hydraulischen Gradienten i_w und der Wasserwichte γ_w Strömungskräfte F_S auf die Bodenpartikel, die auf der Landseite aus der Böschung heraus wirken und somit destabilisieren, während auf der Wasserseite in die Böschung gerichtete Kräfte für eine Stabilisierung sorgen:

$$F_S = i_w \cdot V \cdot \gamma_w \tag{4.18}$$

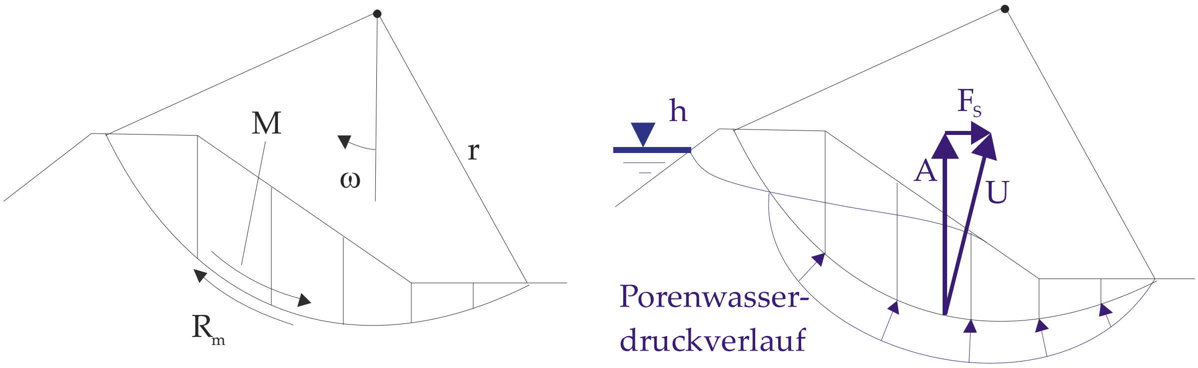


Abbildung 4.7: Klassische Analyse der Böschungsstandsicherheit mit dem Lamellen-Gleitkreisverfahren (links) und destabilisierender Einfluss einer Sickerströmung auf die landseitige Böschung (rechts)

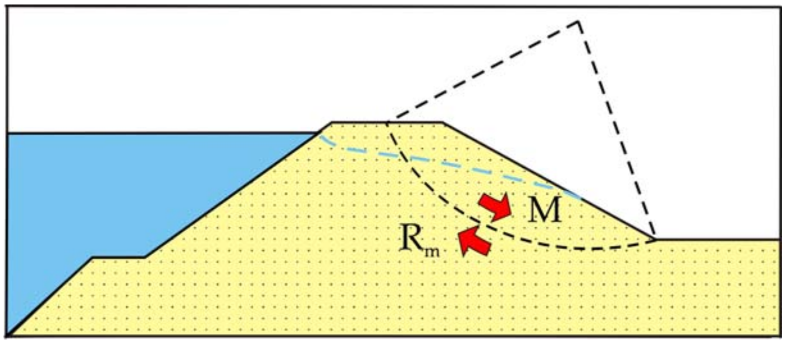


Abbildung 4.8: Prinzipskizze des Versagens des Deiches durch landseitigen Böschungsbruch durch Vergleich von R_m und M

Beide Einflüsse werden berücksichtigt, wenn bei der Standsicherheitsbetrachtung Porenwasserdrücke, die sich aus der Sickerlinie ergeben, auf die Gleitfläche angesetzt werden. Die in Abbildung 4.7 dargestellte Resultierende U der Porenwasserdrücke lässt sich in die beiden Komponenten A und F_S aufteilen.

Bei Deichen auf bindigem Untergrund können sich aufgrund der Zusatzbelastung des Bodens durch die Deichschüttung Porenwasserüberdrücke bilden, die die Stabilität des Bodens weiter herabsetzen und eine Untersuchung nichtkreisförmiger Gleitflächen erforderlich machen können. Bei Berücksichtigung einer zeitlich veränderlichen Deichdurchsickerung, auf die in Kapitel 5 näher eingegangen wird, sollte darüber hinaus das Bodenverhalten im ungesättigten Bereich oberhalb der Sickerlinie berücksichtigt sowie der Einfluss einer schnellen Wasserspiegelsenkung untersucht werden.

Die probabilistische Analyse des landseitigen Böschungsbruchs lässt sich durch eine analytische Versagenszustandsgleichung beschreiben, die haltendes Moment R_m und treibendes Moment M miteinander ins Verhältnis setzt und davon eine Modellunsicherheit q_m abzieht (Steenbergen und Vrouwenvelder, 2003a):

$$Z = \frac{R_m}{M} - q_m \tag{4.19}$$

Bislang existieren jedoch keine geschlossenen analytischen Lösungen, um R_m und M beim Bruch und bei geschichteten Baugrundverhältnissen zu bestimmen. Das praktische Lamellen-Gleitkreisverfahren erfordert die iterative Bestimmung des kritischen Gleitkreises mit dem geringsten Quotienten aus haltendem und treibendem Moment. Die Bestimmung des kritischen Gleitkreises macht es erforderlich, dass die Berechnung der Überflutungswahrscheinlichkeit für den landseitigen Böschungsbruch mit Hilfe des Zusatzmoduls MProStab (Deltares, 2004) erfolgt. Unter Berücksichtigung der Streuung der effektiven Scherparameter für eine beliebige Anzahl von Bodenschichten wird der kritische Gleitkreis für drei Wasserstände bestimmt. Die drei Wasserstände sind dabei in geeigneter Weise zu wählen, sodass der Wasserstand im Bemessungspunkt daraus interpoliert wird. Für diese drei Wasserstände werden Zuverlässigkeitsindizes β, die der dem Wasserstand zugehörigen Überschreitungsdauer entsprechen, und Sensitivitätsfaktoren α_i ermittelt. Die Bestimmung der zeitreferenzierten Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt dann durch das in Abschnitt 3.7.3 beschriebene Ablaufschema in Abbildung 3.5. Eine Alternative zur klassischen Böschungsstabilitätsuntersuchung mit dem Lamellen-Gleitkreisverfahren ist die numerische Standsicherheitsanalyse mit der Finite-Elemente-Methode, die in Abschnitt 5.1.3 vorgestellt wird.

Da ein Versagenszustand erreicht wird, wenn der Standsicherheitsfaktor 1 ist, lässt sich für die numerische Standsicherheitsanalyse die zugehörige Versagenszustandsgleichung angeben:

$$Z = \eta - 1 \tag{4.20}$$

Mittels der in Abschnitt 2.2.3 vorgestellten FORM-ARS lässt sich aus deterministischen numerischen Stabilitätsberechnungen Zuverlässigkeitsindex β und Sensitivitätsfaktoren α_i für drei geeignet gewählte Wasserstände bestimmen und schließlich die Versagenswahrscheinlichkeit berechnen.

4.1.4 Versagen der wasserseitigen Deckschicht und Erosion des Deichkörpers

Zugehörige Versagenszustandsgleichungen rühren von der Beschreibung der Grenzzustände bei Seedeichen her (Kortenhaus und Oumeraci, 2002), bei denen Welleneffekte eine viel größere Rolle spielen als bei Flussdeichen. Wie beim Auftrieb / Piping handelt es sich hierbei um einen zusammengesetzten Versagensmechanismus, bestehend aus der Oberflächenerosion einer Deckschicht, die bei Flussdeichen in der Regel aus einer grasbewachsenen Tonschicht aufgebaut ist, und dem nachfolgenden Auswaschen des Deichkörpers. Da dieser Mechanismus durch winderzeugte Wellen hervorgerufen wird, ist ein Versagen im Verhältnis zu den anderen Versagensme-

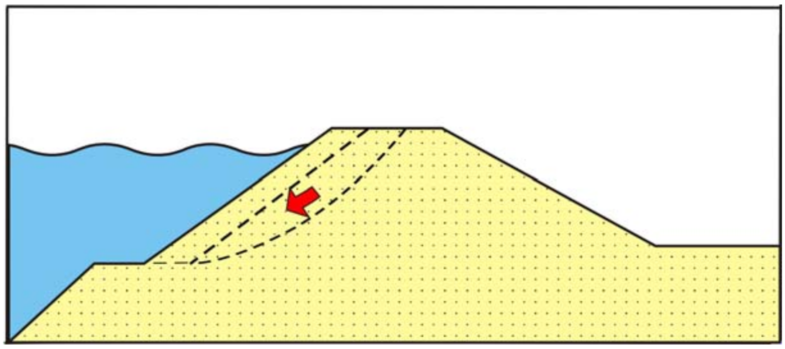


Abbildung 4.9: Prinzipskizze des Deichversagens durch Erosion der wasserseitigen Deckschicht und des Deichkörpers

chanismen nur dann wahrscheinlich, wenn gleichzeitig mit dem Hochwasserereignis auch große Windgeschwindigkeiten herrschen, Streichlängen im Vorland des Flusses von einigen Kilometern vorhanden sind und der Deich nach Süd bis West orientiert ist, sodass er von Wellen in der Hauptwindrichtung in Mitteleuropa getroffen werden kann.

Erosion von wasserseitiger Deckschicht und Deichkörper sind zeitabhängige Prozesse. Daher vergleichen die für die Teilversagensmechanismen zugehörigen Versagenszustandsgleichungen die Dauer t_{RG}, t_{RK} bzw. t_{RB} der Erosion der Deichschichten mit einer vorhandenen Sturmdauer t_S. Das Versagen wird durch folgende Gleichung beschrieben:

$$Z = t_{RG} + t_{RK} + t_{RB} - t_S \tag{4.21}$$

In die Dauer der Erosion der Grasdeckschicht geht dabei die Dicke der Grasdeckschicht d_G, ein Geschwindigkeitskoeffizient γ_G, ein Parameter C_E, der von der Grasqualität abhängig ist und eine signifikante Wellenhöhe H_s ein:

$$t_{RG} = \frac{d_G}{\gamma_G \cdot C_E \cdot H_s^2} \tag{4.22}$$

Das Versagen der Tondeckschicht in einer empirische Gleichung nach Steenbergen et al. (2004) wird maßgebend von einer horizontalen Mächtigkeit der Deckschicht L_K und von der Richtung des Wellenangriffs zur Deichnormalen r_K beeinflusst. C_{RK} beschreibt die Erosionsstabilität der Tondeckschicht:

$$t_{RK} = 0{,}4 \frac{L_K \cdot C_{RK}}{r_K^2 \cdot H_s^2} \tag{4.23}$$

Zur Beschreibung der Reststärke des Deichkörpers B, die die Restdauer t_{RB} bis zum Deichversagen bestimmt, werden zwei Verfahren verwendet. Das Verfahren nach Infram (Steenbergen und Vrouwenvelder, 2003a) beschreibt analog zu Gleichung

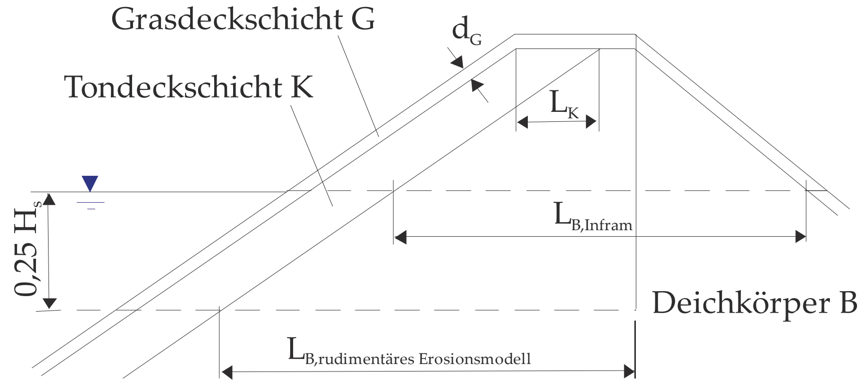


Abbildung 4.10: Schichtdicken bei der Beschreibung des Versagens der wasserseitigen Deckschicht und Erosion des Deichkörpers

(4.23) die Dauer der Erosion des Deichkörpers mit Hilfe einer wirksamen Breite $L_{B,Infram}$ des Deichkörpers auf Höhe des Wasserspiegels im Fluss. Nach dem zweiten Verfahren, welches in Steenbergen und Vrouwenvelder (2003a) als rudimentäres Erosionsmodell bezeichnet wird, wird die wirksame Breite $L_{B,rudimentäres\ Erosionsmodell}$ 0,25 H_s unterhalb des Wasserspiegels ermittelt, dafür aber nur bis zur landseitigen Deichkrone berücksichtigt. Die Ermittlung der beiden wirksamen Längen wird in Abbildung 4.10 veranschaulicht. Das Modell soll der Tatsache Rechnung tragen, dass die Schädigung des Deiches durch Wellen ein Wechselspiel zwischen Erosion des Deichkörpers und dem Nachfallen der Gras- und Tondeckschicht ist (vgl. Kortenhaus und Oumeraci, 2002). Damit ergibt sich die Restdauer des Deichkörpers mit Hilfe der Erosionsbeständigkeit des Deichmaterials C_{RB} zu:

$$t_{RB} = 0{,}4 \frac{L_B \cdot C_{RB}}{r_K^2 \cdot H_s^2} \tag{4.24}$$

4.2 Erweiterung eines bestehenden Modells zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Seedeichen auf Deiche an Flüssen im Tiefland und Mittelgebirgen

Im Auftrag des Amts für Straßen- und Wasserbautechnik (DWW) des Rijkswaterstaat (RWS) als Bestandteil des Ministeriums für Verkehr, Wasserwirtschaft und Öffentliche Arbeiten der Niederlande wurde seit 1992 in den Niederlanden in enger Zusammenarbeit verschiedener Wissenschaftler und Forschungseinrichtungen das Programmpaket PC-Ring entwickelt und ständig weiter ausgebaut. Das Programmpaket PC-Ring berechnet die Zuverlässigkeit eines Hochwasserschutzbauwerks, insbesondere eines Deiches, der aus einzelnen Teilelementen besteht. Es berücksichtigt die in Abschnitt 4.1 beschriebenen maßgebenden Versagensmechanismen der einzelnen Deiche und deren Korrelationen. PC-Ring ist mit den Methoden in den Abschnitten 2 und 3 in der Lage, neben einer zeitreferenzierten Versagenswahrscheinlichkeit auch den Anteil jedes Elements und jedes Parameters an der Gesamtversagenswahrscheinlichkeit zu berechnen. Somit können sowohl Schwachstellen der Bauwerke, als auch die Mechanismen und Variablen, die maßgebend zum Versagen beitragen, identifiziert werden. Neben den in Abschnitt 4.1 behandelten Mechanismen für Deiche sind weitere Versagensmechanismen für Schutzbauwerke wie Dünen und bauliche Anlagen in PC-Ring implementiert.

Jeder Versagensmechanismus wird durch eine Versagenszustandsgleichung Z (2.8) beschrieben, die formuliert, dass ein Versagen Z des Schutzbauwerks auftritt, wenn die Einwirkung S auf das Schutzbauwerk dessen Widerstand R übersteigt. Werden Einwirkung und Widerstand durch natürlich streuende Parameter beschrieben, so kann hieraus die Versagenswahrscheinlichkeit $p(Z < 0)$ ermittelt werden. Für alle unsicheren Größen, die als stochastische Parameter in die Zuverlässigkeitsanalyse einfließen sollen, müssen daher Mittelwert und Standardabweichung bekannt sein. Weiterhin ermöglicht PC-Ring die Berücksichtigung einer räumlichen und zeitlichen Korrelation der stochastischen Parameter gemäß Abschnitt 3.7. Während die übrigen Versagensmechanismen in PC-Ring durch analytische Versagenszustandsgleichungen beschrieben werden, setzt die Betrachtung der Böschungsinstabilität eine vorherige probabilistische Gleitkreisanalyse mit dem Programm MProStab voraus.

Eine systematische Zuverlässigkeitsanalyse von Deichen unter Berücksichtigung der maßgebenden Versagensmechanismen wird durch die Software PC-Ring ermöglicht. PC-Ring wurde bis dato vor allem auf See-, Ästuar- und Flussdeiche in den Deltabereichen von Flüssen angewendet. Daher sind die Randbedingungen in PC-Ring auf die hydraulischen Verhältnisse im Deltabereich von Flüssen zugeschnitten. Für die Anwendung der Software auf Flüsse im Tiefland, Gebirgsvorland und in Mittelgebirgen wie die sächsische Elbe und die Untere Iller war es daher notwendig, einige Modifikationen des Programmcodes vorzunehmen, die im Folgenden erläutert werden. Die so modifizierte Software soll den Namen PC-River tragen.

4.2.1 Wahl eines elementaren Zeitintervalls

Für die Zuverlässigkeitsanalyse unter zeitlich veränderlichen Lasten wie dem Wasserstand aufgrund des Abflusses und winderzeugter Wellen ist es erforderlich, ein elementares Zeitintervall zu wählen, außerhalb dessen Abfluss- oder Windereignisse als unabhängig angesehen werden können (Ferry-Borges und Castanheta, 1971). Aufgrund der Entwicklung von PC-Ring für Seedeiche ist dieses elementare Zeitintervall eine Gezeit.

Für die Untersuchung von Flussdeichen sind die Windgeschwindigkeit und der Abfluss die zeitlich veränderlichen Parameter. Der Einfluss von winderzeugten Wellen auf den Wasserstand vor dem Deich ist gegenüber dem Abfluss der größeren zeitlichen Veränderlichkeit unterworfen und wird daher genauer untersucht. Unter Vernachlässigung der Windrichtung wird für die Windstation Oschatz in Sachsen die zeitliche Abhängigkeit der Windgeschwindigkeiten mittels eines Semivariogramms analysiert (vgl. Abbildung 3.2).

Es kann eine Korrelationszeit von acht Stunden abgeschätzt werden, von der ab die Windereignisse als unabhängig betrachtet werden können. Im erweiterten Modell wird daher das elementare Zeitintervall von einer Gezeit, entsprechend einer Dauer von 12 Stunden und 25 Minuten, durch acht Stunden ersetzt. Das geänderte elementare Zeitintervall hat Auswirkungen auf die Anzahl der Zeitintervalle pro Jahr, die gemäß Gleichung (4.25) auf 1095 geändert wird:

$$\text{Anzahl der elementaren Zeitintervalle pro Jahr} = \frac{365\ \text{d/a}}{8\ \text{h}} \cdot 24\ \text{h/d} = 1095\ 1/\text{a} \tag{4.25}$$

Desweiteren ist das geänderte elementare Zeitintervall bei der Beschreibung der Überschreitungsdauer eines Abflussniveaus zu berücksichtigen. Die Überschreitungsdauerlinie, die in Abschnitt 3.2 beschrieben wird und die Einheit „Tage“ besitzt, ist auf acht Stunden zu beziehen. Für die Auswertung der Windstatistik wird die maximal gemessene Windgeschwindigkeit innerhalb von acht Stunden als maßgebende Windgeschwindigkeit berücksichtigt. Für die Bestimmung der jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit für die Windgeschwindigkeit ist der Bezug zum elementaren Zeitintervall von acht Stunden zu berücksichtigen.

4.2.2 Erweiterung auf ein Sommerhochwasser

Die Zuverlässigkeitsanalyse von Deichen in den Niederlanden ist auf ein Auftreten eines Hochwassers im Winterhalbjahr beschränkt. Hochwasserereignisse der Vergangenheit in Deutschland zeigen jedoch, dass diese auch im Sommerhalbjahr auftreten können. Wegen des geänderten elementaren Zeitintervalls von acht Stunden wird im erweiterten Modell gemäß Gleichung (4.25) mit 1095 Zeitintervallen pro Jahr statt mit 352 Zeitintervallen pro Winterhalbjahr gerechnet.

4.2.3 Flexibilisierung der Eingabe einer Extremwertstatistik für den Abfluss

Die Struktur von PC-Ring setzt eine logarithmische Beziehung zwischen jährlichem Maximalabfluss und dessen Wiederkehrperiode voraus, die einer Extremwertverteilung des Typs I zur Beschreibung von Maximalwerten entspricht, die als Gumbel-Verteilung bezeichnet wird. Diese Workline (vgl. Abschnitt 3.1) wird in PC-Ring durch drei Abschnitte beschrieben, deren Steigung im logarithmischen Maßstab abnehmend sein sollte.

Die Beziehung zwischen jährlichem Maximalabfluss und Wiederkehrperiode wird für die deutschen Mittelgebirgsflüsse in gewässerkundlichen Jahrbüchern festgehalten und auch durch andere Extremwertverteilungen als der Gumbel-Verteilung angenähert. Die in Abbildung 4.11 dargestellte Abweichung zwischen einer dreiparametrischen Log-Normalverteilung und der Workline für den Pegel Dresden an der Elbe ist jedoch so gering, dass sie hier kaum wahrzunehmen ist.

Um die Auswertung der Extremwertstatistik zu vermeiden und den Fehler durch die Approximation der vorhandenen Extremwertverteilung auszuschließen, wird die Eingabe der historischen Abflussstatistik in PC-River tabellarisch durch Wertepaare des jährlichen Maximalabflusses Q und einer zugehörigen Unterschreitungswahrscheinlichkeit als Summenfunktion $F_Q(Q)$ der vorhandenen Extremwertverteilung gemäß Abbildung 4.12 flexibilisiert.

Da die Beziehung zwischen jährlichem Maximalabfluss und Wiederkehrperiode erheblichen Einfluss auf die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit hat, ist eine sorg-

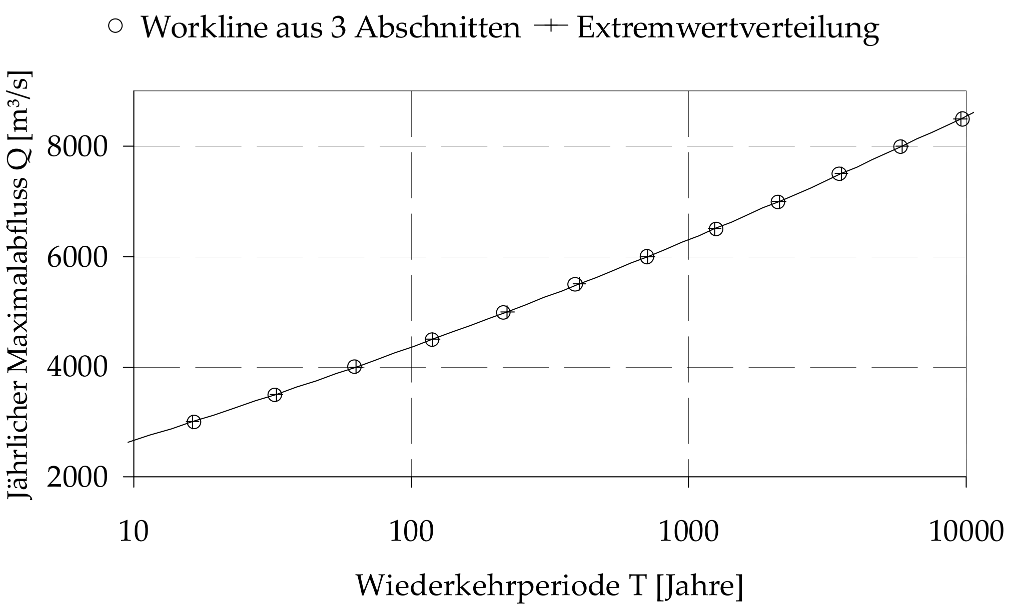


Abbildung 4.11: Historische Abflussstatistik und Workline für die Elbe am Pegel Dresden

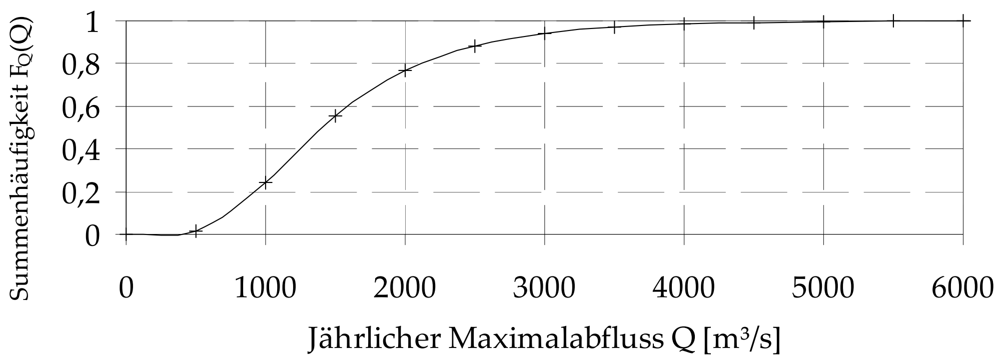


Abbildung 4.12: Summenhäufigkeitsverteilung für den Abfluss an der Unteren Iller am Pegel Wiblingen

fältige Auswertung der Abflussstatistik insbesondere für Jährlichkeiten zwischen 20 Jahren und der Wiederkehrperiode des maximal gemessenen Hochwassers wesentlich (vgl. Pohl, 2007). Damit eine Berechnung von geringen Versagenswahrscheinlichkeiten unterhalb von einmal in 1000 Jahren möglich ist, müssen die aus der Abflussstatistik gewonnenen Wertepaare für Wiederkehrperioden oberhalb von 1000 Jahren extrapoliert werden. Die in den DWA-Themen 4.1 (2008) zusammengefassten Untersuchungen ermöglichen ein Maximum an Zuverlässigkeit bei der Extrapolation.

4.2.4 Definition eines Zuverlässigkeitsniveaus und eines Zuverlässigkeitsbord

Nach Durchführung einer probabilistischen Untersuchung der Deichstandsicherheit unter Berücksichtigung der maßgebenden Versagensmechanismen lassen sich Zuverlässigkeitsindex β und die Sensitivitätsfaktoren α_i dazu verwenden, ein Zuverlässigkeitsniveau und ein Zuverlässigkeitsbord zu bestimmen, die ein nützliches Maß für die Beurteilung des Schutzgrads eines Deiches darstellen. Das Zuverlässigkeitsniveau (reliability water level) stellt den Wasserstand im Bemessungspunkt des Versagens dar. Er ist unter allen möglichen Kombinationen der in die probabilistische Analyse eingehenden Eingangsparameter die wahrscheinlichste Kombination, bei der ein Versagen auftritt. In Anlehnung an den bei der Bemessung von Deichen verwendeten Freibord kann außerdem ein Zuverlässigkeitsbord (reliability freeboard) definiert werden, welcher die Differenz zwischen Zuverlässigkeitsniveau und dem Bemessungswasserstand für eine Bemessung der Deiche nach DIN bei einem Hochwasser kennzeichnet.

Der Vergleich des Zuverlässigkeitsniveaus mit der Höhenlage der Deichkrone ermöglicht die Beurteilung des Einflusses der übrigen Versagensmechanismen neben dem Überströmen des Deiches, wie Auftrieb und Erosionsgrundbruch, der Böschungsinstabilität und des Einflusses von Wellen. Ist nur das Überströmen maßgebend für das Versagen des Deiches, entspricht das Zuverlässigkeitsniveau der Deichkronenhöhe. Je größer der Beitrag der übrigen Mechanismen, desto weiter liegt das Zuverlässigkeitsniveau unterhalb der Deichkronenhöhe. Der Zuverlässigkeitsbord sinkt dann gegenüber dem Freibord ab und kann sogar negative Werte anneh-

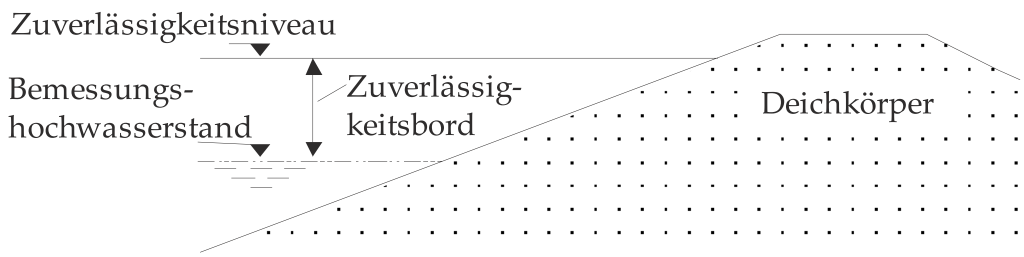


Abbildung 4.13: Definition von Zuverlässigkeitsniveau und Zuverlässigkeitsbord

men, falls die Wiederkehrperiode des Deichversagens geringer als die Wiederkehrperiode des Bemessungshochwassers ist.

4.2.4.1 Rechnerische Bestimmung von Zuverlässigkeitsniveau und Zuverlässigkeitsbord

Die Ermittlung des Zuverlässigkeitsniveaus erfolgt in folgenden Schritten. Der Index (*) wird dabei für Werte der Parameter im Bemessungspunkt verwendet:

- Bestimmung des standard-normalverteilten Abflusses u_q aus Zuverlässigkeitsindex β und dem zugehörigen Sensitivitätsfaktor für den Abfluss α_q:

$$u_q = -\alpha_q \cdot \beta \tag{4.26}$$

- Bestimmung der zugehörigen Überschreitungswahrscheinlichkeit p (Q > Q*) mit dem jährlichen Maximalabfluss im Bemessungspunkt Q* mittels der standard-normalverteilten Funktion Φ:

$$p(Q > Q^*) = 1 - \Phi\left(u_q\right) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u_q} e^{-\frac{1}{2}x^2} dx \tag{4.27}$$

- Bestimmung der zugehörigen Wiederkehrperiode T:

$$T = -\frac{1}{\ln\left[1 - p(Q > Q^*)\right]} \tag{4.28}$$

- Bestimmung des zugehörigen Abflusses im Bemessungspunkt Q* mittels Beziehung zwischen jährlichem Maximalabfluss und Wiederkehrperiode aus der Auswertung einer historischen Extremwertstatistik. Diese lässt sich aus der historischen Extremwertstatistik gemäß der in Abbildung 4.12 dargestellten Summenfunktion ermitteln.

- Bestimmung des zugehörigen Wasserstands im Bemessungspunkt h^*_{Fluss} aus einer hydrodynamisch-numerischen Modellierung mittels Interpolation des Wasserstands für verschiedene Extremabflüsse Q.

- Bestimmung des Bemessungspunkts der Wasserstandsunsicherheit Δh^*_{Fluss} aus Zuverlässigkeitsindex β, dem zugehörigen Sensitivitätsfaktor $\alpha_{\Delta h}$ und der Wasserstandsunsicherheit $\sigma_{\Delta h}$:

$$\Delta h^*_{Fluss} = -\alpha_{\Delta h} \cdot \beta \cdot \sigma_{\Delta h} \tag{4.29}$$

- Bestimmung des Zuverlässigkeitsniveaus $h^*_{Zuverlässigkeit}$ als Summe des aus dem Abfluss ermittelten Wasserstand h^*_{Fluss} und der Wasserstandsunsicherheit Δh^*_{Fluss} im Bemessungspunkt:

$$h^*_{\text{Zuverlässigkeit}} = h^*_{\text{Fluss}} + \Delta h^*_{\text{Fluss}} \tag{4.30}$$

Die Verwendung eines Zuverlässigkeitsniveaus und eines Zuverlässigkeitsbords stellt nicht das eigentliche Ziel einer probabilistischen Untersuchung dar. Der Deich kann genauso gut bei anderen Wasserständen als dem Zuverlässigkeitsniveau versagen. Der Zuverlässigkeitsbord stellt jedoch ein nützliches Maß für die Praxis zur Beurteilung des Schutzgrads eines Deiches dar, da der Einfluss der übrigen Versagensmechanismen gegenüber dem Überströmen des Deiches berücksichtigt wird. Die Bestimmung des Zuverlässigkeitsbords wird im Anhang E an einem Beispiel verdeutlicht und in Abschnitt 4.3.4.4 anhand einer exemplarischen Deichstrecke an der Elbe vorgeführt.

4.2.4.2 Zuverlässigkeitsniveau und Zuverlässigkeitsbord in Abhängigkeit von der Sensitivität des Abflusses

Die Bestimmung von Zuverlässigkeitsniveau und Zuverlässigkeitsbord wird wesentlich durch die gemäß Gleichung (4.26) beschriebene Abhängigkeit vom Sensitivitätsfaktor α_q des Abflusses Q mitbestimmt. In Fällen, in denen eine geringere Sensitivität des Abflusses herrscht und α_q Werte oberhalb von etwa -0,9 annimmt, nimmt die Aussagekraft des Zuverlässigkeitsniveaus und des Zuverlässigkeitsbords ab. Ursache hierfür ist die Umrechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von einer Blockgröße als Bezugzeitraum auf ein Jahr, die in Abschnitt 3.7.2 behandelt wird. Eine Bestimmung des Wasserstands im Bemessungspunkt liefert dann ein unterschiedliches Ergebnis, ob der Bezugszeitraum eine Blockgröße oder ein Jahr ist.

Für das im Abschnitt 4.3 vorgestellte Anwendungsbeispiel einer Zuverlässigkeitsanalyse an der Elbe wurde sowohl ein eindimensionales hydrodynamisch- numerisches Modell ohne Abbildung des Hinterlands als auch ein zweidimensionales hydrodynamisch-numerisches Modell mit Abbildung des Hinterlands aufgestellt (vgl. Abschnitt 3.3). Die Aussagekraft des Zuverlässigkeitsbords kann durch die hydrodynamisch-numerische Simulation beeinflusst werden. In Abbildung 4.14 sind die Ergebnisse der Wasserspiegellagenberechnung für zwei unterschiedliche Berechnungsmodelle dargestellt. Für ein eindimensionales HN-Modell wurden Querprofile des Flusses nur für das Deichvorland bis zur Deichkrone abgebildet, während bei der zweidimensionalen Berechnung auch das Deichhinterland über mehrere Kilometer bis zum nächsten Hochufer berücksichtigt wurde. Die Abbildung des Hinterlands im 2D-Modell bewirkt eine Retention der Hochwasserwelle. Wenn der Wasserspiegel die Deichkrone überschreitet, wird ein weiterer Anstieg des Wasserspiegels durch die Retentionswirkung des Hinterlands gedämpft, während für das eindimensionale Modell der Wasserspiegel kontinuierlich ansteigt.

Ein geringeres Ansteigen des Wasserspiegels durch die Retentionswirkung des Hinterlands hat zur Folge, dass der Einfluss des Abflusses auf die Versagenswahrscheinlichkeit gegenüber anderen geotechnischen Unsicherheiten abnimmt. Dies lässt sich

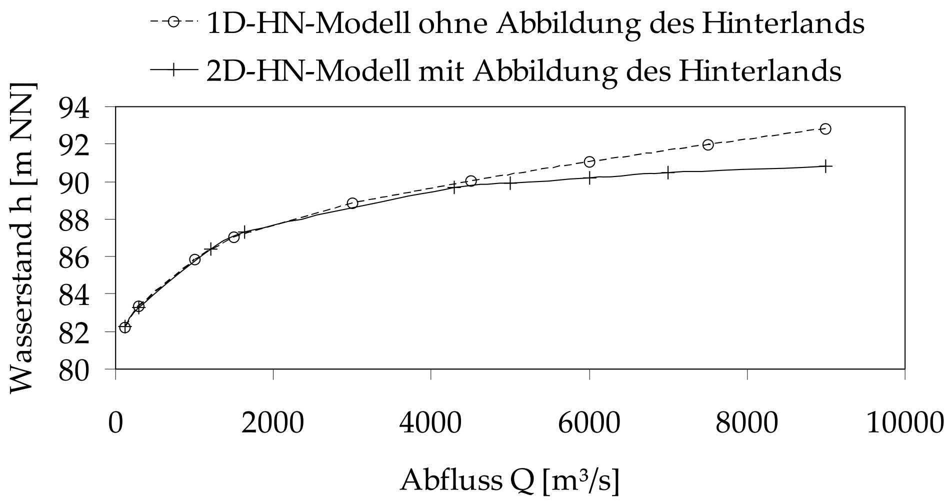


Abbildung 4.14: Wasserspiegellagenberechnung für einen exemplarischen Deichabschnitt mit einem eindimensionalen hydrodynamisch-numerischen (HN) stationären Abflussmodell ohne Abbildung des Hinterlands und mit einem zweidimensionalen HN-Modell mit Abbildung des Hinterlands

in den Berechnungsergebnissen an einem erhöhten negativen Sensitivitätsfaktor α_q für den Abfluss ablesen. Bei Anwendung des obigen Berechnungsschemas erkennt man, dass durch die geringe Signifikanz des Abflusses das Zuverlässigkeitsniveau absinkt. Dies kann sogar zu dem Ergebnis führen, dass der Zuverlässigkeitsbord negativ wird, selbst wenn die Versagenswahrscheinlichkeiten für alle Mechanismen gering sind. Die Aussagekraft des Zuverlässigkeitsbords wird dadurch gemindert.

Die Retention der Hochwasserwelle durch das Hinterland bedeutet für eine Zuverlässigkeitsbetrachtung eines Deichabschnitts jedoch, dass ein Versagen dieses oder eines anderen Deichabschnitts, bereits aufgetreten ist. Insofern wird dann eine bedingte Wahrscheinlichkeit ermittelt. Sämtliche hier beschriebene Untersuchungen haben zum Ziel, die Wahrscheinlichkeit des Versagens des ersten Deiches zu berechnen, ohne dass ein Versagen an anderer Stelle stattgefunden hat. Die Bestimmung einer Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung eines Versagens an einer anderen, oberstrom liegenden Stelle durch Überströmen, würde eine zu große Zuverlässigkeit auf Kosten der Oberlieger vortäuschen.

Für Untersuchungen zur Hochwassersicherheit der Deiche im Deltabereich von Rhein und Maas haben sich vergleichbare Fragestellungen ergeben. Die Zuverlässigkeit der rheinabwärts liegenden Deiche wird durch eine mögliche Überflutung oberstrom liegender Hinterländer beeinflusst. Ein Deichversagen an den Oberläufen und eine daraus resultierende Hochwasserretention wurde für die Zuverlässigkeitsuntersuchungen der Unterlieger nicht berücksichtigt.

Eine etwas andere Fragestellung ergibt sich, wenn einander gegenüberliegende Deiche an einem Fluss untersucht werden. Eine geringere Deichhöhe an einem Flussufer ist Schwachstelle des Systems und führt damit zu einer Entlastung des gegenüberliegenden Ufers. Eine gezielte Systembetrachtung durch den Bruch eines Deiches an einer Stelle sollte dann durchgeführt werden, wie dies von van Mierlo et al. (2007) für einen Rheinabschnitt untersucht wurde. Durch hochwasserabwehrende Maßnahmen wie beispielweise das Auflegen von Sandsäcken wird eine weiterführende Zuverlässigkeitsanalyse hoch komplex.

Um eine Vergleichbarkeit von Deichabschnitten zuzulassen, sollte im Allgemeinen die Berechnung einer Versagenswahrscheinlichkeit von einer Unabhängigkeit der Deichabschnitte ausgehen. Es wird hieraus schlussgefolgert, dass ein Abschneiden eines hydrodynamisch-numerischen Modells an der Deichkrone durchaus zulässig ist. Im Einzelfall ist zu prüfen, inwiefern eine Berücksichtigung von Systemeffekten für eine Zuverlässigkeitsbetrachtung von Deichstrecken notwendig ist.

4.2.5 Übersetzung der Programmein- und –ausgaben

Eine grafische Benutzeroberfläche für PC-Ring wurde bislang nur in niederländischer Sprache angeboten. Die grafische Benutzeroberfläche der Version 5 erleichtert die Eingabe und ermöglicht eine GIS-basierte Visualisierung der Eingabe- und Ausgabedaten. Es wurde daher eine Übersetzung der grafischen Benutzeroberfläche vorgenommen, die deutschsprachigen Benutzern den Umgang erleichtern soll. Daneben gibt es beim Besitzer der Software PC-Ring, der Firma Deltares in den Niederlanden, Bestrebungen, zukünftige Versionen von PC-Ring auch in englischer und deutscher Sprache anzubieten und eine serverbasierte Plattform von PC-Ring zur Verfügung zu stellen, auf die internetbasiert von jedem Computer aus zugegriffen werden kann.

4.3 Fallstudie Elbe

Bezogen auf die Fließstrecke ist die Elbe Deutschlands drittlängster Fluss. Das Sommerhochwasser 2002 in der Tschechischen Republik und in Ostdeutschland sowie das erneut schwerwiegende Hochwasser im Frühjahr 2006 haben der Öffentlichkeit die Anfälligkeit gegenüber extremen Hochwässern bewusst gemacht. Nicht zuletzt deswegen wurde von der deutschen Bundesregierung die Förderaktivität RIMAX – Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse – ins Leben gerufen.

Für eine Überprüfung der Funktionsweise und eine Validierung der Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen im Projekt PC-River war die Fallstudie an der Elbe unabdingbar. Die Fallstudie diente zunächst der Einarbeitung in die Funktionsweise des komplexen Programms PC-Ring. Anhand der etwa 11 km langen Deichstrecke Burckhardshof-Treblitzsch an der Elbe im Landkreis Torgau-Oschatz mit den Ergebnissen einer eindimensionalen hydrodynamisch-numerischen Wasserspiegellagenberechnung wurden Erfahrungen bei der Durchführung einer probabilistischen Deichanalyse gesammelt. Im weiteren Verlauf wurden Erkenntnisse darüber gewonnen, an welchen Stellen es Bedarf gab, Anpassungen des Programmcodes durchzuführen. Nach Einarbeitung dieser Änderungen und unter Berücksichtigung der Wasserspiegellagenberechnungen aus einem zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modell wurden später in einem größerem Umfang von 40 km Deichstrecken Untersuchungen der Zuverlässigkeit durchgeführt.

4.3.1 Flusscharakteristik

Zwischen den Pegeln Dresden und Wittenberg hat die Elbe im Bereich der Flusskilometer 121 bei Mühlberg und Flusskilometer 180 bei Prettin ein flaches, tief liegendes Hinterland.

Die hydraulischen Randbedingungen zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Flussdeiches wurden im Kapitel 3 vorgestellt:

- die Workline als Beziehung von jährlichem Maximalabfluss und Wiederkehrperiode (vgl. Abschnitt 3.1 und Abbildung 4.11),
- die Überschreitungsdauerlinie (vgl. Abschnitt 3.2 und Abbildung 4.16) und
- die Beziehung von Abfluss und Wasserstand aus einem hydrodynamisch-numerischen Modell (vgl. Abschnitt 3.3).

Im Falle der Ermittlung für den Pegel Dresden an der Elbe wird die Workline aus einer historischen Extremwertstatistik abgeleitet, die vom Sächsischen Landesamt für Umwelt und Geologie (LfUG) herausgegeben wird. In dieser Extremwertstatistik sind die maximalen jährlichen Abflüsse an der Elbe aufgezeichnet. Zur Beschreibung der Extremwertstatistik verwendet das LfUG als Extremwertverteilung eine dreiparametrische Log-Normalverteilung (Fischer, 2007). Diese Workline wird gemäß der in Abschnitt 4.2.3 beschriebenen Erweiterung des Programmcodes als Summenfunktion gemäß Abbildung 4.12 berücksichtigt.

Für die Erstellung der Überschreitungsdauerlinie wurde für den Elbpegel Dresden die historische Abflussstatistik ausgewertet und die Überschreitungsdauer N in Tagen für eine Schrittweite des Abflusses von 50 m³/s bestimmt. Entsprechend dem in den Niederlanden verwendeten Format werden diese Wertepaare durch ein Polynom 3. Grades gemäß Gleichung (3.4) angenähert:

$$N(Q) = -1{,}682 \cdot 10^{-10} \cdot Q^3 + 2{,}691 \cdot 10^{-6} \cdot Q^2 - 1{,}321 \cdot 10^{-2} \cdot Q + 22{,}35 \tag{4.31}$$

Zur Ermittlung der Wellenhöhen ist eine Windstatistik bezüglich Windrichtung und Windgeschwindigkeit auszuwerten (vgl. Vermeer et al., 2009). Die Ergebnisse der Auswertung für die nahegelegene Windstation Oschatz sind Anhang F zu entnehmen.

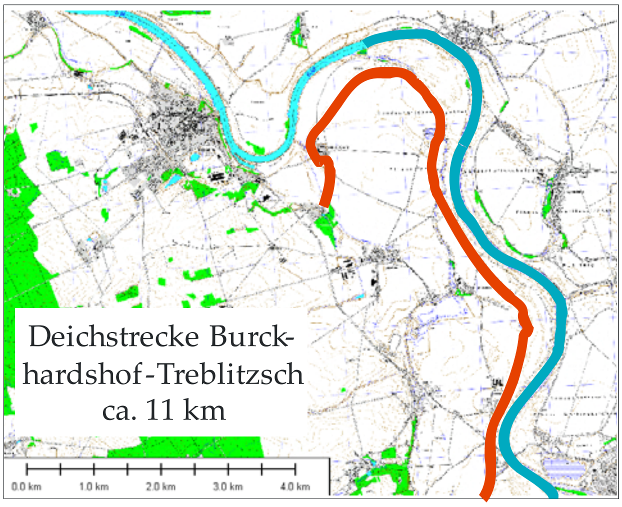


Abbildung 4.15: Fallstudienstrecke an der Elbe in Sachsen

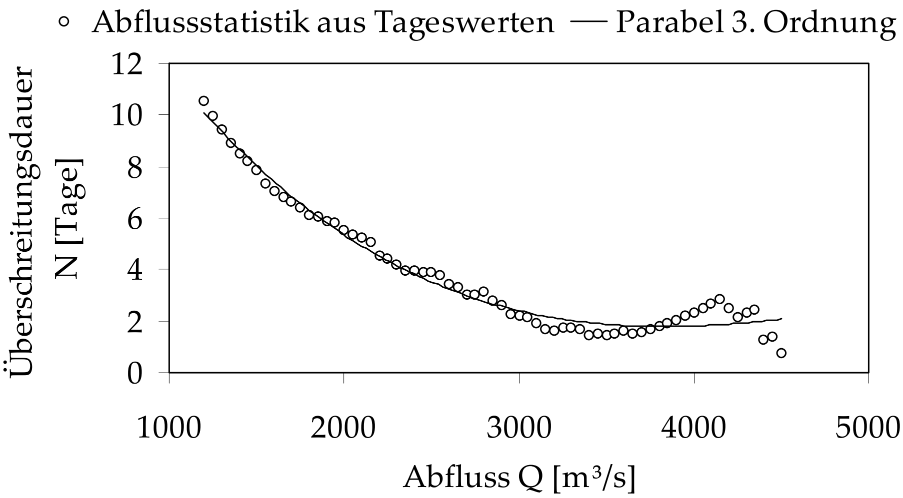


Abbildung 4.16: Überschreitungsdauerlinie gemäß Gleichung (4.31) als Beziehung zwischen Abfluss an der Elbe und dessen Überschreitungsdauer abgeleitet aus einer Statistik mit täglichen Extremwerten für den Pegel Dresden

4.3.2 Auswertung der geotechnischen Eingangsdaten

Die Auswertung der geotechnischen Eingangsdaten hängt von der verfügbaren Datengrundlage ab. Eine probabilistische Analyse der Deichstandsicherheit bietet unter Berücksichtigung einer geostatistischen Auswertung der geotechnischen Eingangsparameter jedoch den Vorteil, dass auch mit einem geringen Datenumfang gearbeitet werden kann. Durch die Anwendung geostatistischer Verfahren schlägt sich eine geringe Datengrundlage in einer großen Unsicherheit der Eingangsdaten nieder, die zu großen Versagenswahrscheinlichkeiten führen kann. Daher kann das Ergebnis einer probabilistischen Deichanalyse auch sein, dass zunächst die Datengrundlage verbessert werden sollte, um die Zuverlässigkeit des Deiches zu erhöhen. Die Datenbasis für die untersuchte Deichstrecke C an der Elbe ist im Anhang F zusammengefasst.

Der Beginn der Untersuchungen stellt die Studie der Erläuterungsberichte (z.B. Dresden Dorsch Consult Ingenieurgesellschaft, 2007a) dar, mit Hilfe derer ein Überblick über die Situation vor Ort gewonnen werden kann. Dieser liefert auch die Grundlage für eine räumliche Aufteilung der Deichstrecken in Deichabschnitte. Eine Hilfestellung bei der Schematisierung der Deichstrecken liefern Lassing et al. (2002).

Dabei ist zu beachten, dass Homogenbereiche in eine geostatistische Auswertung einfließen sollten. Dort, wo z.B. eine Deichlinie durch ein Durchlassbauwerk unterbrochen wird oder wo eine Inhomogenität durch eine Veränderung der Oberflächenbeschaffenheit des Deiches auftritt, sollte ein neuer Deichabschnitt beginnen. Faustwert für die Länge eines Deichabschnitts ist 400 m. Für jeden Deichabschnitt wird dann ein repräsentativer Punkt gewählt, für den Mittelwerte und Standardabweichungen aller Eingangsparameter bestimmt werden. Der repräsentative Punkt ist dabei in der Regel der Mittelpunkt eines Deichabschnitts (vgl. Abbildung A.1).

Die geotechnischen Daten für die Fallstudie an der Elbe liefern eine umfangreiche Datengrundlage. Eine Deichvermessung liefert Querprofile der Deiche in einem Abstand von ca. 400 m sowie Längsschnitte durch die Deichkrone und den wasser- und landseitigen Böschungsfuß mit einer Schrittweite von 50 m. In jedem Querprofil

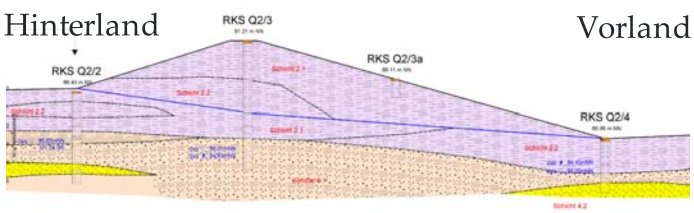


Abbildung 4.17: Typisches Querprofil des Deicherkundungsprogramms an der Elbe im Bereich Torgau (Dresden Dorsch Consult Ingenieurgesellschaft, 2007a)

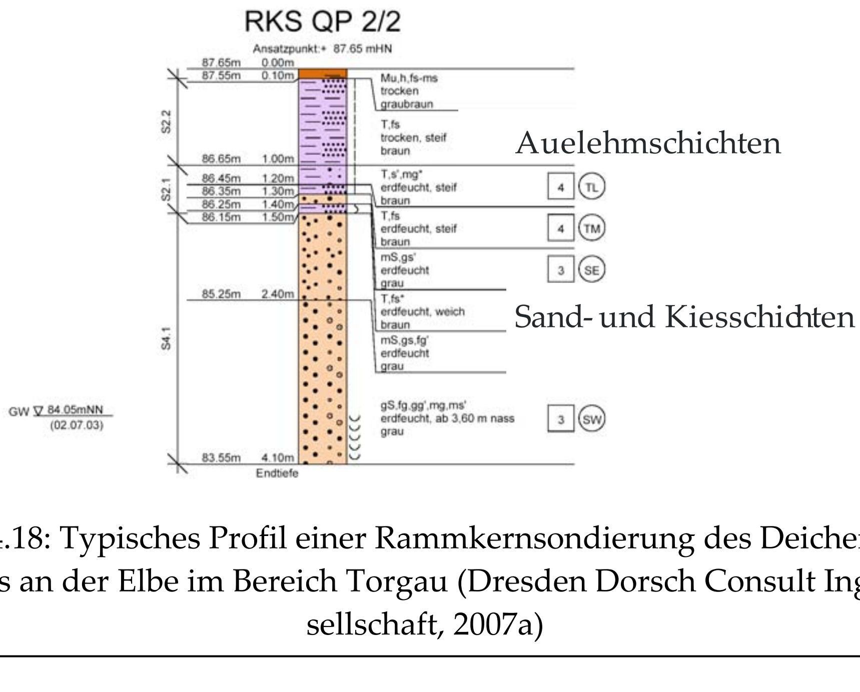


Abbildung 4.18: Typisches Profil einer Rammkernsondierung des Deicherkundungsprogramms an der Elbe im Bereich Torgau (Dresden Dorsch Consult Ingenieurgesellschaft, 2007a)

werden fünf bis sechs Rammkernsondierungen mit mittleren Sondiertiefen von 5 m durchgeführt. Die Ergebnisse einzelner weiterhin durchgeführter Rammsondierungen, Klassifikationen von Tonproben sowie von Rahmenscherversuchen sind in einem geologischen Gutachten zusammengefasst (vgl. Dresden Dorsch Consult Ingenieurgesellschaft, 2007a). Weiterhin sind die Ergebnisse der geoelektrischen Erkundung beschrieben, die nicht in die Auswertung der geotechnischen Eingangsparameter einfließen. Weitere geotechnische Eingangsparameter vor allem für größere Tiefen unter dem Deich wie zum Beispiel die Mächtigkeit der grundwasserleitenden Schicht, die in das Piping-Modell nach Sellmeijer (vgl. Abschnitt 4.1.2) einfließt, liefert das Umweltinformationssystem Sachsen, Fachinformationssystem Hydrogeologie (2007). Aus Schichtenverzeichnissen können Kornverteilungen und Durchlässigkeiten in unterschiedlichen Tiefen abgeschätzt werden.

4.3.3 Geostatistische Auswertung der vorliegenden Eingangsdaten

Wie in Abschnitt 2.4 erläutert, sind für alle in die Zuverlässigkeitsanalyse eingehenden Parameter Mittelwert und Standardabweichung unter Berücksichtigung einer räumlichen Variabilität zu bestimmen. Der Einfluss räumlicher Korrelationen wirkt sich mindernd auf die Versagenswahrscheinlichkeit für eine Deichstrecke aus. Die Zusatzinformation einer räumlichen Korrelation verringert insgesamt die Unsicherheit, da von bekannten Datenpunkten auf einen die Parameter in einer größeren Umgebung geschlossen werden kann. Die Bestimmung einer Korrelationslänge ist jedoch abhängig vom Umfang der vorhandenen Datenbasis. Obwohl für die Fallstudie Elbe viele Datenpunkte in kurzen Abständen bei großen Gesamtstreckenlängen vorliegen, kann die Korrelationslänge nur für einige Eingangsparameter bestimmt werden. In vielen Fällen werden jedoch Standardwerte der Korrelationslängen der Eingangsparameter aus der Benutzeranleitung des Programms PC-Ring (Steenbergen & Vrouwenvelder, 2003b) übernommen.

Da Korrelationslängen der Eingangsparameter in der Größenordnung von einigen hundert Metern liegen, wird die geostatistische Auswertung der in vergleichbaren Abständen von 50 bis 400 m vorhandenen Datenpunkte nur in Längsrichtung des Deiches vorgenommen. Für Datenpunkte innerhalb eines Deichquerschnitts wird eine räumliche Korrelation vernachlässigt.

Die Eingangsparameter zur Beschreibung der Deichgeometrie, die in die Versagenszustandsgleichungen eingehen, sind die Höhenlagen der Deichkrone und des wasser- und landseitigen Böschungsfußes, die Neigungen der wasser- und landseitigen Böschung sowie die Deichbreite.

Die durchgeführten Vermessungen im Rahmen der Schwachstellenanalysen der Hochwasserschutzdeiche an der Elbe mit dem Stand von 2003 liefern die Datenbasis für eine geostatistische Auswertung mittels Semivariogrammtechnik. In einer Rasterweite von 100 m wurden Längsschnitte im Bereich der Deichkrone sowie des wasser- und luftseitigen Deichfußes vermessen, die zur Bestimmung der Semivariogramme für die Eingangsparameter der Deichgeometrie herangezogen werden. Gemäß den Erläuterungen in Abschnitt 2.4 werden die vorliegenden Rohdaten einer Trendbereinigung unterzogen. Der typische Verlauf eines Semivariogramms ist in Abbildung 4.19 dargestellt.

Die Bestimmung der Korrelationslänge für die geometrischen Eingangsparameter für die gesamte Fallstudienstrecke mit einer Länge von etwa 40 km kann nur durch visuelles Einpassen erfolgen. Die analytische Bestimmung einer Korrelationslänge durch die Annäherung durch eine Funktion mit einer begrenzten Anzahl an Freiheitsgraden wird meist zu stark durch „Ausreißer“ mit einer großen Semikovarianz beeinflusst und versagt deshalb. Ein visuelles Einpassen ist einer gewissen Subjektivität unterworfen. Die ermittelten Korrelationslängen für die verschiedenen Deich strecken schwanken zwischen 400 m und 1200 m. Um die Ungenauigkeit der Bestimmung der Korrelationslänge zu berücksichtigen und um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse verschiedener Deichstrecken miteinander zu verbessern, wurde für alle geometrischen Eingangsparameter eine einheitliche Korrelationslänge von 600 m angenommen.

Die Eingangsparameter zur Beschreibung des Deichuntergrunds, die in die Versagenszustandsgleichungen eingehen, sind die Mächtigkeit d des Grundwasserstauers, die Höhenlage des Grundwasserspiegels h_b sowie der Siebdurchgang d_{70} und die Durchlässigkeit k des darunterliegenden Grundwasserleiters.

Die Abstände in Deichlängsrichtung, mit denen Korrelationslängen für die Mächtigkeit des Grundwasserstauers bestimmt werden können, schwanken von Deichstrecke zu Deichstrecke zwischen 50 m und etwa 400 m. Den für kürzere Abstände bestimmten Korrelationslängen kann mehr Vertrauen geschenkt werden, da hier mehr Werte für die Bestimmung vorliegen. Bezüglich der Höhenlage des Grundwasserspiegels

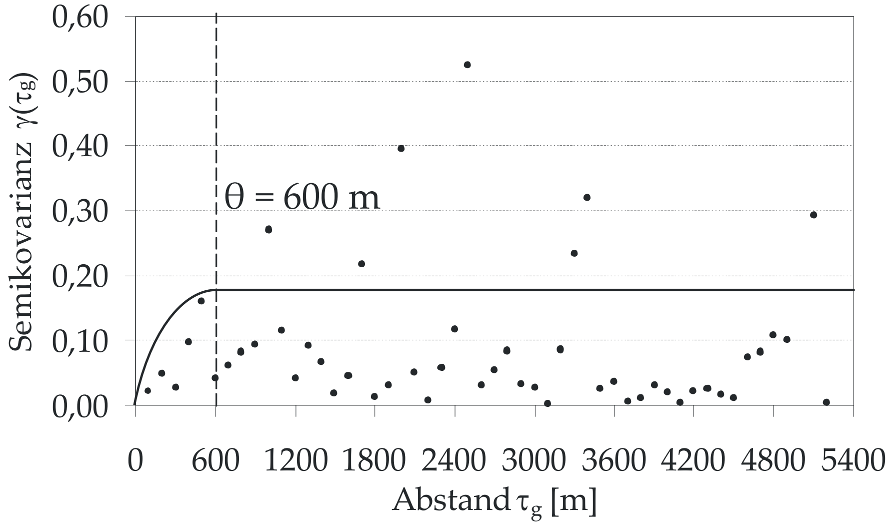


Abbildung 4.19: Semivariogramm für die Höhenlage der Deichkrone im Bereich der ca. 11 km langen Deichstrecke Burckhardshof-Treblitzsch

kann hier nur auf die vorhandenen Querschnitte in einem Abstand von etwa 400 m zugegriffen werden. Wie für die Deichgeometrie wurde aufgrund der Ungenauigkeit der Bestimmung durch visuelles Einpassen für die Mächtigkeit des Grundwasserstauers und die Höhenlage des Grundwasserspiegels eine einheitliche Korrelationslänge von 600 m angenommen.

Für den Siebdurchgang d_{70} sowie die Durchlässigkeit des Grundwasserleiters liegt lediglich im Bereich der Deichstrecke Großtreben-Zwethau eine zufriedenstellende Datenbasis vor. Aus dem Umweltinformationssystem Sachsen, Fachinformationssystem Hydrogeologie (2007), können hier auf einer Strecke von ca. 2 km Datenpunkte in einem Abstand zwischen 50 m und 150 m für eine geostatistische Auswertung verwendet werden. Da die Abstände zwischen Datenpunkten nicht konstant sind, werden erforderliche Zwischenpunkte interpoliert. Für den Siebdurchgang d_{70} kann hieraus eine Korrelationslänge von 400 m, für die Durchlässigkeit von 600 m bestimmt werden. Es kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass eine aus der Kornverteilung abgeleitete Größe wie der Siebdurchgang d_{70} eine geringere Korrelationslänge aufweist als die Schichtmächtigkeit.

Mittels des Point Kriging Verfahrens aus der Geostatistik können Mittelwert und Standardabweichung für die verschiedenen Eingangsparameter, für die zuvor die Korrelationslänge abgeschätzt wurde, aufgrund von Daten aus umliegenden Messungen in Deichlängsrichtung für einen Punkt in der Mitte eines Deichabschnitts bestimmt werden. Mit der im Anhang A beschriebenen Vorgehensweise kann dann unter Annahme einer Gauss-Korrelationsfunktion eine Korrelationsmatrix aufgestellt werden.

Insbesondere wenn Datenpunkte auf einer Geraden liegen, können sich Probleme der Anwendung des Point Kriging Verfahrens bei stark korrelierenden Punkten und starker Streuung der Werte ergeben. Die Korrelationsmatrix liefert dann negative oder kleine positive Eigenwerte, welche unzuverlässige Abschätzungen für Mittelwert und Standardabweichung liefern. In diesen Fällen kann auf eine Korrelation der Messpunkte verzichtet werden, und es können die statistischen Momente auf herkömmliche Weise ermittelt werden. Eine andere Möglichkeit, wie das Auftreten singulärer Korrelationsmatrizen umgangen wird, ist der Verzicht auf die Information, die einzelne Datenpunkte liefern. Bei schwächer korrelierenden Punkten liefert das Point Kriging Verfahren auch ohne diese Maßnahmen zuverlässige Ergebnisse.

Da unter Annahme einer Gauss-Korrelationsfunktion der Einfluss der Datenpunkte rasch mit zunehmender Entfernung vom betrachteten Abschnittsmittelpunkt abnimmt, werden nur Datenpunkte berücksichtigt, die bis zu einer Korrelationslänge vom Mittelpunkt eines Deichabschnitts entfernt liegen.

4.3.4 Ergebnisse und Interpretation

Die Durchführung einer probabilistischen Untersuchung von Flussdeichen wird anhand der Fallstudie Elbe vorgeführt. Insgesamt wurden im Projekt PC-River ca.

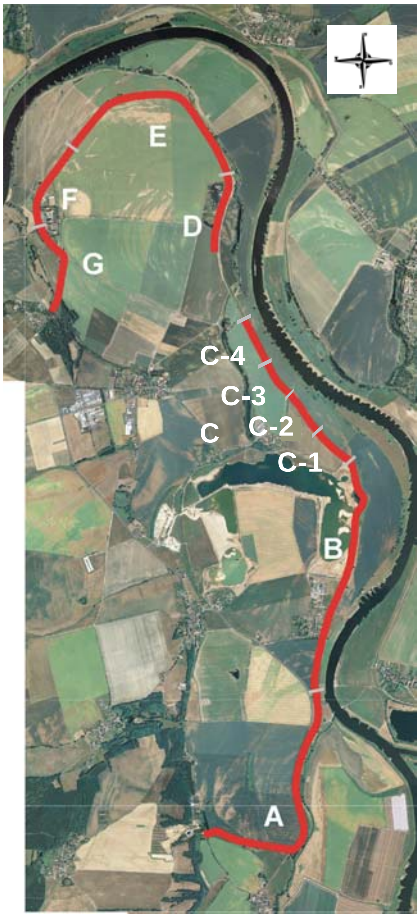


Abbildung 4.20: Deichstrecke Burckhardshof-Treblitzsch

40 km Deichstrecken untersucht. Exemplarisch sollen die Ergebnisse an der Deichstrecke C der in sieben Teilstrecken gegliederten Deichstrecke Burckhardshof-Treblitzsch zwischen Belgern und Mühlberg vorgestellt werden.

Bei der Beschreibung der Ergebnisse wird entweder die jährliche Versagenswahrscheinlichkeit oder die Wiederkehrperiode des Versagens T_f in Jahren angegeben. Die Wiederkehrperiode des Versagens ist der Kehrwert der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit. Die Wiederkehrperiode des Versagens, wie sie auch meist in den folgenden Abbildungen verwendet wird, beschreibt die Ergebnisse allgemeinverständlich, da hier natürliche Zeiträume miteinander verglichen werden. Präziser ist jedoch die Ausgabe des Ergebnisses als jährliche Versagenswahrscheinlichkeit, da es immer um eine Wahrscheinlichkeit zum augenblicklichen Zeitpunkt geht. Ein zweimaliges Versagen innerhalb von wenigen Jahren bleibt deswegen selbstverständlich möglich.

4.3.4.1 Validierung mit einem 100-jährlichen Hochwasser

Eine Überprüfung der hydraulischen Randbedingungen erfolgt, indem die Deichkronenhöhe auf das Niveau eines 100-jährlichen Hochwasserstands gesetzt wird. Werden alle anderen Eingangsparameter deterministisch behandelt und der Einfluss winderzeugter Wellen ausgeschaltet, sollte die Wiederkehrperiode des Versagens bei 100 Jahren liegen.

Für die Wasserstände aus einem eindimensionalen hydrodynamisch-numerischen Abflussmodell, bei dem die Wasserstände in einem Abstand von 1 km bestimmt werden, können verschiedene Einflussfaktoren, die eine Abweichung von einer Wiederkehrperiode T_f des Versagens 100 Jahren bewirken, nach und nach eliminiert werden.

In den in Abbildung 4.21 dargestellten Ergebnissen der Überprüfung der hydraulischen Randbedingungen wird links oben zunächst ein Vergleich mit den von der Landestalsperrenverwaltung (LTV) des Freistaates Sachsen vorgenommenen Wasserspiegellagenberechnungen für ein HQ100 durchgeführt, da diese als offizielle Be-

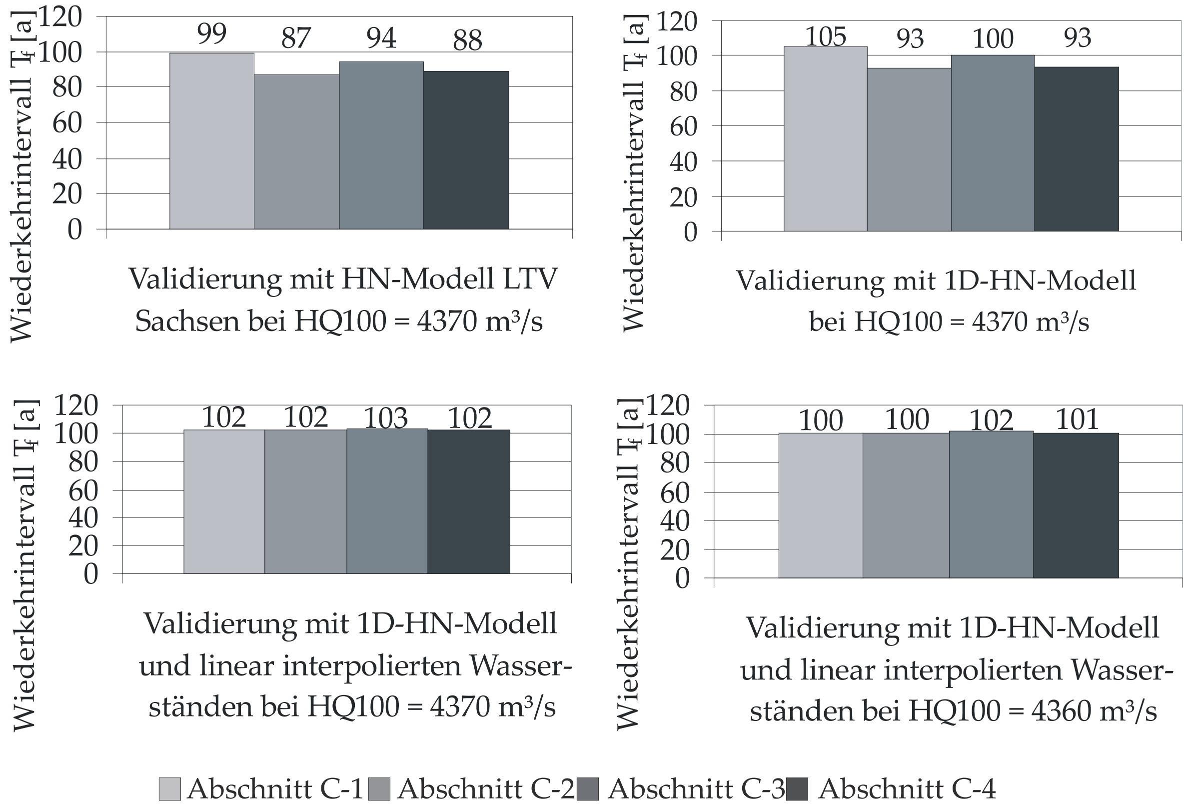


Abbildung 4.21: Berechnete Wiederkehrperioden des Versagens für die Überprüfung der hydraulischen Randbedingungen für die Deichstrecke C an der Elbe

messungswasserspiegel an den jeweiligen Deichabschnitten gelten. Es zeigen sichhierbei Abweichungen von einer Wiederkehrperiode von 100 Jahren von bis zu 13 %.

Rechts oben sind die Ergebnisse bei Vergleich mit den Wasserspiegellagen eines eindimensionalen HN-Modells dargestellt. Die Unterschiede gegenüber den Bemessungswasserspiegeln des LTV-Modells betragen bis zu ± 4 cm. Es ergibt sich damit eine bessere Übereinstimmung von bis zu 7 %. Das links unten abgebildete Säulendiagramm berücksichtigt zusätzlich noch die genauen vom Modell in Abständen von 100 m ermittelten Wasserstände statt den in einem Abstand von einem 1 km ausgelesenen und interpolierten Wasserständen. Der Unterschied gegenüber dem LTV-Modell liegt bei bis zu ± 10 cm. Die Abweichungen der berechneten Wiederkehrperioden betragen damit nur noch 2-3 %. In Abbildung 4.21 rechts unten wird nun noch statt dem für eine Wiederkehrperiode von 100 Jahren offiziellen vom Sächsischem LfUG angegebenen Wert für ein HQ100 von 4370 m³/s ein angenäherter Abfluss von 4360 m³/s, der aus der Annäherung durch eine Logarithmusfunktion herrührt, angenommen. Der Unterschied der berechneten Wasserspiegellagen gegenüber dem LTV-Modell beträgt ± 12 cm. Die noch vorhandenen Differenzen im letzten Fall sind schließlich nur noch auf numerische Ursachen zurückzuführen.

Die Ergebnisse zeigen eine schrittweise Eliminierung der Einflussfaktoren, die einen Unterschied der berechneten Versagenswahrscheinlichkeiten von 1 / 100 a verursachen. Die in Abbildung 4.21 links oben dargestellten Ergebnisse liefern einen objektiven Vergleich mit den offiziellen Bemessungswasserspiegeln. Daher sollten weitere Berechnungen auf deren Grundlage erfolgen. Die bereits vorhandenen Abweichungen und damit vorhandene Unschärfen sind jedoch zu berücksichtigen, wenn nun im Folgenden auch geotechnische Unsicherheiten und die Unsicherheit des Wasserstands hinzugezogen werden.

4.3.4.2 Berechnete Versagenswahrscheinlichkeiten

Die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit geht von den Wasserständen aus einem zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modell aus, welches eine mögliche Überflutung des Hinterlands in weiten Bereichen abbildet. Ein Ausufern des Flusses für große Abflüsse sorgt für einen gedämpften Anstieg des Wasserstands (vgl. Abbildung 4.14). Die Berechnung berücksichtigt damit ein Überströmen der Deiche an anderen Deichabschnitten, geht aber davon aus, dass die Deiche dort stehen bleiben und stellt damit die Wahrscheinlichkeit für ein erstes Versagen eines Deiches dar. Eine Restwahrscheinlichkeit für ein Versagen, nachdem an anderer Stelle ein Deich gebrochen ist (van Mierlo et al., 2007), wird vernachlässigt. Da es jedoch um sehr kleine Eintrittswahrscheinlichkeiten geht, ist diese noch fehlende, bedingte Versagenswahrscheinlichkeit gering.

Die Berechnung der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit beruht auf der Extrapolation der historischen Abflussstatistik weit über ein 100-jährliches Ereignis hinaus. Für sehr seltene Hochwasserereignisse steigt die Unsicherheit der Bestimmung des Abflusses und der zugehörigen Wasserstände stark an. Aus diesem Grund ist die Angabe einer sehr geringen Versagenswahrscheinlichkeit auch mit Unsicherheiten behaftet. Liegen die berechneten Wiederkehrperioden T_f des Versagens über 5000 Jahren, so wird nachfolgend „> 5000“ angegeben. In Abbildung 4.22 sind exemplarisch die Wiederkehrperioden des Versagens für die Deichstrecke C dargestellt. Die Gesamtlänge der Deichstrecke beträgt 1700 m, Deichabschnitt C-1 besitzt eine Länge von 400 m, Deichabschnitt C-2 von 470 m, Deichabschnitt C-3 von 350 m und Deichabschnitt C-4 ist 480 m lang.

Die angegebenen Wiederkehrperioden des Versagens sind jeweils auf zwei zählende Stellen gerundet. Eine genauere Angabe der Wiederkehrperiode wäre übertrieben, da unter anderem Unsicherheiten in der Anwendung der historischen Abflussstatistik auf der hydraulischen Seite, aber auch vorhandene statistische Unsicherheiten auf der geotechnischen Seite dafür sorgen, dass die Absolutwerte der Versagenswahrscheinlichkeit mit Unsicherheiten behaftet sind. Viel eher können die Wiederkehrperioden des Versagens für vergleichende Betrachtungen von Versagensmechanismen und Deichabschnitten verwendet werden. Für eine weiterführende Bestimmung des Hochwasserrisikos reicht die Genauigkeit der berechneten Versagenswahrscheinlichkeiten aus, da die Unsicherheiten in der Angabe des Schadenspotenzials noch größer sind als für die Versagenswahrscheinlichkeit.

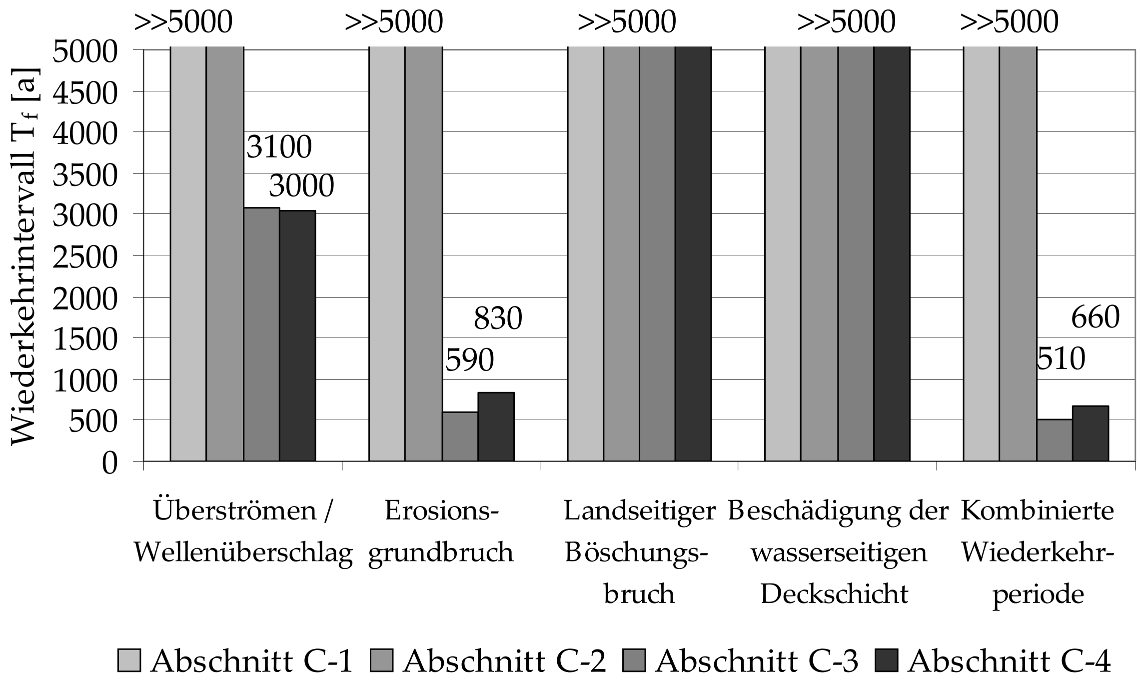


Abbildung 4.22: Berechnete Wiederkehrperioden des Versagens
für die Deichstrecke C an der Elbe

Die berechneten Wiederkehrperioden für die Deichabschnitte C-1 und C-2 oberhalb von 5000 Jahren zeigen, dass es sich hierbei um sehr zuverlässige Abschnitte handelt. Auch für die übrigen beiden Deichabschnitte C-3 und C-4 liegen die Wiederkehrperioden des Versagens für landseitigen Böschungsbruch und Versagen der wasserseitigen Deckschicht über 5000 Jahren. Ein Überströmen der Deichabschnitte liegt mit ca. 3000 Jahren Wiederkehrperiode des Versagens innerhalb des im Säulendiagramm dargestellten Bereichs, kann aber ebenfalls als eher unkritisch angesehen werden. Ein Versagen durch kombiniertes Auftriebs- und Erosionsgrundbruchversagen erweist sich als dominant. Ursache hierfür ist der relativ geringe Mittelwert der Deckschichtmächtigkeit d mit d = 1,73 m bzw. d = 1,65 m sowie der relativ große Variationskoeffizient von 49 % bzw. 51 % für den Korndurchmesser d_{70}, der von 70 Massenprozent der Bodenkörner unterschritten wird. Während sich im letzteren Fall der starke Einfluss des Eingangsparameters im großen Sensitivitätsfaktor bemerkbar macht (α_{d70} = 0,77 bzw. 0,81), liegt dieser für die Deckschichtmächtigkeit d relativ niedrig (α_d = 0,05). Gerade, wenn die Standardabweichung für Eingangsparameter gering ist, aber der Mittelwert einen ungünstigen Wert annimmt, kann es passieren, dass die Signifikanz eines Eingangsparameters nicht anhand der Sensitivitätsfaktoren signalisiert wird. Die Betrachtung der Sensitivitätsfaktoren alleine reicht nicht aus, um zu beurteilen, welche Eingangsparameter sich kritisch auf die Versagenswahrscheinlichkeit auswirken. Die kombinierte Wiederkehrperiode des Versagens liegt durch den Einfluss des Überströmens etwas geringer als die Wiederkehrperiode für ein Versagen durch Erosionsgrundbruch.

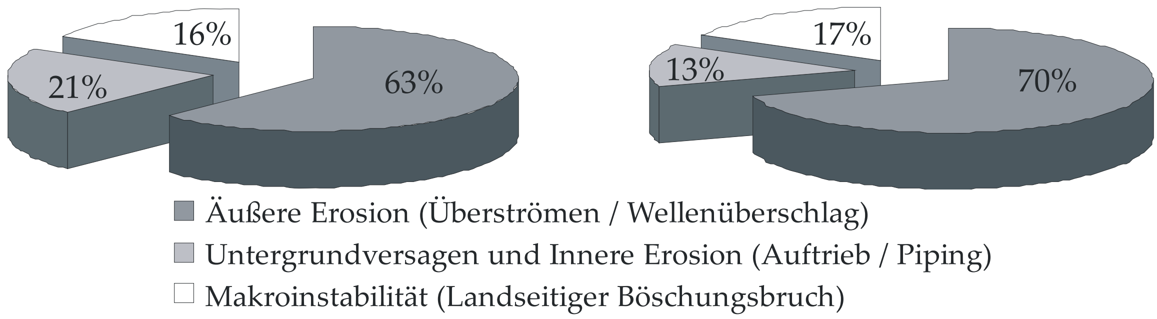


Abbildung 4.23: Vergleich der Berechnungsergebnisse der ca. 40 km untersuchter Deichstrecke (links) mit der Deichbruchstatistik von 2002 (Horlacher, 2005) (rechts)

4.3.4.3 Vergleich mit der Deichbruchstatistik des Hochwassers 2002 an Elbe und Mulde

Aufgrund des extremen Hochwasserereignisses an Elbe und Mulde in Sachsen im Sommer 2002 bietet die Fallstudie an der Elbe die einmalige Gelegenheit, die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalyse einer Deichbruchstatistik gegenüberzustellen. Dieser Vergleich stellt die einzige Möglichkeit einer alle Eingangsparameter umfassenden Überprüfung der Berechnungen dar. Die Ergebnisse der insgesamt ca. 40 km untersuchter Deichstrecke an der sächsischen Elbe werden mit einer Deichbruchstatistik des Hochwassers 2002 an der Elbe und Mulde in Sachsen (vgl. Abbildung 4.23) verglichen. Horlacher (2005) hat dabei insgesamt 84 Deichbrüche analysiert und versucht, die maßgebenden Versagensmechanismen herauszufinden.

Die Deichbruchstatistik und die Berechnungen der Versagenswahrscheinlichkeit zeigen eine ähnliche Tendenz. Überströmen / Wellenüberschlag erweist sich als der maßgebende Mechanismus. Das Untergrundversagen / Innere Erosion und die Böschungsinstabilität liefern einen nennenswerten Beitrag. Sie treten beide etwa gleich häufig auf. Insofern stimmt der relative Vergleich der Versagenswahrscheinlichkeiten für die Deichstrecken gut mit der Deichbruchstatistik überein.

Beim Vergleich von Deichbruchstatistik mit den Berechnungsergebnissen ist Folgendes zu beachten: Zum einen wird eine exemplarisch untersuchte Deichstrecke der Statistik für viele Kilometer Deichstrecke an Elbe und Mulde gegenübergestellt. Zum anderen wird der Stand der Deiche beim Hochwasser 2002 mit den Ergebnissen auf Grundlage einer Baugrunderkundung im Jahre 2003 verglichen. Dennoch stellt der Vergleich die bestmögliche Validierung der Berechnungsergebnisse dar.

4.3.4.4 Deterministische Überprüfung der Ergebnisse im Bemessungspunkt

Die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit für die einzelnen Versagensmechanismen lässt sich durch eine deterministische Vergleichsrechnung überprüfen, wenn die Sensitivität des Abflusses gegenüber den übrigen Eingangsparametern dominiert. Die jährliche Versagenswahrscheinlichkeit lässt sich dann aus der Versagenswahrscheinlichkeit je Blockgröße durch Extrapolation gemäß Gleichung (3.13) errechnen.

Mit Hilfe der Gleichungen (4.26) – (4.28) kann ähnlich wie für die Bestimmung des Zuverlässigkeitsniveaus die Jährlichkeit des Abflusses im Bemessungspunkt und unter Berücksichtigung der hydrodynamisch-numerischen Modellierung der zugehörige Wasserstand im Bemessungspunkt berechnet werden. Dieser Wasserstand unterscheidet sich vom Zuverlässigkeitsniveau nur dadurch, dass dieser nur für einen Versagensmechanismus bestimmt wird und nur der Sensitivitätsfaktor α_q des Abflusses für den betrachteten Versagensmechanismus herangezogen wird. Für alle übrigen zeitlich unveränderlichen Eingangsparameter können mit den Gleichungen (2.18) die zugehörigen Werte im Bemessungspunkt bestimmt werden. Für diese Parameterkombination im Bemessungspunkt kann ein Standsicherheitsfaktor als Quotient zwischen Widerstand und Einwirkung bestimmt werden. Die jeweiligen Beziehungen für die Versagensmechanismen können aus den Versagenszustandsgleichungen der Mechanismen (4.1), (4.8) und (4.20) abgeleitet werden.

Für Überströmen:
$$\eta = \frac{h_d^*}{h^*} \tag{4.32}$$

Für Erosionsgrundbruch / Piping:
$$\eta = \frac{m_p^* \cdot h_p^*}{h^* - 0{,}3 \cdot d^* - h_b^*} \tag{4.33}$$

Für landseitigen Böschungsbruch: η aus Gleitkreisberechnung mit Scherparametern im Bemessungspunkt

Da der Teilversagensmechanismus Auftrieb meist nur einen geringen Beitrag zur kombinierten Versagenswahrscheinlichkeit liefert, kann die Überprüfung alleine für ein Versagen durch Erosionsgrundbruch erfolgen. Die Überprüfung des Bemessungspunkts wird in Anhang G anhand eines Beispiels aufgezeigt. Die Ergebnisse der Überprüfung der Versagenswahrscheinlichkeit im Bemessungspunkt für die Deichabschnitte, die eine Wiederkehrperiode des Versagens von unter 5000 Jahren aufweisen, können Tabelle 4.3 entnommen werden.

Die Nachrechnung des Standsicherheitsfaktors im Bemessungspunkt liefert für den Mechanismus Überströmen einen Standsicherheitsfaktor nahe 1. Für den Erosionsgrundbruch wird jedoch ein deutlich größerer Standsicherheitsfaktor ermittelt. Es

Tabelle 4.3: Ermittelte Standsicherheitsfaktoren im Bemessungspunkt der Versagensmechanismen

Deichabschnitt	Überströmen	Sensitivitätsfaktor α_q	Wasserstand h*	Erosionsgrundbruch	Sensitivitätsfaktor α_q	Wasserstand h*
C-3	η = 1,02	-0,952	90,73 m	η = 1,24	-0,567	88,93 m
C-4	η = 1,00	-0,980	90,60 m	η = 1,32	-0,470	88,43 m

sind also noch Tragreserven vorhanden. Eine weitere Reduzierung der Widerstandsparameter ist möglich. Die Größe des Sensitivitätsfaktors α_q gibt Auskunft über die Zuverlässigkeit der Überprüfung. Je näher der Sensitivitätsfaktor bei -1 liegt, desto besser ist das Ergebnis der Überprüfung.

Der Grund, weshalb eine deterministische Überprüfung der Versagenswahrscheinlichkeit für weiter von -1 entfernt liegende Sensitivitätsfaktoren nicht funktioniert, ist die zeitliche Korrelation des Abflusses. Der Wasserstand im Bemessungspunkt der in Abschnitt 3.7.2 behandelten Blockgröße lässt eine Überprüfung des Standsicherheitsfaktors zu. Eine Extrapolation auf ein Jahr gemäß Gleichung (3.13) und eine Bestimmung des Wasserstands für diesen Bezugszeitraum ist jedoch nur für einen nahe bei -1 liegenden Sensitivitätsfaktor α_q zuverlässig. Dennoch erlaubt die beschriebene Vorgehensweise in vielen Fällen eine leicht umsetzbare Methode zur Überprüfung des Ergebnisses der probabilistischen Analyse.

4.3.4.5 Berechnung von Zuverlässigkeitsniveau und Zuverlässigkeitsbord

Gemäß dem im Abschnitt 4.2.4 beschriebenen Konzept lassen sich die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalyse dazu verwenden, ein praktisches Maß zur Beurteilung des Schutzgrads eines Deiches abzuleiten. Das Zuverlässigkeitsniveau ist der wahrscheinlichste Wasserstand bei einem Versagen und bestimmt sich mit Hilfe des hydrodynamisch-numerischen Modells aus dem Abfluss im Bemessungspunkt. Der Vergleich des Zuverlässigkeitsniveaus mit dem Bemessungswasserstand definiert dann den Zuverlässigkeitsbord, welcher dem Freibord des Deiches gegenübergestellt werden kann. Im Anhang E ist die Ermittlung des Zuverlässigkeitsbords an einem Beispiel dargestellt.

Wie für die deterministische Überprüfung des Ergebnisses der probabilistische Analyse ist die Ermittlung von Zuverlässigkeitsniveau und Zuverlässigkeitsbord nur bei einem nahe bei -1 liegenden Sensitivitätsfaktor α_q für den Abfluss Q sinnvoll. Um den Nutzen einer Ermittlung von Zuverlässigkeitsniveau und Zuverlässigkeitsbord hervorzuheben, werden im Folgenden die Ergebnisse der probabilistischen Analyse mit Wasserständen zugrunde gelegt, die einem eindimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modell entstammen. Gemäß Abbildung 4.14 zeigen die Wasserstände eine größere Variabilität, die eine größere Sensitivität des Abflusses zur Folge hat.

Auch mit den Wasserständen aus dem eindimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modell besitzt der Erosionsgrundbruch maßgebenden Einfluss auf die kombinierte Versagenswahrscheinlichkeit für die Deichabschnitte C-3 und C-4. Im Gegensatz dazu ist für die Deichabschnitte C-1 und C-2 allein das Überströmen für das Versagen des Deiches von Bedeutung. Dies äußert sich auch in den in Tabelle 4.4 dargestellten Sensitivitätsfaktoren α_q.

Der Einfluss α_q des Abflusses, der gemäß den einleitenden Bemerkungen in Kapitel 3 auch als Maß für die hydrologische Unsicherheit dient, ist für die Deichabschnitte C-1 und C-2 dominant gegenüber allen anderen Eingangsparametern. Daher ist die in

Tabelle 4.5 dargestellte Jährlichkeit des Abflusses im Bemessungspunkt groß im Vergleich zu den niedrigen Jährlichkeiten für die Deichabschnitte C-3 und C-4. Daher liegt das Zuverlässigkeitsniveau für die Deichabschnitte C-1 und C-2 nur geringfügig unter der Deichkrone, während für die Deichabschnitte C-3 und C-4, die durch Erosionsgrundbruch bestimmt werden, das Zuverlässigkeitsniveau deutlich unterhalb der Deichkrone liegt. Der Zuverlässigkeitsbord ist dann nur noch etwa halb so groß wie der Freibord.

Je größer der Beitrag der Mechanismen Erosionsgrundbruch und landseitiger Böschungsbruch gegenüber dem Überströmen zur kombinierten Versagenswahrscheinlichkeit, desto tiefer liegt das Zuverlässigkeitsniveau unterhalb der Deichkrone und

Tabelle 4.4: Vorwerte für die Ermittlung von Zuverlässigkeitsniveau und Zuverlässigkeitsbord für die Deichstrecke C an der Elbe

	Kombinierte Versagens-wahrscheinlichkeit	Zuverläs-sigkeits-index β	Sensitivi-tätsfak-tor α_q	Sensitivi-tätsfak-tor $\alpha_{\Delta h}$	Unsicherheit des Wasser-stands $\sigma_{\Delta h}$
Deichabschnitt C-1	$2{,}11 \cdot 10^{-3}$ 1/a	2,862	-0,9983	-0,0584	0,150
Deichabschnitt C-2	$2{,}16 \cdot 10^{-3}$ 1/a	2,815	-0,9956	-0,0590	0,150
Deichabschnitt C-3	$4{,}18 \cdot 10^{-3}$ 1/a	2,637	-0,9741	-0,0584	0,150
Deichabschnitt C-4	$4{,}13 \cdot 10^{-3}$ 1/a	2,642	-0,9800	-0,0600	0,150

Tabelle 4.5: Ermittlung von Zuverlässigkeitsniveau und Zuverlässigkeitsbord für die Deichstrecke C an der Elbe

	Bemessungs-abfluss und zugehörige Jährlichkeit	Zuver-lässig-keitsni-veau	HW 100-Wasser-stand	Deich-kronen-höhe	Zuver-lässig-keits-bord	Frei-bord
Deichabschnitt C-1	Q = 5605 m³/s T = 467 a	91,29 mNN	90,36 mNN	91,30 mNN	93 cm	94 cm
Deichabschnitt C-2	Q = 5633 m³/s T = 454 a	91,14 mNN	90,14 mNN	91,14 mNN	100 cm	100 cm
Deichabschnitt C-3	Q = 4863 m³/s T = 194 a	90,47 mNN	90,05 mNN	90,88 mNN	42 cm	83 cm
Deichabschnitt C-4	Q = 4928 m³/s T = 207 a	90,34 mNN	89,82 mNN	90,61 mNN	52 cm	79 cm

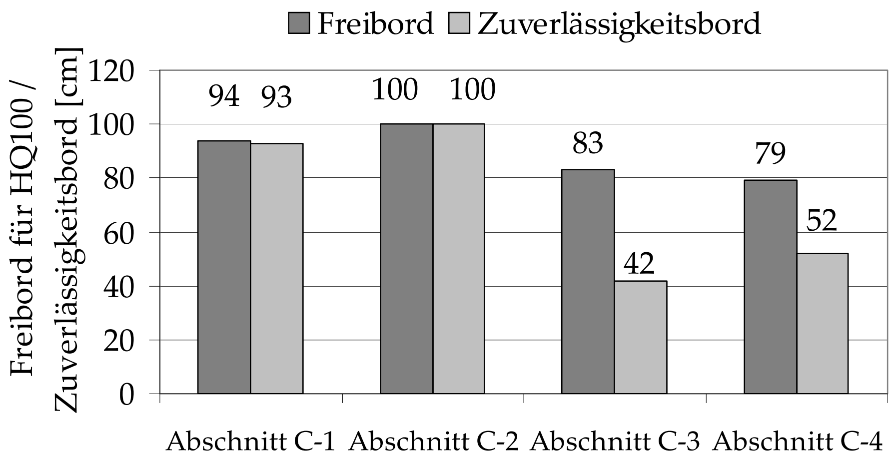


Abbildung 4.24: Ermittelter Freibord und Zuverlässigkeitsbord aus Wasserständen eines 1D-HN-Modells für die Deichstrecke C an der Elbe

desto mehr unterscheiden sich Freibord und Zuverlässigkeitsbord. Die Betrachtung des Freibords alleine überschätzt für die Deichabschnitte C-3 und C-4 die Zuverlässigkeit, da ein Versagen wahrscheinlich schon bei niedrigeren Wasserständen auftritt. Der Zuverlässigkeitsbord berücksichtigt auch den Einfluss des Versagens durch Erosionsgrundbruch und landseitigen Böschungsbruch und liefert damit eine detailliertere Aussage über den Schutzgrad des Deiches.

4.4 Fallstudie Untere Iller

Die Fallstudie an der Elbe ist aufgrund der umfangreichen Datenbasis maßgeschneidert für die Durchführung einer Zuverlässigkeitsanalyse. Die geotechnischen Daten erlauben eine facettenreiche Untersuchung, z.B. des Erosionsgrundbruchs durch verschiedene in der Literatur verwendete Modelle, wie in Abschnitt 4.1.2 und Anhang D dargestellt. Die Fallstudie an der Unteren Iller verfolgt das Ziel, die Anwendbarkeit des erweiterten Modells auf beliebige Flussstrecken zu untermauern. Die Untersuchung gestaltet sich aufgrund des geringeren Umfangs an Daten knapp und zielgerichtet, etwa wie sie auch von einem Ingenieurbüro durchzuführen ist. Im Gegensatz zur umfangreichen Fallstudie an der Elbe mit ca. 40 km Deichstrecken werden an der Unteren Iller nur Deiche mit einer Gesamtlänge von etwa 7 km untersucht.

4.4.1 Flusscharakteristik

Die Iller ist einer der vier großen Zuflüsse auf deutschem Gebiet, die die Donau mit großen Wassermengen aus den Alpen speisen. Der Oberlauf liegt im Oberallgäu. Von dort fließt die Iller nordwärts und ist im Bereich der Fallstudie Grenzfluss zwischen Baden-Württemberg und Bayern. Der 100-jährliche Abfluss ist an der Mündung in die Donau bei Ulm mit 900 m³/s sogar größer als der 100-jährliche Abfluss der Donau, der nur etwa 600 m³/s beträgt. Ähnlich wie die Elbe war die Iller im vergangenen Jahrzehnt Schauplatz zweier extremer Hochwasserereignisse. Zu Pfingsten 1999 wurde in vielen Bereichen das Deichhinterland überschwemmt. Ein weiteres Hochwasser folgte im August 2005, das vor allem am Oberlauf der Iller zu Dammbrüchen führte. Im Gegensatz zur Elbe sind die Hochwasserscheitel von weitaus kürzerer Dauer und betragen am Pegel Wiblingen bei Ulm nur drei bis vier Tage. Der Abfluss für ein 100-jährliches Hochwasser beträgt dort nur etwa ein Fünftel der Wassermenge der Elbe am Pegel Dresden. Während im Bereich der Unteren Iller auf baden-württtembergischer Seite in einigen Abschnitten eine Überflutung durch vorhandene Hochufer verhindert wird, ist auf bayerischer Seite das gesamte Hinterland durch Hochwasserdeiche zu schützen.

Nach den Hochwasserereignissen wurde von den bayerischen Wasserwirtschaftsämtern und dem Regierungspräsidium Tübingen in Kooperation mit baden-württembergischen Gemeinden eine Deichsanierung in Angriff genommen. Die hierzu für einige Deichstrecken in Auftrag gegebenen Deichvermessungen und Deicherkundungen ermöglichen eine geostatistische Auswertung und eine probabilistische Untersuchung. Auf der bayerischen Seite wurden gemäß Abbildung 4.25 die Deichstrecken A und B zwischen Vöhringen und Ulm mit einer Länge von jeweils etwa 1,5 km untersucht. Die etwa 3,0 km lange Deichstrecke C schützt die baden-württembergischen Gemeinden vor Hochwasser.

Für den maßgebenden Pegel der Fallstudie an der Unteren Iller bei Wiblingen wird keine Extremwertverteilung als Approximation der Beziehung zwischen jährlichem Maximalabfluss und Wiederkehrperiode angegeben. Jedoch wird in gewässerkundlichen Jahrbüchern, die mittlerweile auch per Internet zugänglich sind (LUBW, 2009; Hochwassernachrichtendienst Bayern, 2009) für bestimmte Jährlichkeiten ein zuge-

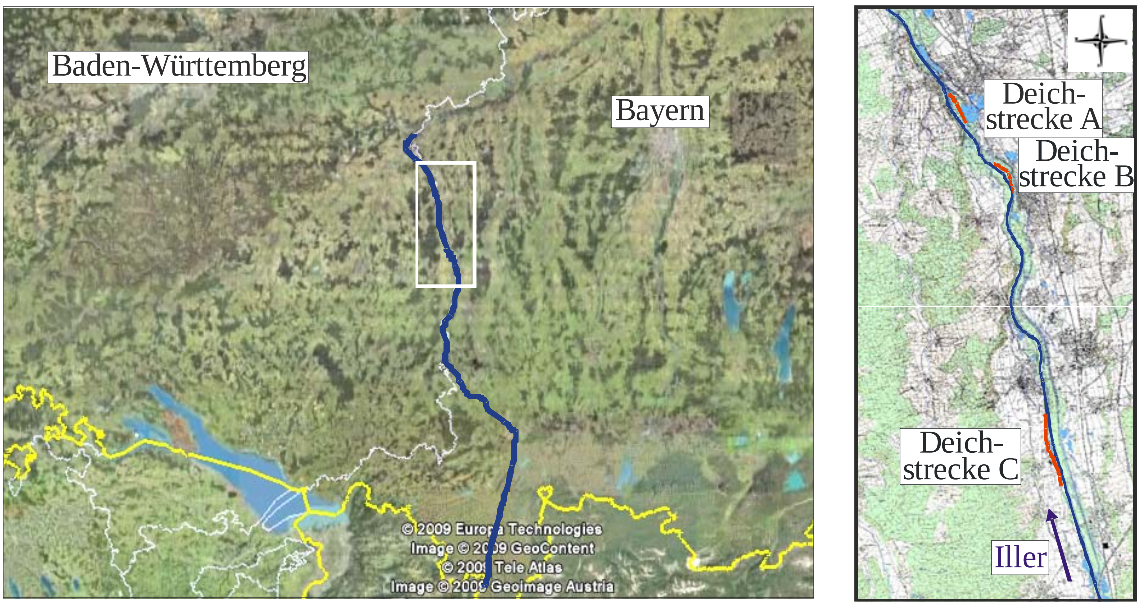


Abbildung 4.25: Übersicht (links) und vergrößerter Ausschnitt (rechts) der Fallstudienstrecke an der Unteren Iller

höriger Abfluss angegeben. Werden diese in einer gemeinsamen Abbildung 4.26 aufgetragen, erkennt man, dass diese gut durch eine logarithmische Beziehung angenähert werden können. Diese wird für Zwischenwerte als auch für jährliche Maximalabflüsse mit einer Wiederkehrperiode oberhalb von 100 Jahren verwendet. Im erweiterten Modell zur Zuverlässigkeitsanalyse von Deichen an Mittelgebirgsflüssen wird die in Abbildung 4.12 dargestellte Summenhäufigkeitsverteilung verwendet.

Aus den gewässerkundlichen Jahrbüchern lassen sich zudem auch Hochwasserganglinien mit täglichen Maximalwerten der Abflüsse gewinnen. Für die Iller am Pegel Wiblingen liegt hier eine Zeitreihe vom 1.11.1970 bis zum 31.12.2008 vor. Gemäß der im Abschnitt 3.2 beschriebenen Vorgehensweise lassen sich daraus Tageslinie und Frequenzlinie generieren, deren Quotient schließlich die Werte der Überschreitungsdauer liefert. Für eine Anpassung durch ein Polynom dritter Ordnung werden nur Abflüsse oberhalb von 200 m³/s verwendet. Die zugehörige Jährlichkeit liegt noch weit unter einem Jahr und damit unter dem für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit relevanten Bereich.

Damit wird ein Ansteigen der Überschreitungsdauerlinie mit zunehmendem Abfluss vermieden, der sich gerade bei einer kurzen vorliegenden Zeitreihe aus der Generierung durch Tages- und Frequenzlinie ergeben kann, jedoch physikalisch nicht plausibel zu begründen ist.

Wie für die Elbe liefert auch für die Untere Iller ein hydrodynamisch-numerisches Abflussmodell Wasserstände für verschiedene Abflüsse mit einer Wiederkehrperiode bis zu etwa 1250 Jahren (vgl. Merkel, 2009). Ebenfalls wird im Rahmen einer Monte-Carlo-Simulation die Unsicherheit der Wasserspiegellage bestimmt. Diese liegt im Mittel deutlich höher als an der Elbe, was auf eine anders geartete Flusscharakteristik durch Quellgebiete in alpinen Regionen und auf das geringere Einzugsgebiet zu-

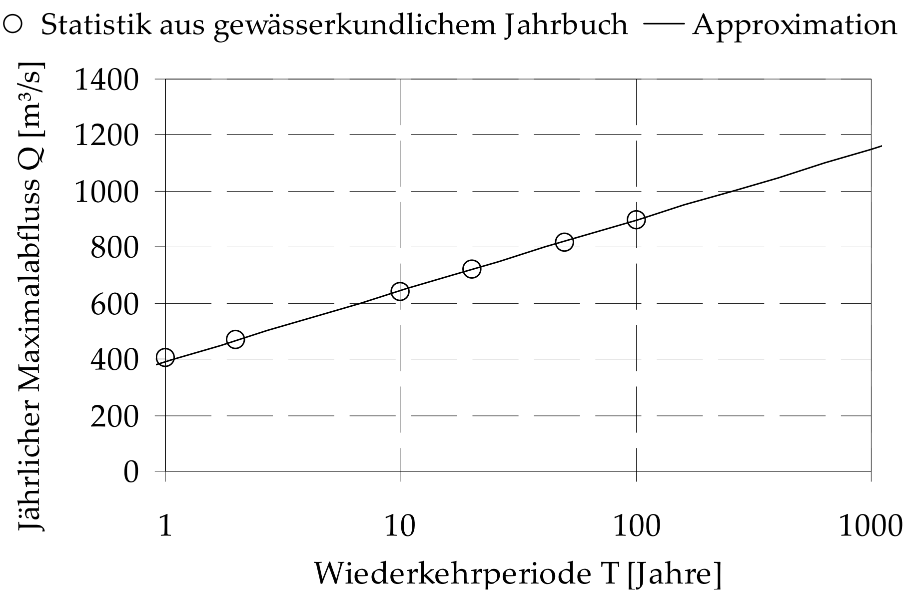


Abbildung 4.26: Beziehung zwischen Abfluss und Wiederkehrperiode für die Iller am Pegel Wiblingen (LUBW, 2009)

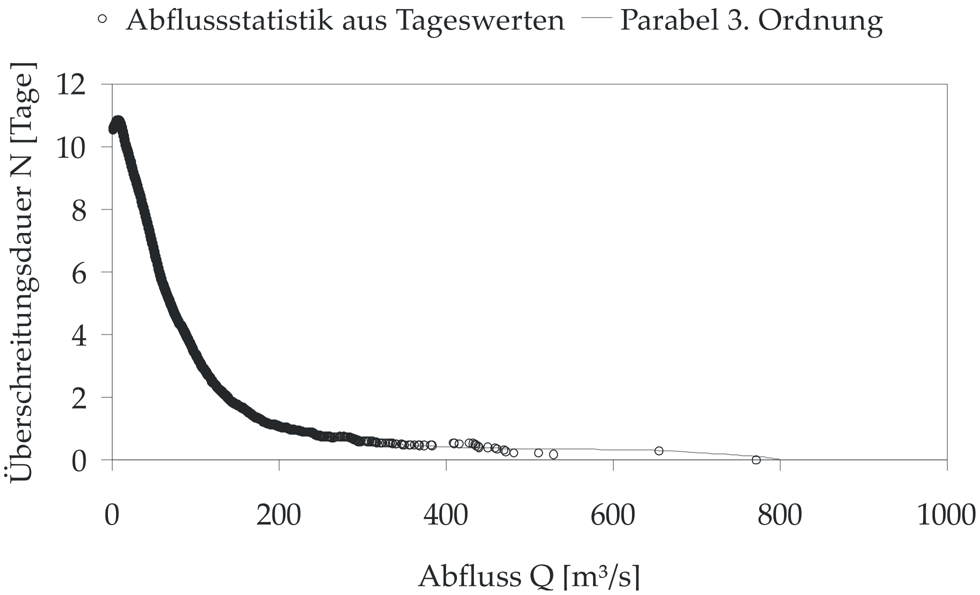


Abbildung 4.27: Überschreitungsdauerlinie aus Auswertung der Hochwasserganglinie und nach Approximation für die Iller am Pegel Wiblingen (LUBW, 2009)

rückgeführt wird. Die in Vermeer et al. (2009) erläuterte Auswertung der Windstatistik ist im Anhang F für die Windstation Laupheim in Baden-Württemberg zusammengefasst.

4.4.2 Geotechnische Randbedingungen

Für die untersuchten Deichstrecken liegen Vermessungsdaten der Deichhöhen in einem Abstand von 100 m sowie Deichquerschnitte in einem Abstand zwischen 100 m und 400 m vor (Bettendorf Consult Ingenieurbüro, 2003). Zusätzlich wurden für die Deichkronen in einem Abstand von 100 m sowie für den wasser- und landseitigen Deichfuß in einem Abstand von 200 m bis 400 m Bohrungen abgeteuft, aus denen Schichtungen abgelesen und deren Kornverteilungen abgeschätzt werden können (ICP, 2003; Björnsen Beratende Ingenieure, 2006). Darüber hinaus wurden in größeren Abständen Rammsondierungen durchgeführt, die Informationen zu Lagerungsdichten liefern. Aus Rahmenscherversuchen an der Auelehmdeckschicht im Bereich der Deichstrecke B können dränierte Scherparameter bestimmt werden.

Im Gegensatz zu den Elbedeichen wurden die Deiche an der Unteren Iller aus kiesigem Material geschüttet, weshalb die Deiche eine viel größere Durchlässigkeit aufweisen als die Elbedeiche aus Auelehm. Der Deichuntergrund besteht nur für Deichstrecke B aus einer Auelehmdeckschicht mit einer Mächtigkeit von meist nur einigen Dezimetern. Bei den anderen Deichstrecken wird der Deichkörper von 6 m bis 10 m mächtigen, mehr oder weniger sandigen Terrassenschottern unterlagert. Darunter befinden sich noch feinsandige Süßwassermolasseschichten, die nur einen geringen Einfluss auf die Deichstandsicherheit besitzen.

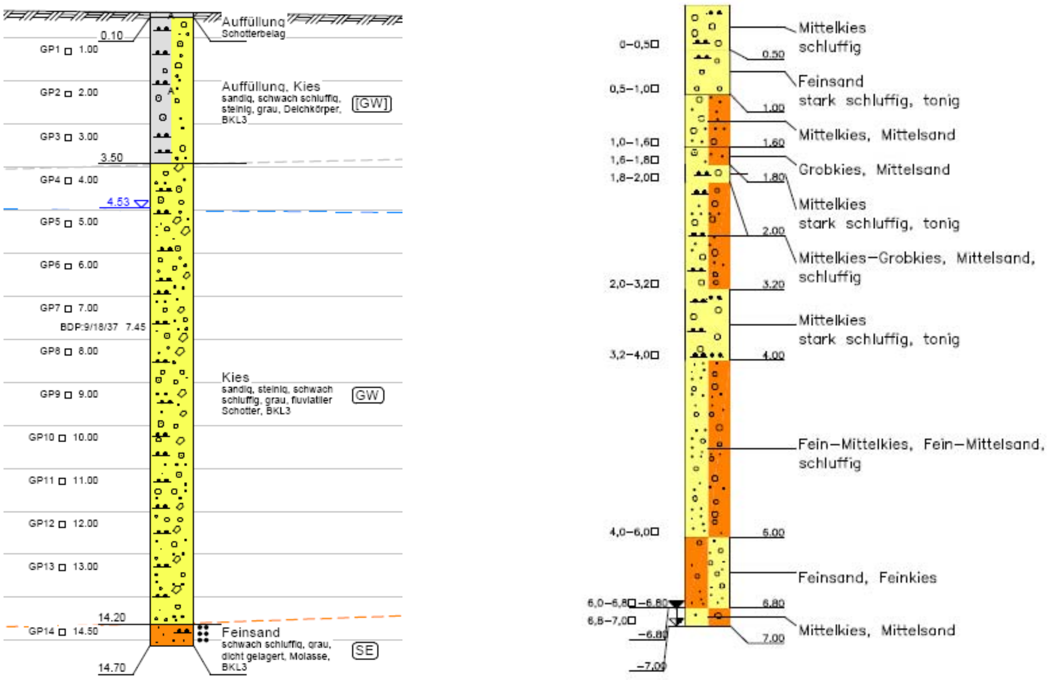


Abbildung 4.28: Deich- und Untergrunderkundung an der Unteren Iller für die Deichstrecken A und B (links, ICP, 2003) und für Deichstrecke C (rechts, Björnsen Beratende Ingenieure, 2006)

Charakteristisch für die Iller ist im Gegensatz zur Elbe in Sachsen die weitaus geringe Vorlandbreite, die die ohnehin geringe Einwirkung von winderzeugten Wellen weiter abmindert. Hinzu kommt, dass die Vorländer stark bewachsen sind, was schließlich zu einem vernachlässigbarem Windeinfluss führt. Daher braucht allen Eingangsparametern im Zusammenhang mit einer landseitigen Erosion durch winderzeugte Wellen beim Wellenüberschlag und einer wasserseitigen Erosion beim Versagen der wasserseitigen Deckschicht kein besonderer Augenmerk geschenkt werden. Für die Berechnungen der Versagenswahrscheinlichkeit wurden geringe Erosionswiderstände angesetzt. Eine Zusammenstellung der verwendeten Eingangsparameter für die Deichstrecke B wird in Anhang H gegeben.

4.4.2.1 Erosionsgrundbruch

Im Abschnitt 4.1.2 wurden verschiedene Modelle zur Beschreibung eines Erosionsgrundbruchs unter dem Deich vorgestellt. Durch den im Vergleich zur Fallstudie an der Elbe geringeren Datenumfang bezüglich des Deichuntergrunds empfiehlt es sich, ein einfacheres Modell als nach Weijers und Sellmeijer (Sellmeijer, 1988) für das Auftreten eines Erosionsgrundbruchs zu verwenden. Da für die Fallstudie an der Unteren Iller der Zustand des Deiches vor und nach Einbringen einer Dichtungswand untersucht werden soll, eignet sich das Modell nach Lane (Saucke, 2004), da es sich hierbei um ein einfaches Modell handelt, welches die Initiierung des Versagens von einer vorherrschenden Hauptbodenart im Bezug auf die Korngröße abhängig macht.

Im Gegensatz zum Modell nach Bligh wird jedoch der vertikale Anteil des Sickerwegs dreifach gewichtet gegenüber dem horizontalen Anteil, weswegen sich das Modell nach Lane gut auf Deiche mit Dichtungselementen anwenden lässt.

Die Versagenszustandsgleichung für einen Erosionsgrundbruch mit dem Modell nach Lane lässt sich aus dem kritischen hydraulischen Gradienten nach Gleichung (4.14) ableiten und stellt den vorhandenen Sickerweg nach Lane L_L dem Produkt aus Piping-Koeffizient c_L und der Differenz von Wasserstand im Fluss h und Binnenwasserstand h_b, jeweils multipliziert mit Modellunsicherheiten m_L und m_c gegenüber:

$$Z = m_L \cdot L_L - c_L \cdot m_c \cdot (h - h_b) \tag{4.34}$$

Der Sickerweg nach Lane ergibt sich aus einem horizontalen Anteil L_{horiz} und einem vertikalen Anteil L_{vert}, der dreimal so stark gewichtet wird, was einem stärkeren Potenzialabbau in vertikaler Richtung Rechnung trägt:

$$L_L = L_{vert} + \frac{L_{horiz}}{3} \tag{4.35}$$

Auf der sicheren Seite liegend, wird davon ausgegangen, dass der horizontale Sickerweg L_{horiz} der Deichbreite entspricht. Bei Vorhandensein einer Dichtungswand entspricht der vertikale Sickerweg L_{vert} der doppelten Einbindelänge in den Untergrund. Wie für die Bestimmung des Korndurchmessers d_{70} für die Berechnungen an der Elbe wird aus den vorliegenden Bohrprofilen der Piping-Koeffizient c_L für die jeweilige Schicht entsprechend der vorherrschenden Korngröße bestimmt.

Die Höhenlage des Binnenwasserstands h_b wird im Allgemeinen den aufgezeichneten Grundwasserhöhenlagen der Bohrprofile entnommen. Diese Höhenlage stellt eine konservative Annahme dar, da der hydraulische Gradient zwischen Wasser- und Landseite maximal wird. Eine Hochwasserwelle bewirkt jedoch eine Anhebung

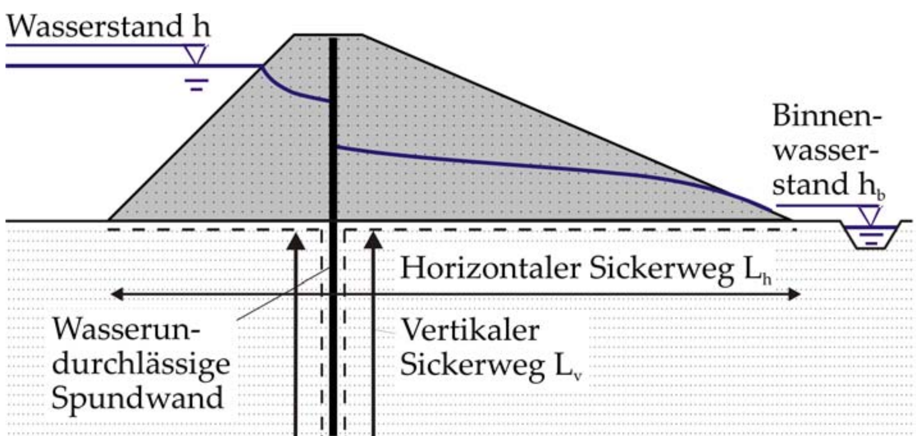


Abbildung 4.29: Vertikaler und horizontaler Sickerweg gemäß dem Erosionsgrundbruchmodell nach Lane (Saucke, 2004)

des lokalen Grundwasserspiegels in der Umgebung des Flusses. Für die Betrachtung des Deichzustands vor der Sanierung wird der Binnenwasserstand auf Höhe der Unterkante der vorhandenen Auelehmdeckschicht bzw. Mutterbodenschicht am landseitigen Böschungsfuß angesetzt.

4.4.2.2 Landseitiger Böschungsbruch

Neben dem Einfluss auf den Erosionsgrundbruch wirkt sich das Einbringen einer Dichtungswand als Sanierungsmaßnahme auch stabilisierend auf den landseitigen Böschungsbruch aus. Die Sickerwegsverlängerung führt zu einer Absenkung der Sickerlinie auf der landseitigen Böschung. Eine einfache Abschätzung des Verlaufs der Sickerlinie wie für homogene Verhältnisse entfällt jedoch. Es ist dann erforderlich, die Lage der stationären Sickerlinie mit Hilfe von Berechnungsprogrammen zu ermitteln. Für die Illerdeiche wurde daher eine Finite-Elemente-Berechnung der Deichdurchsickerung bei vorhandener Dichtungswand gemäß Abbildung 4.30 vorgenommen. Die Lage der Sickerlinie kann dann in einer probabilistischen Stabilitätsanalyse mit MProStab berücksichtigt werden.

Zugehörige Standardabweichungen der Höhenlage der Deichkrone, der landseitigen Böschungsneigung, der Sickerwegslänge, des Piping-Koeffizienten c_L sowie des Binnenwasserstands werden mit Hilfe des Point Kriging Verfahrens bestimmt. Aufgrund der vorhandenen Datenreihen mit einer maximalen Länge von drei Kilometern führt eine Analyse durch Semivariogramme nicht zu aussagekräftigen Ergebnissen. Während für die Untergrundparameter eine Abschätzung der Korrelationslänge zu rein subjektiven Ergebnissen führen würde, kann für die Deichgeometrie der für die Fallstudie Elbe angesetzte Wert von 600 m zumindest bestätigt werden. Für die Untergrundparameter werden aus Mangel an Daten die gleichen Korrelationslängen wie für die geostatistische Auswertung an der Elbe verwendet.

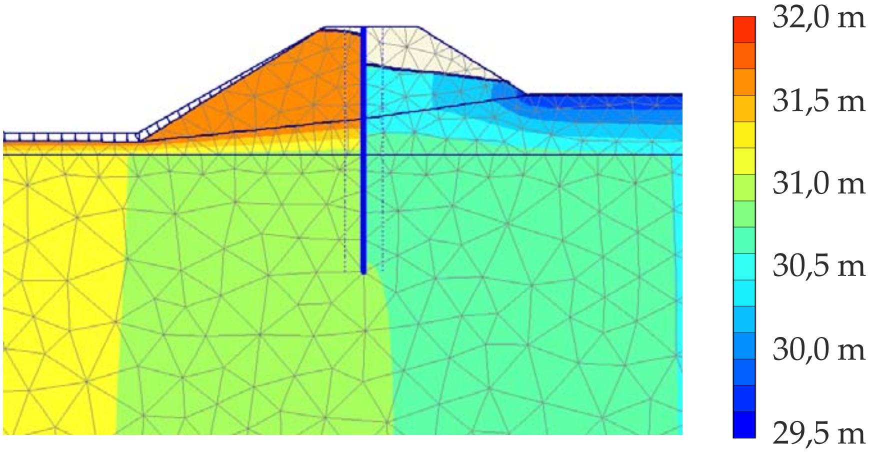


Abbildung 4.30: Hydraulische Höhen einer Sickerlinienberechnung mit Plaxis 8.6 (Brinkgreve et al., 2004)

4.4.3 Ergebnisse

Die probabilistische Untersuchung der Deichstrecken an der Unteren Iller bietet die Möglichkeit, die Zuverlässigkeit der Deiche vor und nach einer Deichsanierung miteinander zu vergleichen. Die Sanierungsmaßnahmen sind Teil des Gemeinschaftsprojekts „Illerentwicklung“ des Freistaats Bayern und des Landes Baden-Württemberg, in dessen Zuge neben Deichsanierungen auch Deichrückverlegungen vorgenommen werden, um neue Hochwasserretentionsflächen zu schaffen. Im Bereich der Deichstrecke A werden die Deiche um bis zu 0,80 m, bei Deichstrecke B um bis zu 1,40 m aufgestockt. Zusätzlich werden dort 6,60 m lange Spundwände gerammt, die als Sickerwegsverlängerung stabilisierend gegen Erosionsgrundbruch und landseitigen Böschungsbruch wirken. Für Deichstrecke C wird das kostengünstige Mixed-In-Place-Verfahren eingesetzt, um durch Vermischung des Erdreichs mit Zementsuspension eine Dichtwand herzustellen. Die Einbindetiefen der Dichtwände für die ca. 3,0 km lange Deichstrecke bewegen sich zwischen 4,00 m und 9,50 m.

4.4.3.1 Validierung mit einem 100-jährlichen Hochwasser

Vor der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit für die verschiedenen Versagensmechanismen wird eine Überprüfung der hydraulischen Randbedingungen durchgeführt. Wird die Deichkrone auf das Niveau eines 100-jährlichen Hochwasser gesetzt, ist bei Vernachlässigung der geotechnischen Unsicherheiten eine Wiederkehrperiode des Versagens von 100 Jahren zu bestätigen. Das für die Fallstudie aufgestellte hydrodynamisch-numerische Abflussmodell stellt das erste zweidimensionale Modell für den Untersuchungsbereich dar. Die ermittelten Wasser-

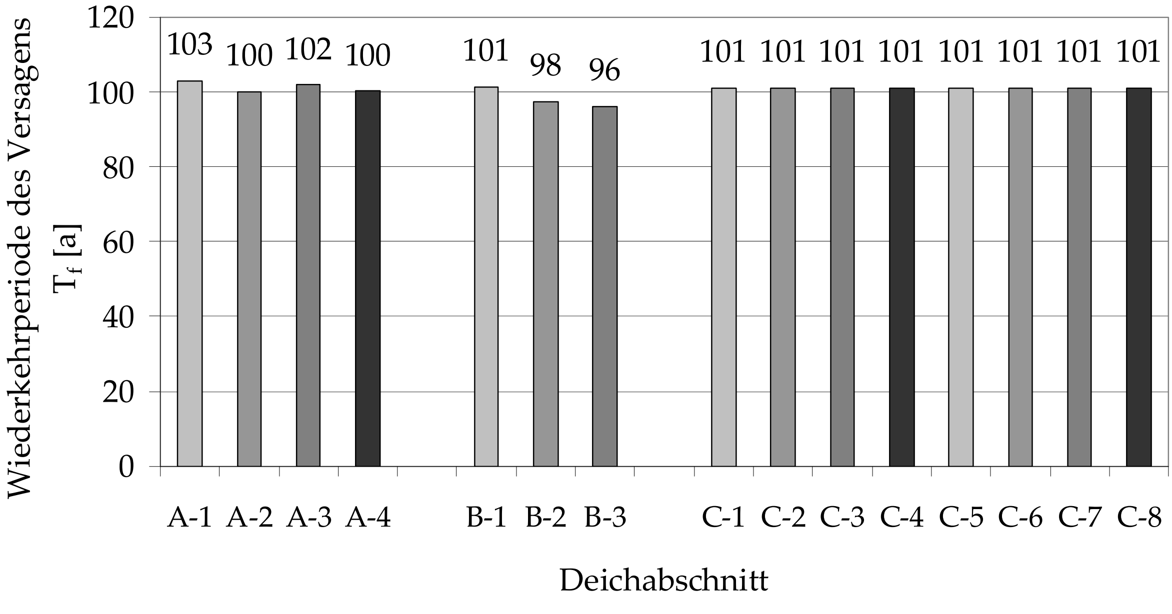


Abbildung 4.31: Ermittelte Wiederkehrperioden des Versagens für die Abschnitte der Deichstrecken A bis C für den Vergleich mit einem 100-jährlichen Hochwasser

spiegellagen wurden zwar anhand der Geschwemmsellinien des Hochwassers 2005 kalibriert, in einigen Bereichen wurde jedoch den Ergebnissen der hydraulischen Modellierung vertraut, da seit 2005 erfolgte morphologische Verbesserungen des Flussbetts noch berücksichtigt werden konnten (Arnold und Schlauß, 2008). Daher werden die Deichhöhen auf die vom Modell ermittelten Wasserspiegellagen für einen 100-jährlichen Abfluss von 897 m³/s gesetzt. Die Beziehung zwischen Abfluss und Wiederkehrperiode wird somit überprüft.

Der ermittelte Unterschied zu einer Versagenswahrscheinlichkeit von einmal in 100 Jahren beträgt bis zu 4 %. Die Interpolation zwischen zwei Abflüssen von 850 m³/s und 950 m³/s mit einer Jährlichkeit von 66 bzw. 167 Jahren führt zu dieser Abweichung. Für die Abschnitte der Deichstrecke B unterscheiden sich die ermittelten Wasserstände für beide Abflussniveaus nur um etwa 7 cm, was zu einem größeren numerischen Fehler durch die Interpolation führt als für die Deichstrecken A und C.

4.4.3.2 Deichzustand vor der Sanierung

Zunächst wird die Zuverlässigkeit der Deiche vor der Deichsanierung analysiert. Der Übersicht halber werden dabei nur die Ergebnisse der Deichstrecke B herausgegriffen. Die Wiederkehrperioden T_f des Versagens der anderen beiden Deichstrecken werden von Möllmann et al. (2009a) beschrieben. Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalyse sind in Abbildung 4.32 illustriert.

Aufgrund der vorhandenen Unsicherheiten bei der Ermittlung der statistischen Momente für Deich- und Untergrundparameter dient die Zusammenstellung der Ergebnisse in erster Linie einem relativen Vergleich der Wiederkehrperioden des Versa-

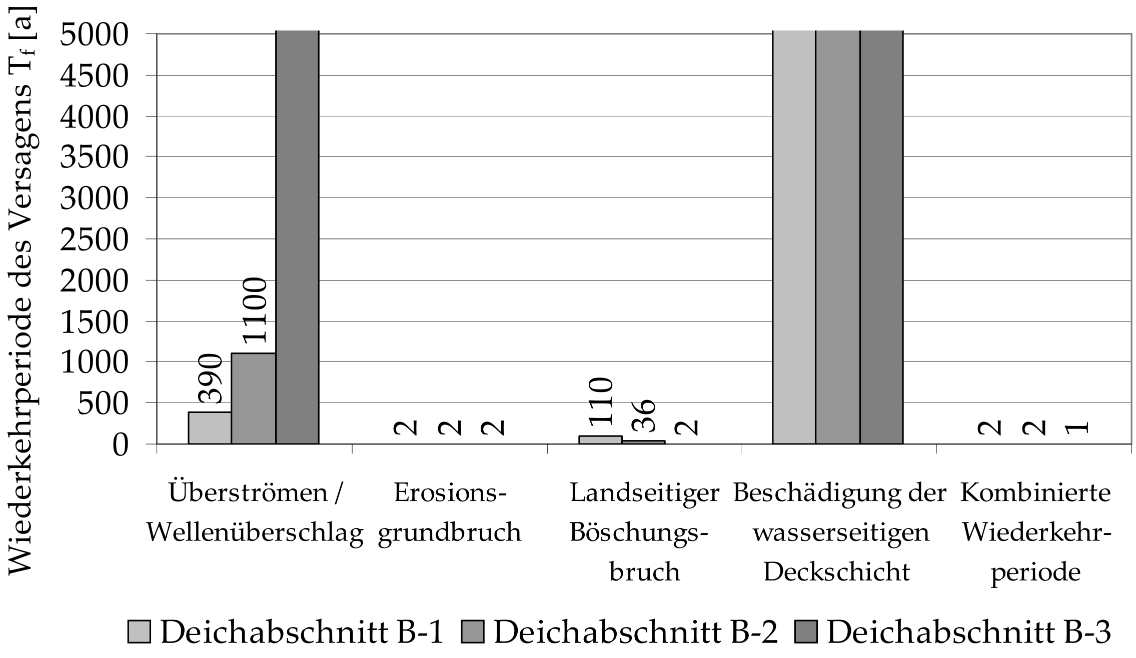


Abbildung 4.32: Ermittelte Wiederkehrperioden des Versagens für die Deichstrecke B vor der Deichsanierung

gens statt einer Analyse der Absolutwerte. Dennoch muss ein unzureichender Schutzgrad für die Deichabschnitte B-1 bis B-3 festgestellt werden. Die Kombination der Wiederkehrperioden des Versagens, die vor allem durch den Erosionsgrundbruch und den landseitigen Böschungsbruch beeinflusst wird, liegt nur bei ein bis zwei Jahren. Ein landseitiger Böschungsbruch ist vor allem aufgrund einer sehr großen Böschungsneigung von 1 : 1,4 bei Hochwasser sehr wahrscheinlich. Hier wird jedoch auf der sicheren Seite noch von einer stationären Deichdurchsickerung ausgegangen. Eine instationäre Durchströmung mag hier noch Sicherheitsreserven bergen. Die Wiederkehrperioden für ein Überströmen liegen noch oberhalb von 100 Jahren. Die Höhenlage der Deichkrone kann damit nicht als Schwachstelle des Deiches ausgemacht werden. Ein Versagen der wasserseitigen Deckschicht durch winderzeugte Wellen kann nahezu ausgeschlossen werden.

Aufgrund der berechneten geringen Zuverlässigkeit wird eine etwas andere deterministische Vergleichsrechnung des Deiches gemäß Gleichung (4.36) für den Erosionsgrundbruch durchgeführt, als sie in Abschnitt 4.3.4.4 für die Elbedeiche vorgestellt wurde. Statt die Parameterkombination im Bemessungspunkt zu verwenden, wird ein deterministischer Nachweis für einen 10-jährlichen Wasserstand und mit den Mittelwerten der Eingangsparameter, die in Tabelle 4.6 zusammengestellt sind, geführt. Dabei wird der Binnenwasserstand h_b auf Höhe der Unterkante der vorhandenen Auelehmschicht angenommen und nicht konservativ auf Höhe des Grundwasserspiegels vor einem Hochwasser.

Nach Lane:
$$i_w = \frac{\Delta H}{L_L} = \frac{\Delta H}{L_{vert} + \frac{L_{horiz}}{3}} \leq i_{krit} = \frac{1}{c_L} \tag{4.36}$$

Für Deichabschnitt B-1 und B-2 wird der Grenzzustand erreicht. Für Deichabschnitt B-3 überschreitet der vorhandene hydraulische Gradient den kritischen hydraulischen Gradienten. Die zusätzlichen geotechnischen Unsicherheiten, die sich in deren Standardabweichungen niederschlagen, sowie die Unsicherheit des lokalen Wasser-

Tabelle 4.6: Mittelwerte der Eingangsparameter für die deterministische Untersuchung des Erosionsgrundbruchs nach Lane

Deichabschnitt	HW 10 – Wasserstand h [mNN]	Binnenwasserstand h_b [mNN]	Sickerweg L_L [m]	Piping-Koeffizient c_L	Vorhandener hydraulischer Gradient i_w	Kritischer hydraulischer Gradient i_{krit}
B-1	492,66	492,26	13,93 m	4,08	0,244	0,245
B-2	493,51	490,82	10,70 m	4,00	0,251	0,250
B-3	494,36	490,08	11,04 m	4,09	0,387	0,244

spiegels führen dazu, dass die Wiederkehrperiode des Versagens noch unterhalb von 10 Jahren liegt. Die deterministische Nachweisführung erklärt damit, weshalb die Zuverlässigkeitsanalyse sehr geringe Wiederkehrperioden des Versagens liefert. Die durchgeführte probabilistische Analyse zeigt, dass für Deichstrecke B Handlungsbedarf hinsichtlich einer Deichsanierung besteht. Weiterhin lässt sich aus den Ergebnissen ablesen, welche Versagensmechanismen kritisch sind und welche Maßnahmen getroffen werden sollten, um die Zuverlässigkeit der Deichabschnitte zu verbessern.

4.4.3.3 Deichzustand nach der Sanierung

Es wird nun der Deichzustand nach erfolgter Sanierung analysiert. Für die Deichstrecke B werden neben den bestehenden Altdeichen neue Deiche mit einer um 1,20 m bis 1,40 m erhöhten Deichkrone geschüttet. Obwohl von einer geeigneteren Qualität des Deichmaterials auszugehen ist, wird gemäß dem Erläuterungsbericht der geotechnischen Untersuchungen (ICP, 2004) von gleichen Materialparametern wie für die Altdeiche ausgegangen. Weiterhin wird eine 6,60 m lange Spundwand als Sickerwegsverlängerung in den Deich eingebaut. Die Sanierung des Deiches ist in Abbildung 4.33 dargestellt.

Die erfolgte Deichsanierung führt zu einer erheblichen Erhöhung der Zuverlässigkeit der Deichstrecken. Die Wiederkehrperiode für das Überströmen erhöht sich auf über 5000 Jahre. Für den vor der Sanierung kritischen Mechanismus Erosionsgrundbruch hat die Sanierung den stärksten Einfluss, die Wiederkehrperiode liegt für Deichabschnitt B-3 bei 860 Jahren, für die anderen beiden Deichabschnitte bei über 5000 Jahren. Der landseitige Böschungsbruch ist nun der maßgebende Versagensmechanismus für die kombinierte Versagenswahrscheinlichkeit, da die Wiederkehrperioden für alle drei Deichabschnitte unter 1000 Jahren liegen. Für Deichabschnitt B-1 hat die Deichsanierung praktisch keinen Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit für landseitigen Böschungsbruch. Das Auftreten eines Versagens durch Deckschichtversagen bleibt weiterhin sehr unwahrscheinlich.

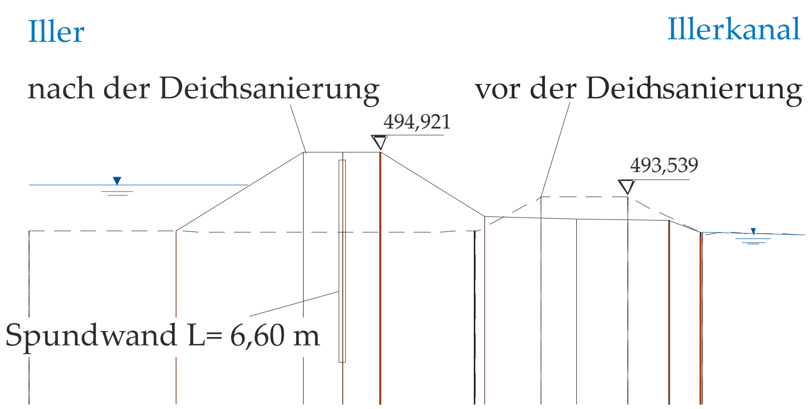


Abbildung 4.33: Maßnahmen im Zuge der Deichsanierung für Deichstrecken A und B (Bettendorf Consult, 2003)

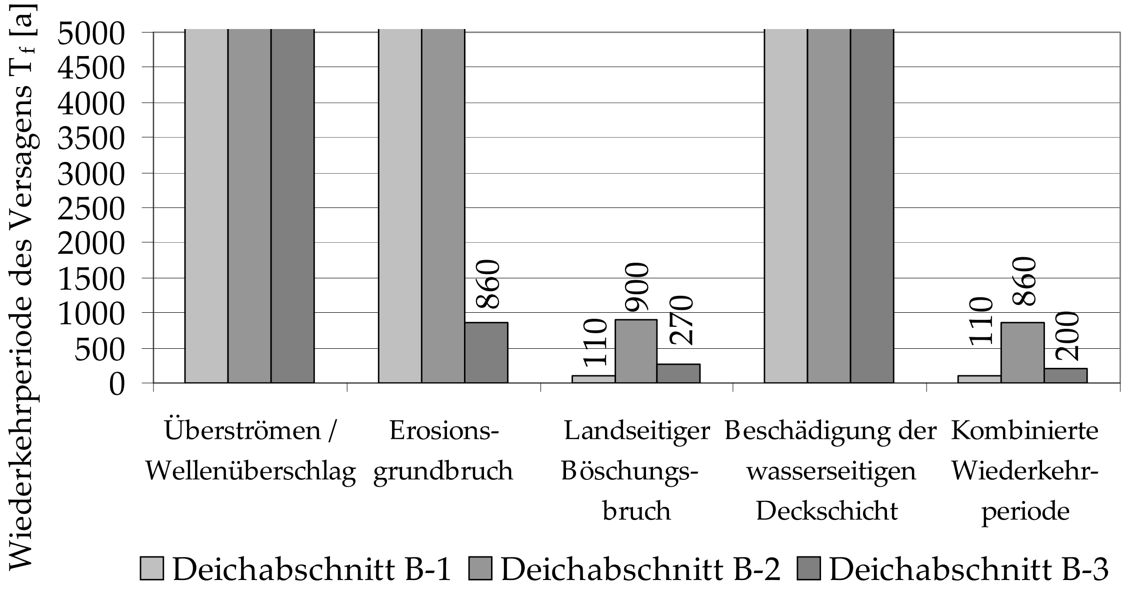


Abbildung 4.34: Ermittelte Wiederkehrperioden des Versagens für die Deichstrecke B nach der Deichsanierung

Wie in Abschnitt 4.3.4.4 für die Elbedeiche erläutert, lässt sich auch für die Illerdeiche eine deterministische Überprüfung der Berechnungsergebnisse durchführen. Für die Parameterkombination im Bemessungspunkt für den jeweiligen Versagensmechanismus ist dann Widerstand gleich der Einwirkung, wenn der Sensitivitätsfaktor α_q für den Abfluss Q nahe -1 liegt. Die Gleichung zur Bestimmung des Standsicherheitsfaktors als Vergleich der Widerstände mit den Einwirkungen für den Erosionsgrundbruch lautet dann:

$$\eta = \frac{m_L^* \cdot L_L^*}{c_L^* \cdot m_c^* \cdot \left(h^* - h_b^*\right)} \tag{4.37}$$

In Tabelle 4.7 sind die Standsicherheitsfaktoren im Bemessungspunkt für die Deichabschnitte dargestellt, die eine Wiederkehrperiode des Versagens von unter 5000 Jahren aufweisen. Die Spundwand bewirkt, dass die Sickerlinie so weit abgesenkt wird, dass die Standsicherheit des Deiches fast nicht mehr vom Wasserstand beeinflusst wird. Der Sensitivitätsfaktor α_q nimmt daher sehr geringe Werte an. Für die Vergleichsrechnung kann der Einfluss des Wassers auf die Deichstabilität vernachlässigt werden.

Die ermittelten Standsicherheitsfaktoren liegen für die Deichabschnitte B-2 und B-3 relativ nahe bei $\eta = 1$. Für den Deichabschnitt B-1 sind die ermittelten Standsicherheitsfaktoren deutlich über eins. Obwohl die Sensitivitätsfaktoren α_q relativ weit von -1 entfernt liegen, lässt sich durch eine deterministische Berechnung die Plausibilität des Ergebnisses der Zuverlässigkeitsuntersuchung überprüfen.

Die durchgeführte Deichsanierung erweist sich als überaus wirksam für die Erhöhung der Zuverlässigkeit der Deichstrecke. Vor allem der Einbau der Spundwand als

Tabelle 4.7: Ermittelte Standsicherheitsfaktoren im Bemessungspunkt der Versagensmechanismen nach der Deichsanierung

Deichabschnitt	Erosionsgrundbruch	Sensitivitätsfaktor α_q	Wasserstand h*	Landseitiger Böschungsbruch
B-1	$\eta = 1{,}13$	-0,345	492,95 m	$\eta = 1{,}10$
B-2	$\eta = 1{,}03$	-0,589	494,14 m	$\eta = 1{,}03$
B-3	$\eta = 1{,}02$	-0,320	494,44 m	$\eta = 0{,}96$

Sickerwegsverlängerung mindert die Gefährdung eines Erosionsgrundbruchs außerordentlich und stabilisiert gegen ein Abrutschen der landseitigen Böschung im Hochwasserfall. Dass die Stabilisierung nicht stärker ausgeprägt ist, liegt vor allem an der immer noch relativ steilen Ausführung der landseitigen Böschung insbesondere für den Deichabschnitt B-1 mit einer Neigung von 1 : 1,6.

Da Scherversuche nur über den im Untergrund vorhandenen Auelehm vorliegen, wurde der Variationskoeffizient des Reibungswinkels φ' für den Deichkörper zu 10 % gemäß Phoon und Kulhawy (1999) angenommen, was ebenfalls die Versagenswahrscheinlichkeit beeinflusst. Ebenfalls wurde angenommen, dass der im Erläuterungsbericht der geotechnischen Untersuchungen (ICP, 2004) aufgeführte charakteristische Wert des Reibungswinkels, der der DIN 1055 (1976) entstammt, einem 20 %-Fraktilwert entspricht. Eine Durchführung von Scherversuchen an dem Kiesmaterial, aus welchem die Deiche geschüttet wurden, ließe die genaue Bestimmung von Mittelwerten und Standardabweichungen für den Reibungswinkel zu, was die Möglichkeit einer Verbesserung der Zuverlässigkeit eröffnet. Dies ist auch ein Ergebnis einer Zuverlässigkeitsanalyse, dass zunächst eine Verbesserung der Datenbasis anzustreben ist, bevor Überlegungen über weitere Sanierungsmaßnahmen angestellt werden.

4.4.3.4 Berücksichtigung des Einflusses der Klimaänderung

Alle hier erläuterten Ergebnisse stellen nur eine Momentaufnahme der Wahrscheinlichkeit eines Deichversagens pro Jahr da. Eine probabilistische Bemessung sollte natürlich einen Hochwasserschutzdeich für dessen Nutzungszeitraum dimensionieren und dabei auch Prognosen über zukünftige Hochwasserereignisse abgeben.

In Abschnitt 3.8 wurde bereits auf den Einfluss der Klimaänderung auf die probabilistische Bemessung im Hochwasserschutz eingegangen. Die Klimaänderungsfaktoren schwanken mit der Wiederkehrperiode der Abflüsse. Ab einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren wird jedoch davon ausgegangen, dass keine Erhöhung des Abflusses mehr auftritt. Durch die in Abschnitt 4.2.3 beschriebene Beziehung zwischen jährlichem Maximalabfluss und Wiederkehrperiode lässt sich der Einfluss der Klimaänderungsfaktoren einfach und ohne erforderliche Approximationen für die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit verwenden. Für die Fallstudie an der Iller werden die Abflüsse mit den in Tabelle 3.1 für den Bereich 1 angegebenen Werten multipliziert, was zu einer Erhöhung der Abflüsse in Abbildung 4.35 führt. Bis zu einer Wiederkehrperiode von 100 Jahren wird die Beziehung zwischen jährlichem Maximalabfluss und Wiederkehrperiode parallel nach oben geschoben, für darüberliegende Abflüsse bis zu einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren gleicht sie sich wieder der Ausgangsbeziehung gemäß gewässerkundlichem Jahrbuch (HND Bayern, 2009) an.

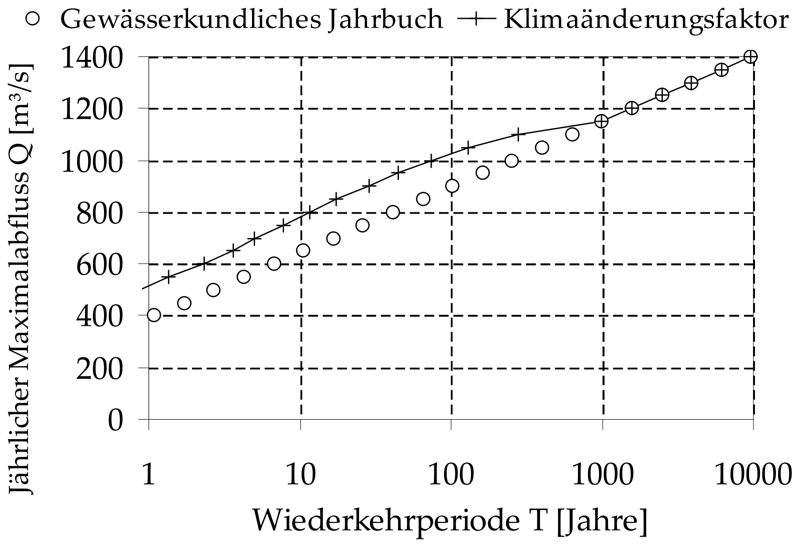


Abbildung 4.35: Beziehung zwischen Abfluss und Wiederkehrperiode aus gewässerkundlichem Jahrbuch (HND Bayern, 2009) und nach Berücksichtigung der Klimaänderungsfaktoren für den Pegel Wiblingen

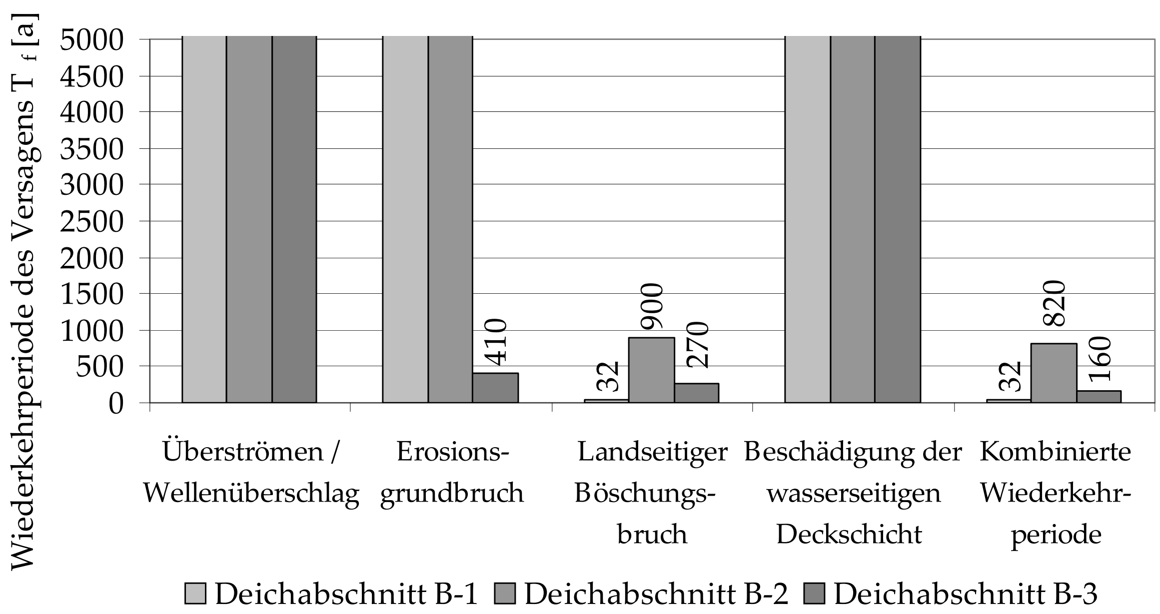


Abbildung 4.36: Berechnete Wiederkehrperioden des Versagens für die Deichstrecke B unter Berücksichtigung der Klimaänderungsfaktoren gemäß Tabelle 3.1

In Abbildung 4.36 sind die berechneten Wiederkehrperioden des Versagens unter Berücksichtigung der Klimaänderungsfaktoren für den Bereich 1 gemäß Tabelle 3.1 dargestellt. Während für den Deichabschnitt B-2 die kombinierte Wiederkehrperiode nur leicht von 860 Jahre auf 820 Jahre abgemindert wird, ist die Abminderung für Deichabschnitt B-3 von 200 Jahre auf 160 Jahre deutlicher. Die Abminderung wird hier vor allem durch die Halbierung der Wiederkehrperiode für den Erosionsgrundbruch verursacht, während die Wiederkehrperiode für den landseitigen Böschungsbruch gleichbleibt. Für den Deichabschnitt B-1 ist die Abminderung von 110 Jahren auf 32 Jahre beträchtlich. Die Wiederkehrperiode beträgt nur etwa ein Drittel des Werts ohne Klimaänderung.

Dass der Einfluss auf die Wiederkehrperiode so groß werden kann, wird deutlich, wenn in Abbildung 4.35 für konstanten Abfluss die zugehörige Wiederkehrperiode bis zu einem Wert von etwa 300 Jahren ohne und mit Klimaänderungsfaktor verglichen wird. Eine Erhöhung des Abflusses um bis zu 25 % bedeutet bei konstantem Abfluss eine Abminderung der Wiederkehrperiode um etwa einen Faktor 3. Die Abminderung der Wiederkehrperiode hängt in erster Näherung von deren Absolutwert ohne Berücksichtigung des Klimaänderungsfaktors ab. Liegt dieser deutlich über 1000 Jahren, so wird die Wiederkehrperiode durch den Klimaänderungsfaktor nicht beeinflusst, da diese gemäß Abbildung 4.35 nur für Wiederkehrperioden unter 1000 Jahren von Bedeutung ist. Bei genauerer Betrachtung ist für die Abminderung der Wiederkehrperiode nicht deren Absolutwert alleine, sondern die Wiederkehrperiode des in Abschnitt 4.2.4 definierten Zuverlässigkeitsniveaus verantwortlich, die sich mit Hilfe der Gleichungen (4.26) bis (4.28) bestimmen lässt. Neben dem Einfluss der Wiederkehrperiode selbst ist die Abminderung umso höher, je größer der Sensitivitätsfaktor α_q für den Abfluss ist.

Die Fallstudie an der Unteren Iller stellt unter Beweis, dass die Zuverlässigkeitsanalyse unter Berücksichtigung der maßgebenden geotechnischen und hydraulischen Unsicherheiten auch bei geringerer Datengrundlage durchführbar ist. Der Vergleich des Deichzustands vor und nach einer Deichsanierung zeigt einen enormen Zuverlässigkeitsgewinn. Im Zusammenhang mit Hochwasserschadensanalysen ließe sich die Studie noch um eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung erweitern, die den Nutzen aus der Reduzierung des Hochwasserrisikos den Kosten für die Deichsanierung gegenüberstellt. Die Berücksichtigung von Klimaänderungsfaktoren, die ein häufigeres Auftreten extremer Niederschlagsereignisse in den nächsten 50 Jahren berücksichtigen, führt gerade bei vielen kritischen Deichabschnitten zu einer zusätzlichen Abminderung der Wiederkehrperiode des Versagens um bis zu einem Faktor 3. Da jedoch gerade diese kritischen Abschnitte maßgebend für das Hochwasserrisiko sind, werden Schwachstellen der Deiche aufgedeckt. Für die Bemessung von Hochwasserschutzdeichen sollten daher Klimaänderungsfaktoren berücksichtigt werden.

Kapitel 5

Probabilistische Finite-Elemente-Analyse der Deichstabilität

Bislang wurden Zuverlässigkeitsanalysen auf Grundlage einer analytischen Versagenszustandsgleichung oder dem Modul MProStab (Deltares, 2004) zur Durchführung einer probabilistischen Gleitkreisanalyse im Rahmen dieser Arbeit untersucht. Die First Order Reliability Methode bietet neben der effizienten Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit den Vorteil, dass zusätzlich Sensitivitätsfaktoren ermittelt werden, die Auskunft über die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Versagenswahrscheinlichkeit geben. Nachteil einer numerischen Standsicherheitsuntersuchung ist, dass nicht so einfach Ableitungen eines Versagenszustands gebildet werden können. Im vorliegenden Kapitel werden jedoch Wege zur Verknüpfung einer Zuverlässigkeitsanalyse mit einer numerischen Berechnung von Grenzzuständen aufgezeigt. Von Schweckendiek (2007) wurde die Verbauwandstabilität auf Basis verschiedener Versagensmechanismen probabilistisch untersucht. Waarts (2000) gibt einen Überblick über verschiedene probabilistische Rechenverfahren bei der Anwendung auf Finite-Elemente-Analysen.

Die probabilistische Finite-Elemente-Analyse von Hochwasserschutzdeichen hat zum Ziel, die Versagenswahrscheinlichkeit für landseitigen Böschungsbruch zu berechnen. Im Zusatzmodul MProStab wird unter Annahme einer stationären Deichdurchsickerung eine probabilistische Gleitkreisanalyse unter Berücksichtigung einer Variabilität der Scherparameter φ' und c' und des Wasserstands h durchgeführt. Für drei wählbare Wasserstände werden Zuverlässigkeitsindex β und die Sensitivitätsfaktoren α_i bestimmt und an PC-Ring oder PC-River übergeben. Statt der Verwendung des Zusatzmoduls MProStab wird die Berechnung der Böschungsinstabilität durch eine Finite-Elemente-Analyse ersetzt.

Im Ablaufdiagramm in Abbildung 5.1 werden Anwendungsbereiche und Abgrenzungen der in diesem Kapitel betrachteten probabilistischen Analyse der Deichstabilität zusammengefasst. Bei der Finite-Elemente-Analyse der Deichstabilität wird zunächst eine instationäre Strömungsberechnung durchgeführt, deren Porenwasserdruckverteilung in die Untersuchung des Stabilitätsverhaltens des Deiches eingehen. Eine vollständige Kopplung der sich daraus ergebenden Volumenänderungen auf das hydraulische Verhalten bleibt jedoch unberücksichtigt. Die so vorhandene partielle Kopplung im hydraulisch-mechanischen Modell wird im Abschnitt 5.1 behandelt.

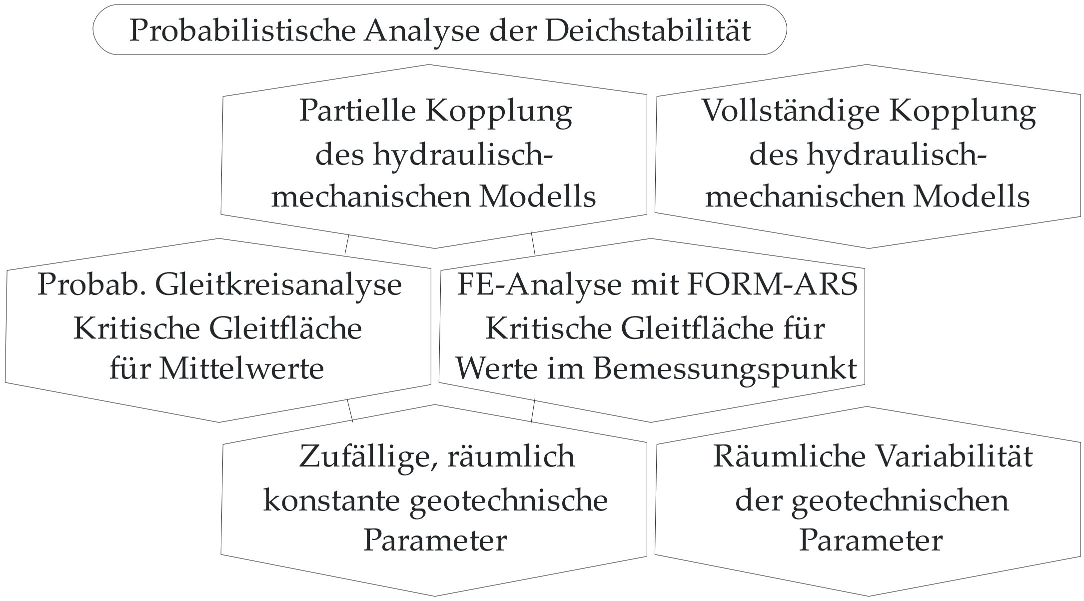


Abbildung 5.1: Abgrenzung der probabilistischen Analyse der Deichstabilität

Bei der probabilistischen Gleitkreisanalyse wird zunächst für die Mittelwerte der Scherparameter der kritische Gleitkreis bestimmt. Anschließend wird für diesen kritischen Gleitkreis die Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt. Es wird jedoch nicht untersucht, ob auch für die abgeminderten Scherparameter im Bemessungspunkt des Versagens diese kritische Gleitfläche Gültigkeit besitzt. Bei der probabilistischen Finite-Elemente-Analyse mittels FORM-ARS wird die Lage der Gleitfläche an die bodenmechanischen Parameter im Bemessungspunkt angepasst.

Die hier durchgeführte probabilistische Analyse berücksichtigt die Unsicherheit der geotechnischen Parameter, indem diese von Berechnung zu Berechnung variiert werden, innerhalb von als homogen definierten Bodenschichten aber konstant bleiben. Tatsächlich streuen die Bodenparameter aber räumlich auch innerhalb von Bodenschichten. Die Random Finite Element Method ist ein weiterführendes Rechenverfahren, die die räumliche Variabilität des Bodens systematisch berücksichtigt. Wie bei einer Monte-Carlo-Simulation werden eine Vielzahl von unterschiedlichen räumlichen Anordnungen der Bodenparameter durchgerechnet, worauf im Ausblick dieser Dissertation nochmals eingegangen wird.

Die probabilistische Finite-Elemente-Analyse der Deichstabilität bietet folgende Vorteile gegenüber der probabilistischer Gleitkreisanalyse:

- Die Lage der Sickerlinie lässt sich durch eine Strömungsberechnung automatisch bestimmen, was insbesondere bei einem heterogenen Aufbau von Deichkörper und geschichtetem Untergrund, einer Richtungsabhängigkeit der Durchlässigkeit, einer Zonierung des Deiches in Deichkörper, Dichtungskern und Dränagekörper sowie bei einer vorhandenen Dichtwand als Sickerwegsverlängerung hilfreich ist.

- Es besteht die Möglichkeit, eine zeitlich veränderliche Deichdurchsickerung zu berücksichtigen, die gegenüber einer stationären Deichdurchsickerung Standsicherheitsreserven aufdecken kann.
- Im Zusammenhang mit einer zeitlich veränderlichen Deichdurchsickerung kann die Anfangsfeuchte berücksichtigt werden, die das Verhalten im ungesättigten Bereich oberhalb der Sickerlinie aufgrund vorhandener Saugspannungen und einer Durchsickerung im ungesättigten Bereich beeinflusst.
- Gleitkreisanalysen mit dem Lamellenverfahren nach Bishop und numerische Standsicherheitsbetrachtungen liefern im Allgemeinen vergleichbare Ergebnisse bei der Bestimmung der Standsicherheit von Böschungen. Während das Lamellenverfahren jedoch auf kreisförmige Gleitflächen beschränkt bleibt, bildet sich bei einer numerischen Standsicherheitsanalyse eine freie Gleitfläche aus, die eine Schichtung des Bodens oder vorhandene Auftriebskräfte aufgrund einer Unterströmung des Deiches berücksichtigt.
- Wie oben beschrieben untersucht die probabilistische Finite-Elemente-Analyse, ob sich die kritische Gleitfläche für die Eingangsparameter im Versagenszustand gegenüber den Mittelwerten der Eingangsparameter ändert.
- Oben beschriebene Aspekte einer Finite-Elemente-Analyse lassen sich miteinander koppeln, wodurch der Aufwand deterministischer Finite-Elemente-Berechnungen für eine probabilistische Analyse deutlich reduziert werden kann.

5.1. Hydraulisch-mechanische Finite-Elemente-Analyse

Die Finite-Elemente(FE)-Methode ist ein außerordentlich leistungsfähiges Werkzeug zur rechnerischen Lösung von Problemen bei bekannten Anfangs- und Randbedingungen und hat in den vergangenen 30 Jahren in viele Disziplinen des Ingenieurwesens Einzug gehalten. Physikalische Problemstellungen in einem Kontinuum lassen sich häufig durch Differentialgleichungen beschreiben, für die geschlossene Lösungen jedoch meist nur in Sonderfällen zu bestimmen sind.

Die Durchführung der deterministischen Stabilitätsanalyse mit der Finite-Elemente-Methode erfolgt in drei Berechnungsschritten:

1. Instationäre Sickerströmungsberechnung ermittelt Porenwasserdruckverteilung
2. Mechanische Berechnung der Aufbringung der Belastung aus Eigengewicht und vorgeschalteter Porenwasserdruckverteilung ermittelt den Spannungszustand
3. Numerische Stabilitätsberechnung

5.1.1 Mechanische Berechnungen für zweidimensionale Anfangs-randwertprobleme

Für mechanische Berechnungen sind die Knotenverschiebungen w_x und w_y in den beiden Richtungen x und y die Freiheitsgrade der Finiten Elemente. Die Ableitung ist die axiale Dehnung ε bzw. die Schubverzerrung γ_{xy}:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial w_x}{\partial x} \qquad \varepsilon_y = \frac{\partial w_y}{\partial y} \qquad \gamma_{xy} = \frac{\partial w_x}{\partial y} + \frac{\partial w_y}{\partial x} \tag{5.1}$$

Über Stoffgesetze lassen sich die Dehnungen mit den Spannungen verknüpfen. Am einfachsten ist wohl das Hooke'sche Gesetz, mit dem Normalspannungen σ_x' und σ_y' Schubspannungen σ_{xy}' mit Hilfe des Elastizitätsmoduls E und der Querdehnzahl υ' aus den axialen Dehnungen und Schubverzerrungen berechnet werden können, wie in Gleichung (5.2) für den ebenen Verzerrungszustand dargelegt:

$$\begin{aligned}
\sigma'_x &= \frac{E}{(1+\nu')(1-2\nu')}\left[(1-\nu')\,\varepsilon_x + \nu' \cdot \varepsilon_y\right] \\
\sigma'_y &= \frac{E}{(1+\nu')(1-2\nu')}\left[(1-\nu')\,\varepsilon_y + \nu' \cdot \varepsilon_x\right] \\
\sigma'_{xy} &= \frac{E}{2(1+\nu')}\,\gamma_{xy}
\end{aligned} \tag{5.2}$$

Die gemittelte Druckspannung p' ergibt sich im ebenen Verzerrungszustand zu:

$$p' = \frac{(1+\nu')}{3}\left[\sigma'_x + \sigma'_y\right] \tag{5.3}$$

Die Differentialgleichung in Vektorform für die mechanische Berechnung führt die Gleichgewichtsbetrachtung in eine Energiebetrachtung über, indem die innere Formänderungsenergie als Produkt aus virtuellen Dehnungen $\delta\boldsymbol{\varepsilon}$ und den vorhandenen Spannungen $\boldsymbol{\sigma}'$ gleich der Arbeit der äußeren Kräfte als Produkt aus virtuellen Verschiebungen $\delta\mathbf{u}$ und den vorhandenen auf den Körper wirkenden Belastungen $\mathbf{b}'$ bzw. auf die Oberfläche wirkende Belastungen $\mathbf{t}$ gesetzt wird:

$$\int_\Omega \delta\boldsymbol{\varepsilon}^T \left(\boldsymbol{\sigma}' + \boldsymbol{\delta} \cdot \bar{\mathbf{u}}\right) \, d\Omega = \int_\Omega \delta\mathbf{u}^T\,\mathbf{b}' \, d\Omega + \int_S \delta\mathbf{u}^T\,\mathbf{t} \, dS \tag{5.4}$$

Zusätzlich können auch in den Elementknoten angreifende Kräfte wirken. Die Annahme eines unbegrenzten linearen Anwachsens der Dehnungen mit den Spannungen trifft für reale Werkstoffe jedoch nicht zu. Für den Baugrund wird dabei eine Scherfestigkeit τ_f als Obergrenze der Schubspannungen angesetzt, ab welchem ein ideal plastisches Verhalten angenommen wird. Die Bedingung, bei welcher Schubspannung plastisches Verhalten auftritt, wird als Mohr-Coulomb'sches Bruchkriterium bezeichnet, welches im Anhang I allgemein formuliert wird. Um eine Lastumlagerung zu ermöglichen, sind die Lasten in Inkrementen aufzubringen und die Gleichgewichtsbedingung für jeden Lastschritt zu erfüllen.

Die Verwendung höherwertiger nichtlinearer Stoffgesetze in der Geotechnik ist dann wichtig, wenn Prognosen zum Verformungsverhalten angestellt werden. Für die in diesem Kapitel durchgeführten, zweidimensionalen Untersuchungen des Grenzzustands des Baugrunds ist jedoch das linear elastische, ideal plastische Stoffgesetz mit dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium plausibel, welches in Anhang I für den ebenen Verzerrungszustand erläutert wird. Es liefert robuste Aussagen über den Grenzzustand bei geringem numerischen Fehler.

Ebenso wie für die hydraulischen Berechnungen sind für mechanische Berechnungen Randbedingungen zu definieren. Für einen ausreichend großen Berechnungsausschnitt sind Halterungen senkrecht zum Modellrand meist zweckmäßig. Natürlich können statt Auflagerbedingungen auch definierte Kräfte oder Verschiebungen als Randbedingungen angesetzt werden. Die Wahl spezieller Halterungen als Symmetrierandbedingung entfällt für die untersuchten Deichanalysen, da aufgrund der Durchströmung keine Symmetrie ausgenutzt werden kann.

5.1.2 Hydraulische Berechnungen für zweidimensionale Anfangsrandwertprobleme in gesättigten Böden

Für die Modellierung von Sickerströmungen im Baugrund ist es ausreichend, mit der hydraulischen Höhe oder Potenzialhöhe $\overline{h}$ nur einen Freiheitsgrad je Elementknoten zu berücksichtigen. Die Potenzialhöhe ergibt sich für Sickerströmungen unter Vernachlässigung der Geschwindigkeitshöhe aus dem Porenwasserdruck $\overline{u}$, der Wasserwichte γ_w sowie der geodätischen Höhe z:

$$\overline{h} = \overline{h}_p + z = \frac{\overline{u}}{\gamma_w} + z \tag{5.5}$$

Für zweidimensionale, instationäre Potenzialströmungen kann die Filtergeschwindigkeit v_i nach dem Gesetz von Darcy (5.6) aus der Durchlässigkeit k_i und dem Gradient der hydraulischen Höhe in den beiden Richtungen x und y bestimmt werden:

$$v_x = -k_x \cdot \frac{\partial \overline{h}}{\partial x} \qquad v_y = -k_y \cdot \frac{\partial \overline{h}}{\partial y} \tag{5.6}$$

Die Differentialgleichung der Sickerströmung kann aus einer Gleichgewichtsbetrachtung der Massenströme an einem Kontrollvolumen in Abbildung 5.2 für den gesättigten Bereich hergeleitet werden (vgl. Verruijt, 1995). Bei zeitlich veränderlicher Strömung im gesättigten Boden ist der Zuwachs der Filtergeschwindigkeit mit einer Volumenabnahme im Kontrollvolumen verbunden. Eine Stauchung ε_v wird dabei positiv definiert. Bei ungesättigten Böden ist zusätzlich eine zeitliche Änderung des Wassergehalts zu berücksichtigen, welche in Abschnitt 5.2.1 beschrieben wird.

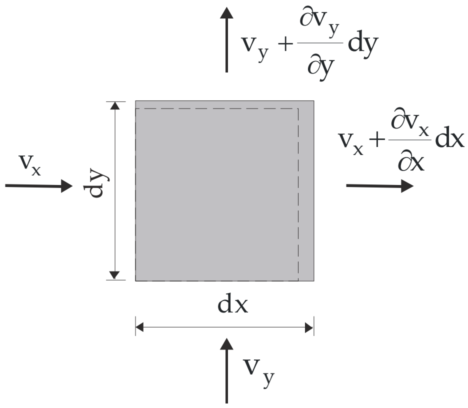


Abbildung 5.2: Instationäre Gleichgewichtsbetrachtung an einem Kontrollvolumen

$$\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \tag{5.7}$$

Mit dem Gesetz nach Darcy (5.6) lässt sich allgemein für gesättigte Böden die hydraulische Höhe mit der Volumendehnung koppeln:

$$-\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial \bar{h}}{\partial x}\right) - \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial \bar{h}}{\partial y}\right) = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \tag{5.8}$$

Allgemein kann die Volumendehnung ε_v elastische und plastische Anteile enthalten (vgl. Gleichung (I.1)). Die elastische Volumendehnung kann mit der in Gleichung (5.3) angegebenen gemittelten Druckspannung p′ über den Kompressionsmodul K in Beziehung gesetzt werden.

$$\frac{\partial \varepsilon_{v,e}}{\partial t} = \frac{1}{K} \cdot \frac{\partial p'}{\partial t} \qquad \text{mit} \qquad K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu')} \tag{5.9}$$

Die Verknüpfung der räumlichen Veränderung der hydraulischen Höhen mit der Volumendehnung führt dann zu einer vollständigen Kopplung des mechanischen und des hydraulischen Bodenverhaltens, wie sie beispielsweise in der Konsolidationstheorie verwendet wird:

$$-\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial \bar{h}}{\partial x}\right) - \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial \bar{h}}{\partial y}\right) = \frac{1}{K}\frac{\partial p'}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon_{v,p}}{\partial t} \tag{5.10}$$

Die plastische Volumendehnung lässt sich entsprechend Gleichung (5.9) durch einen plastischen Kompressionsmodul K_P mit der gemittelten Druckspannung verknüpfen, was in höherwertigen Stoffgesetzen berücksichtigt wird. In den hier durchgeführten Berechnungen wird eine plastische Volumendehnung jedoch vernachlässigt und damit die Annahme getroffen, dass nur volumentreue plastische Dehnungen auftreten. Eine Dilatanz bei einer Scherbeanspruchung des Bodens tritt dann nicht auf. Der letzte Term in Gleichung (5.10) entfällt damit.

Schließlich kann die Änderung der gemittelten effektiven Druckspannung p′ mit den Porenwasserdrücken u unter der Annahme konstanter totaler Spannung verknüpft werden, was zu einer Entkopplung des mechanischen mit dem hydraulischen Bodenverhalten führt. Die Annahme einer konstanten totalen Spannung gemäß Gleichung (5.11) ist nicht immer zutreffend, zum Beispiel, wenn Zusatzbelastungen im Baugrund auftreten, wird jedoch meist zur Vereinfachung der instationären Sickerströmung im gesättigten Bereich verwendet.

$$\frac{\partial p'}{\partial t} = -\frac{\partial \overline{u}}{\partial t} \tag{5.11}$$

Unter Annahme einer konstanten geodätischen Höhe z kann die Änderung der Porenwasserdrücke mit der Änderung der hydraulischen Höhe und somit räumliche und zeitliche Ableitung verknüpft werden:

$$\frac{\partial \overline{u}}{\partial t} = \gamma_w \frac{\partial \overline{h}_p}{\partial t} = \gamma_w \frac{\partial \overline{h}}{\partial t} \tag{5.12}$$

$$-\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial \overline{h}}{\partial x}\right) - \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial \overline{h}}{\partial y}\right) = -\frac{\gamma_w}{K}\frac{\partial \overline{h}}{\partial t} \tag{5.13}$$

Der Term γ_w / K kann als Speicherkoeffizient c_s in der Differentialgleichung (5.13) identifiziert werden, welcher sich damit aus einer Betrachtung des mechanischen Verhaltens des Baugrunds ableiten lässt.

$$c_s \cdot \frac{\partial \overline{h}}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x}\left(k_x \frac{\partial \overline{h}}{\partial x}\right) - \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y \frac{\partial \overline{h}}{\partial y}\right) = H \quad \text{mit} \quad c_s = \frac{\gamma_w}{K} \tag{5.14}$$

Der hinzugefügte Term H repräsentiert eine Quelle oder eine Senke im System mit bekanntem Zu- oder Abstrom.

Für Strömungsprobleme mit festen Randstromlinien können unterschiedliche Typen von Randbedingungen definiert werden. Die Dirichlet-Bedingung beschreibt die hydraulische Höhe als Potenzial am Modellrand, die Neumann-Randbedingung gibt den Durchfluss vor. Für Sickerströmungsprobleme mit freier Oberfläche wie bei der Durchströmung eines Deiches ist die Lage der Sickerlinie als Randstromlinie iterativ aus der Bedingung zu bestimmen, dass dort der Porenwasserdruck gleich Null ist. Die Lage der Sickerlinie ist bei stationären Bedingungen unabhängig vom Absolutwert der Durchlässigkeit, sondern nur vom relativen Verhältnis der Durchlässigkeiten im Deich und Untergrund abhängig. Eine weitere Art der Randbedingung tritt bei der Ermittlung der Sickerstrecke von Deichen auf. Die Cauchy-Randbedingung koppelt Potenzialhöhe mit dem Durchfluss, indem dieser in Abhängigkeit eines Potenzialunterschieds für die Sickerstrecke vorgegeben wird. Die Potenzialhöhe $\overline{h}$ auf der Sickerstrecke entspricht dabei der geodätischen Höhe z (vgl. Busch und Luckner, 1974).

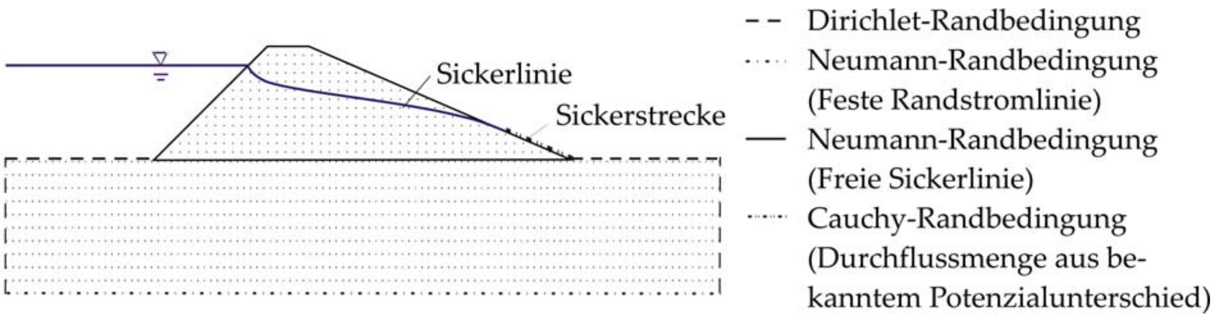


Abbildung 5.3: Randbedingungen bei der Berechnung der Deichdurchströmung

Für zeitlich veränderliche Probleme sind Anfangsbedingungen vorzugeben. Meist kann ein initialer Grundwasserspiegel festgestellt werden, in dessen Abhängigkeit die hydraulischen Höhen im Modell bestimmt werden können. Der Zeitraum, innerhalb dessen sich ein stationärer Strömungszustand ausbilden wird, wird durch den Anfangssättigungszustand im Deich beeinflusst (Schneider et al., 1997). Häufig wird für das Verhalten im ungesättigten Bereich die Wasserstands-Saugspannungs-Beziehung nach van Genuchten (Scheuermann, 2005) angenommen, welche in Abschnitt 5.2.1 formuliert wird.

Die Finite-Elemente-Methode bietet für die Untersuchung der Deichstandsicherheit den Vorteil, dass das gleiche Netz sowohl für die hydraulische als auch für die mechanische Berechnung verwendet werden kann. Der Einfluss des strömenden Wassers hat zwei Wirkungen auf das mechanische Verhalten des Deiches, wie in Abschnitt 4.1.3 bereits beschrieben. Einerseits setzen Auftriebskräfte die effektiven Spannungen herab und damit nach Gleichung (4.15) die aufnehmbare Scherfestigkeit. Andererseits wirken auf den Gleitkörper Strömungskräfte F_S auf die Bodenpartikel, die auf der Landseite aus der Böschung heraus wirken und somit destabilisieren, während auf der Wasserseite in die Böschung gerichtete Kräfte für eine Stabilisierung sorgen. Die beiden Einflussfaktoren sind in Abbildung 4.7 illustriert. Beide Kraftkomponenten Auftrieb und Strömungskraft üben Einfluss auf die Verformungen aus.

Die in diesem Kapitel durchgeführten Analysen der Deichstabilität berücksichtigen die ermittelten Porenwasserdrücke aus einer instationären, ungesättigten Sickerströmungsberechnung bei der Berechnung der Verteilung der effektiven Spannungen im Deich und Untergrund. Das mechanische Verhalten des Bodens hat im Allgemeinen seinerseits Einfluss auf das hydraulische Verhalten, wie durch Gleichung (5.8) formuliert wird. Eine Rückkopplung der effektiven Spannungen unter Berücksichtigung eines plastischen Bodenverhaltens und damit verbundener Volumenänderungen auf die Porenwasserdrücke gemäß Gleichung (5.10) bleibt hier jedoch unberücksichtigt. Daher sind hydraulische und mechanische Berechnung nur partiell, aber nicht vollständig miteinander gekoppelt.

Eine vollständige Kopplung durch die Berücksichtigung des Einflusses der Verformungen des Deiches auf das hydraulische Verhalten wurde anhand einer hier nicht erläuterten Beispielbetrachtung untersucht. Es wurde dabei davon ausgegangen, dass Deiche schon relativ lange geschüttet sind und Porenwasserüberdrücke hieraus abgeklungen sind. Porenwasserdrücke aufgrund des Anstiegs des Flusswasserspiegels beeinträchtigen die Stabilität der landseitigen Böschung in geringem Maße. Allerdings können Porenwasserdrücke zu einer wesentlichen Destabilisierung der wasserseitigen Böschung bei schneller Wasserspiegelsenkung führen, was bei der Modellierung zu berücksichtigen ist.

5.1.3 Numerische Stabilitätsanalyse

Eine Alternative zur klassischen Böschungsstabilitätsuntersuchung mit dem Lamellen-Gleitkreisverfahren ist die numerische Standsicherheitsanalyse mit der Finite-Elemente-Methode. Die vorhandene Scherfestigkeit $\tau_{f,vorhanden}$ wird dabei schrittweise reduziert, bis die abgeminderte Scherfestigkeit $\tau_{f,Bruch}$ erreicht ist. Das plastische Bodenverhalten, das durch die Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb nach Gleichung (4.15) beschrieben wird, ermöglicht eine Lastumlagerung. Der Grenzzustand wird erreicht, wenn sich die vorhandenen Schubspannungen den aus mobilisierten Scherparametern φ'_{Bruch} und c'_{Bruch} gebildeten Scherfestigkeiten entlang einer sich frei ausbildenden Gleitfläche annähern. Es lässt sich dann ein Standsicherheitsfaktor η gemäß Gleichung (5.15) angeben:

$$\eta = \frac{\tau_{f,vorhanden}}{\tau_{f,Bruch}} = \frac{c'}{c'_{Bruch}} = \frac{\tan\varphi'}{\tan\varphi'_{Bruch}} \tag{5.15}$$

Das Verhältnis von vorhandener Scherfestigkeit $\tau_{f,vorhanden}$ und abgeminderter Scherfestigkeit $\tau_{f,reduziert}$ wird zunächst solange reduziert, bis sich ein kinematischer Gleitkörper ausbildet. Wird dieser erreicht, wird anschließend η wieder erhöht und nach einem Gleichgewichtszustand aufgrund einer Lastumlagerung gesucht. Wird dieser gefunden, wird der Standsicherheitsfaktor erneut abgesenkt, bis sich wieder ein kinematisches System ausbildet. Der kritische Standsicherheitsfaktor ist dann gefunden, wenn unter weiter ansteigenden Verformungen des Gleitkörpers keine weitere Reduzierung der mobilisierten Scherfestigkeit mehr möglich ist. Ein Versagenskörper mit geschlossener Gleitfläche hat sich dann deutlich ausgebildet. Ein Auftragen des Verhältnisses von vorhandener Scherfestigkeit und abgeminderter Scherfestigkeit über den Verformungen in der Scherfuge liefert dann ein Plateau gemäß Abbildung 5.4, aus dem sich der Standsicherheitsfaktor η bestimmen lässt.

Von wesentlicher Bedeutung für die Bestimmung des Standsicherheitsfaktors ist der tolerierte Gleichgewichtsfehler bei der schrittweisen Abminderung der Scherparameter. Insbesondere bei dessen Weiterverwendung für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit ist der tolerierte Gleichgewichtsfehler gering zu wählen, um eine Konvergenz der Approximation zwischen Finite-Elemente-Berechnungen und Antwortfunktion zu erhalten. Ebenfalls ist die Netzfeinheit zu beachten. Gerade in dem Bereich, indem sich der Gleitkörper ausbildet, ist aufgrund der großen Verformungsgradienten auf eine ausreichende Netzfeinheit zu achten. Wie üblich ist das Netz so fein einzustellen, dass bei weiterer Netzverfeinerung keine Änderung des Ergebnisses mehr auftritt. Da die Verformungsgradienten bei der numerischen Stabilitätsanalyse in der Regel die Verformungsgradienten der vorgeschalteten mechanischen Berechnungsphase der Lastaufbringung der Belastung aus Eigengewicht und Porenwasserdruck übersteigen, ist das Netz feiner einzustellen, als es für die Berechnungsphase des Lastaufbringung im Allgemeinen benötigt wird, sofern sich diese nicht in der Nähe des Grenzzustands befindet (vgl. Abbildung 5.5).

Im Verlauf der Bestimmung des Bemessungspunktes des Versagens des Deiches werden viele numerische Stabilitätsberechnungen auftreten, für die der Standsicherheitsfaktor nahe eins liegt und sich damit der Gleichgewichtszustand auch ohne reduzierte Scherparameter in der Nähe des Grenzzustands befindet. Daher sollten die Anforderungen an den tolerierten Gleichgewichtsfehler und die Netzfeinheit auch an die Verformungsberechnung aus den hydraulischen Beanspruchungen gestellt werden, die sich dann ebenfalls in der Nähe des Grenzzustands befindet.

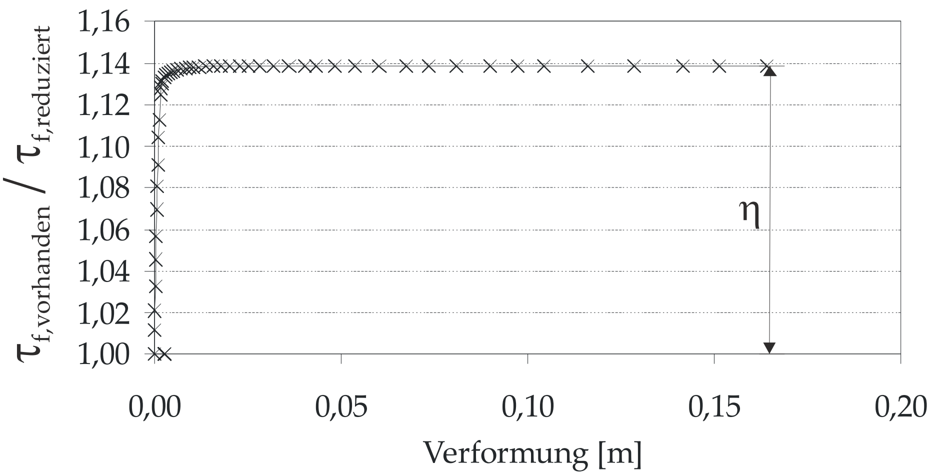


Abbildung 5.4: Bei Erreichen eines Plateaus ergibt sich der Standsicherheitsfaktor η bei einer numerischen Stabilitätsanalyse

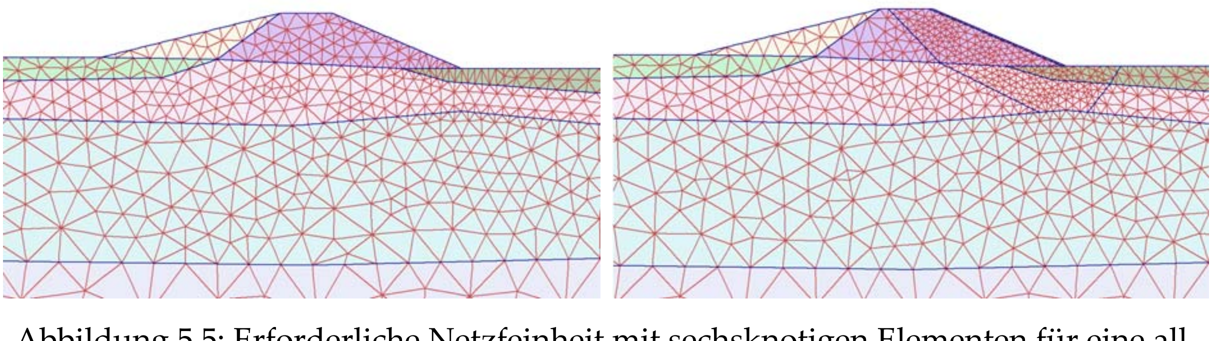


Abbildung 5.5: Erforderliche Netzfeinheit mit sechsknotigen Elementen für eine allgemeine Verformungsberechnung (links) und eine Stabilitätsberechnung (rechts) mit dem Programm Plaxis 8.6 (Brinkgreve et al., 2004)

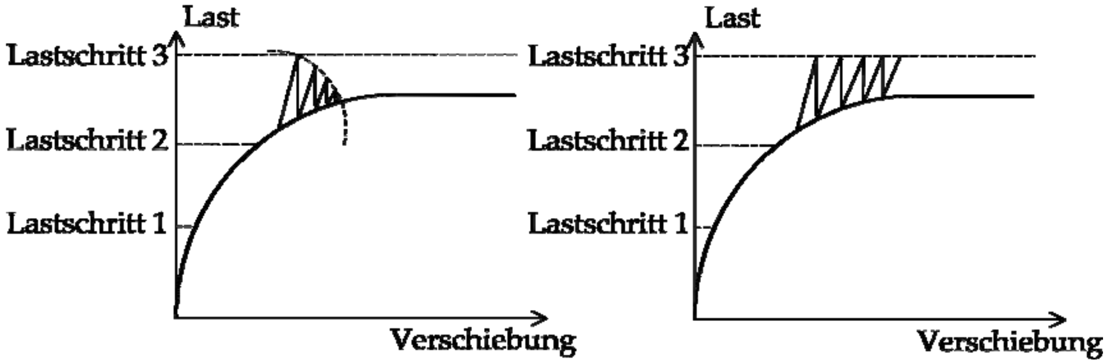


Abbildung 5.6: Inkrementelle Lastaufbringung mit (links) und ohne (rechts) Abminderung des Lastinkrements

Für Berechnungen in der Nähe des Bemessungspunktes des Versagens wird ein Versagen häufig bereits vor Aufbringen der vollständigen Belastung aus der Deichdurchsickerung auftreten. Von einer Verwendung des maximal aufzubringenden Lastanteils in der Verformungsberechnung als Standsicherheitsfaktor kleiner eins sollte auch dann Abstand genommen werden, wenn alle Belastungen in einer Berechnungsphase simultan aufgebracht werden. Das Verhältnis zwischen maximal aufnehmbarer Last und der Gesamtlast entspricht nicht dem Verhältnis zwischen vorhandenen Schubspannungen und mobilisierten Scherparametern.

Das Aufbringen der Belastung in Inkrementen ist in der Nähe des Grenzzustands mit zahlreichen Lastumlagerungen und daraus resultierenden exzessiven Verformungen verbunden. Die Verformungsberechnung kann dann die Suche nach einem möglichen Gleichgewichtszustand erleichtern, indem die Größe des Lastinkrements abgemindert wird, dabei jedoch auch die maximalen Verformungen für das Erreichen eines möglichen Gleichgewichtszustands begrenzt werden (vgl. Abbildung 5.6). Wird auf die Abminderung des Lastinkrements verzichtet und werden exzessive Verformungen zugelassen, kann jedoch die maximal aufnehmbare Belastung überschätzt werden. Diese Überschätzung der Grenzlast kann jedoch bei der Stabilitätsanalyse berücksichtigt werden. Der ermittelte Standsicherheitsfaktor liegt dann unter Umständen knapp unterhalb von eins. Die Stabilitätsberechnung liefert auch dann noch zuverlässige Ergebnisse. Die Bestimmung von Standsicherheitsfaktoren bis zu unteren Grenzwerten von ca. 0,98 beschleunigt die Konvergenz der in Abschnitt 2.2.3 vorgestellten FORM-ARS Iteration zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit.

5.2. Instationäre Sickerströmungsberechnungen

Ein Hochwasser ist ein Ereignis begrenzter Dauer, bei dem es häufig nicht zur Ausbildung einer stationären Sickerlinie kommt. Die Berücksichtigung einer instationären Sickerströmung kann Standsicherheitsreserven im Deich aufdecken. Im Anhang J wird die Finite-Elemente-Berechnung für eine stationäre Deichdurchsickerung und für die mechanische Berechnung der resultierenden Standsicherheit überprüft. Es wird hier eine Validierung für instationäre Sickerströmungen vorgestellt.

5.2.1 Ungesättigte Zustände

Der Zeitraum, in dem sich bei vorhandenem Einstau eines Deiches eine stationäre Sickerströmung einstellt, ist abhängig von der Durchlässigkeit und von der Anfangssättigung. Bei einer Vollsättigung des Deiches wird sich sofort eine stationäre Sickerlinie ausbilden. Ist der Deich vor dem Einstau jedoch teilgesättigt, wird eine gewisse Zeit vergehen, bis die Sättigungsfront bis zur Landseite des Deiches vordringt (vgl. Abbildung 5.7). Die geringeren Auftriebs- und Strömungskräfte bei instationärer Sickerströmung führen zu einer Stabilisierung des Deiches gegenüber stationären Verhältnissen, bei denen die Sickerlinie ihre maximale Höhenlage erreicht. Zusätzlich bildet sich in Abhängigkeit von der Korngröße des Deichmaterials oberhalb der instationären Sickerlinie ein Kapillarsaum aus, in dessen Bereich sich die effektiven Spannungen aufgrund von Saugspannungen erhöhen.

Die Untersuchung des Bodenverhaltens im ungesättigten Bereich geht von dem Dreiphasenmodell des Bodens aus. Ein Bodenvolumen besteht danach aus einem Feststoffanteil und einem Porenanteil n_{tot}, der sich aus einem wassergefüllten Porenanteil n_w und einem luftgefüllten Anteil n_a zusammensetzt. Der Sättigungsgrad S_r beschreibt den auf das Volumen bezogenen, prozentualen Anteil n_w der wassergefüllten Poren zum gesamten Porenanteil n_{tot}:

$$n_a + n_w = n_{tot} \tag{5.16}$$

$$S_r = \frac{n_w}{n_{tot}} \tag{5.17}$$

Aufgrund von Oberflächenspannungen des Wassers bildet sich bei feinkörnigen Böden auch oberhalb des Grundwasserspiegels ein Kapillarsaum aus, in dem Vollsättigung herrscht. Der Grundwasserspiegel ist per Definition die Linie, auf der die Porenwasserdrücke gleich Null sind. Die Fähigkeit des Bodens, Wasser entgegen der Schwerkraft nach oben zu saugen, wird durch das Matrixpotenzial ψ_m (Davidenkoff, 1964) beschrieben. Das Matrixpotenzial entspricht der Arbeit, die das Porenwasser

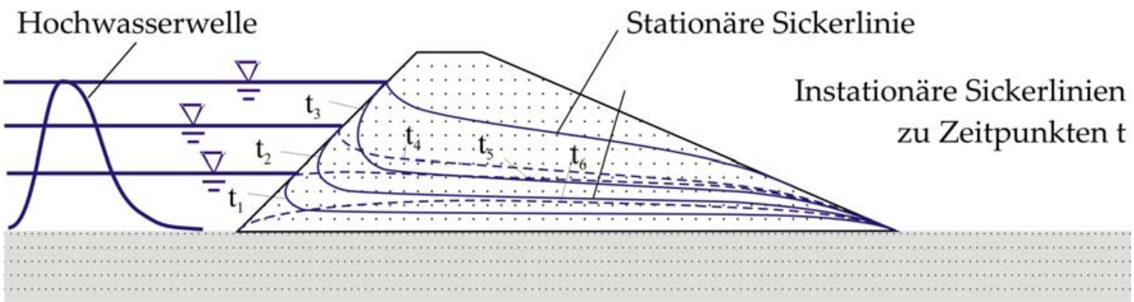


Abbildung 5.7: Sickerlinienentwicklung im Deich bei einem Hochwasser

entgegen der Schwerkraft bei atmosphärischem Druck aufgrund des Kapillarsogs verrichtet. Über die Größe von Saugspannungen im ungesättigten Bereich wurden verschiedene Gesetzmäßigkeiten aufgestellt, die als Wassergehalts-Saugspannungs-Beziehung bezeichnet werden (vgl. Abed, 2008). Die am weitesten verbreitete mathematische Beschreibung stammt von van Genuchten. Zielgröße gemäß Gleichung (5.18) ist der effektive Sättigungsgrad S_e, der eine auch bei sehr trockenen Bedingungen verbleibende Bodensättigung S_{res} berücksichtigt. Neben dem Matrixpotenzial ψ_m sind für die Ermittlung des effektiven Sättigungsgrads die weiteren beiden von der Kornverteilung des Bodens abhängigen Parameter α_{vG} und n_{vG} experimentell zu bestimmen:

$$S_e = \frac{S_r - S_{res}}{1 - S_{res}} \tag{5.18}$$

$$S_e = \left[\frac{1}{1 + \left(\alpha_{vG} \cdot |\psi_m|\right)^{n_{vG}}}\right]^m \qquad \text{mit} \qquad m = 1 - 1/n_{vG} \tag{5.19}$$

Die oberhalb des Grundwasserspiegels vorhandene Teilsättigung behindert die Durchströmung, die daher häufig vernachlässigt wird. Die ebenfalls von van Genuchten und von Mualem (Scheuermann, 2005) stammende Beziehung für die relative Durchlässigkeit k_{rel} beinhaltet einen weiteren experimentell für den Boden zu bestimmenden Parameter γ_m:

$$k_{rel} = S_e^{\gamma_m}\left[1 - \left(1 - S_e^{1/m}\right)^m\right]^2 \tag{5.20}$$

In Abschnitt 5.1.2 wurde die Differentialgleichung für instationäre Strömungen in gesättigten Böden auf Grundlage einer Massenbilanz an einem Kontrollvolumen formuliert. Für ungesättigte Böden gewinnt die Formulierung der linken Seite der Differentialgleichung (5.10) als zweifache partielle Ableitung der hydraulischen Höhe an Bedeutung, da auch die Durchlässigkeit gemäß Gleichung (5.20) abhängig vom Sätti-

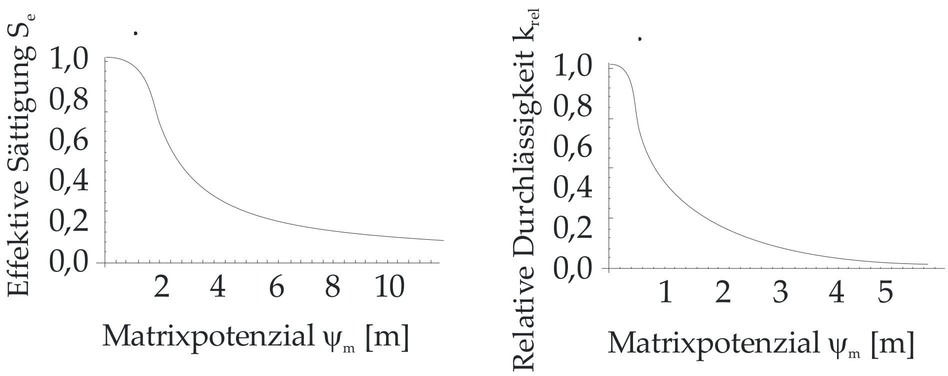


Abbildung 5.8: Wassergehalts-Saugspannungs-Beziehung nach van Genuchten (links) und Durchlässigkeits-Saugspannungs-Beziehung nach van Genuchten und Mualem (rechts) exemplarisch für einen sandigen Schluff

gungsgrad ist. Zusätzlich ist bei ungesättigten Böden eine Änderung der Massenströme im Kontrollvolumen mit einer Änderung des Wassergehalts im Boden verbunden. Die Differentialgleichung (5.10) muss dann durch einen Term erweitert werden, der die zeitliche Änderung des Sättigungsgrads S_r berücksichtigt. Die Differentialgleichung (5.21) wird auch Richards-Gleichung bezeichnet:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_x(\psi_m)\frac{\partial \bar{h}}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(k_y(\psi_m)\frac{\partial \bar{h}}{\partial y}\right)=\left(S_r \cdot c_s + C(\psi_m)\right)\cdot\frac{\partial \bar{h}}{\partial t} \tag{5.21}$$

mit der spezifischen Wasserkapazität $C(\psi_m)=\dfrac{\partial n_w}{\partial \psi_m}$ (5.22)

Die Finite-Elemente-Modellierung mit dem Programm PlaxFlow 1.5 (Brinkgreve et al., 2006) beinhaltet die Beziehungen (5.18) bis (5.20) durch die Berücksichtigung einer Sickerströmung im ungesättigten Bereich mit reduzierter Durchlässigkeit. Die instationäre hydraulische Berechnung erfordert eine Zeitdiskretisierung. Die Unterteilung des Gesamtzeitraums in Zeitschritte hängt unter anderem von der Sickergeschwindigkeit ab (Sandhu, et al., 1974; Huyakorn und Pinder, 1983). Desweiteren sollte dann ein kürzerer Zeitschritt gewählt werden, wenn schnelle Änderungen der hydraulischen Höhe in Teilen des Simulationsgebiets auftreten. Wie für die räumliche Diskretisierung gilt, dass der Zeitschritt so klein gewählt werden sollte, dass eine weitere Verfeinerung nicht zu Ergebnisveränderungen führt.

5.2.2 Validierung der ungesättigten Strömungsberechnung

Davidenkoff (1964) hat bereits analytische Gleichungen zur Berechnung der instationären Durchfeuchtung von Deichen aufgestellt und dabei die Beziehung zwischen Wassergehalt und Matrixpotenzial im ungesättigten Bereich unter Annahme horizontaler Sickerung berücksichtigt. Von der Universität Karlsruhe (vgl. Schneider et al., 1997) werden weitere Lösungsvorschläge zur Bestimmung der mittleren schrägen Fließstrecke x_i^* für plötzlichen Einstau unter Annahme eines undurchlässigen Deichuntergrunds zur Verfügung gestellt. Ein numerisches Modell wurde anhand eines mit Porenwasserdruckgebern ausgestatteten, naturmaßstäblichen Deichmodells überprüft (vgl. Scheuermann, 2005). In Zesch et al. (2008) werden die analytischen Gleichungen für instationären Einstau erweitert:

$$x_i^* = \sqrt{(x_{i-1}^*)^2 + 2\cdot\frac{k}{n_a}\cdot(h_i+\psi_m)\cdot\Delta t_i} \tag{5.23}$$

Dabei beschreiben x_{i-1}^* die mittlere Fließlänge im vorangegangenen Zeitschritt sowie h_i die Höhenlage des Flusswasserspiegels der in Zeitintervalle Δt_i zerlegten Hochwasserganglinie (vgl. Abbildung 5.9).

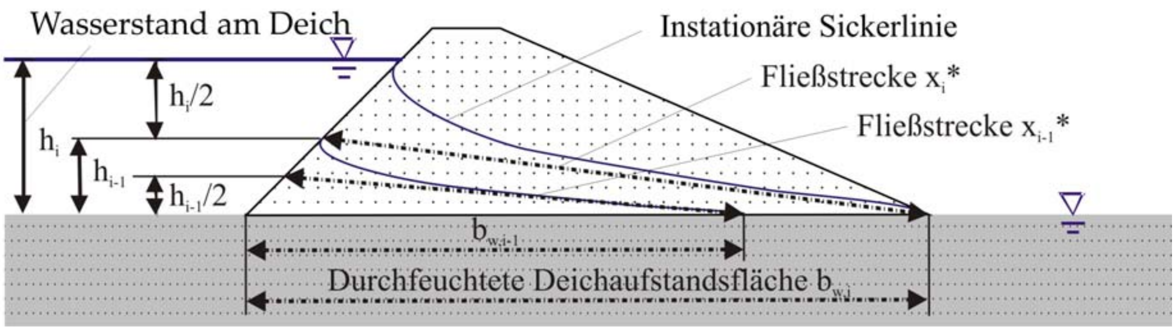


Abbildung 5.9: Analytische Bestimmung der mittleren Fließstrecke x_i*
bei instationärem Einstau

Die erweiterte analytische Beziehung (5.23) wurde ihrerseits anhand von numerischen Berechnungen überprüft. Für ein Ansteigen des Wasserspiegels mit der Geschwindigkeit $v_{auf,i}$ und der durchfeuchteten Deichaufstandsfläche $b_{w,i}$ ergibt sich aus Gleichung (5.24) ein Korrekturfaktor $f_{kor,i}$, mit dem der zur Fließstrecke x_i* zugehörige Zeitpunkt t_i zu bestimmen ist. Der Korrekturfaktor hat zum Ziel, die analytische Lösung bezüglich der Bodenparameter im ungesättigten Zustand gemäß Abschnitt 5.2.1 anzupassen.

$$f_{kor,i} = \left(1{,}015 + 0{,}13\frac{\sqrt{\kappa_i}}{b_{w,i}}\right)^2 \qquad \text{mit } \kappa_i = \frac{k}{n_a \cdot v_{auf,i}} \tag{5.24}$$

Für den von Zesch et al. (2008) untersuchten und in Abbildung 5.10 dargestellten Deich wird eine Nachrechnung einer Deichdurchsickerung mit Finiten Elementen mit dem Programm PlaxFlow 1.5 durchgeführt. Der Deich wird einem konstanten Anstieg des Wasserspiegels innerhalb eines Zeitraums von 150 Stunden mit einer maximalen Einstauhöhe von 3,00 m unterworfen. Die Bodenparameter α_{vG} und n_{vG} für den ungesättigten Bereich werden für einen Sandboden gemäß Brinkgreve et al. (2006) aus dem Bodenklassifikationssystem des amerikanischen Landwirtschaftsministerium USDA angenommen. Die Bodenparameter sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst.

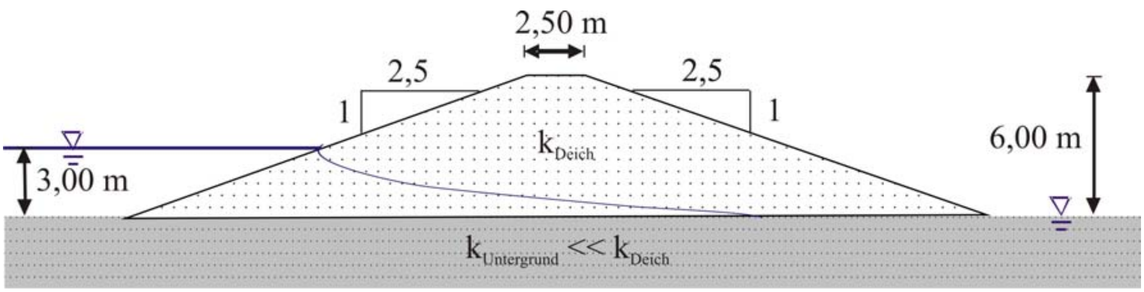


Abbildung 5.10: Beispieldeich aus Zesch et al. (2008) zur Validierung
der instationären Sickerströmungsberechnung mit Finiten Elementen

Tabelle 5.1: Bodenparameter des Beispieldeichs zur Validierung der instationären Sickerströmungsberechnung mit Finiten Elementen

Aufstaugeschwindigkeit $v_{auf,i}$	2 cm / h	Gesättigte Durchlässigkeit k_{Deich}	$8 \cdot 10^{-5}$ m/s
Speicherkoeffizient c_s gemäß Gleichung (5.14)	10^{-4} 1/m	Porenanteil n_{tot}	0,43
Initiales Matrixpotenzial ψ_m	0,2 m	Verbleibende Bodensättigung S_{res}	0,105
Bodenabhängiger Parameter α_{vG}	14,5 1/m	Bodenabhängiger Parameter n_{vG}	2,68
Bodenabhängiger Parameter γ_m	0,50	Elementnetz	15-knotige Dreieckselemente

Der in die analytische Berechnung eingehende initiale luftgefüllte Porenanteil n_a kann aus den Bodenparametern gemäß Gleichung (5.19) abgeschätzt werden:

$$S_e = \left[\frac{1}{1 + (14{,}5 \;\; 1/m \cdot 0{,}2m)^{2{,}68}} \right]^{1-\frac{1}{2{,}68}} = 0{,}161$$

$$S_r = S_e \cdot (1 - S_{res}) + S_{res} = 0{,}161 \cdot (1 - 0{,}105) + 0{,}105 = 0{,}249$$

$$n_a = n_{tot} - n_w = n_{tot} - n_{tot} \cdot S_r = n_{tot} \cdot (1 - S_r) = 0{,}43 \cdot (1 - 0{,}249) = 0{,}323$$

Mittels Gleichungen (5.23) und (5.24) kann dann die mittlere Fließstrecke x_i^* zu jedem Zeitpunkt bestimmt werden. Das Zeitintervall Δt_i ist hinreichend klein zu wählen, damit dies keinen Einfluss auf die Ergebnisse besitzt. Für Δt_i = 5 h wird ein aktueller Wert von x_i^* bestimmt. Der zur Bestimmung des Korrekturfaktors erforderliche Parameter κ_i bleibt dabei konstant bei 0,0128. Zum Vergleich wird eine Finite-Elemente-Berechnung durchgeführt. Um eine Beeinflussung der Sickerlinie am landseitigen Böschungsfuß zu Beginn der Durchsickerung zu unterbinden, wird im Finite-Elemente-Modell eine durchlässige Schicht mit geringer Mächtigkeit auf der Deichaufstandsfläche angenommen. Die Verteilung der hydraulischen Höhen nach 150 Stunden ist in Abbildung 5.12 dargestellt. Das Voranschreiten der Durchfeuchtungsfront entlang der Deichaufstandsfläche aus analytischer Lösung mit Korrekturfaktor und Finite-Elemente-Berechnung ist in Abbildung 5.11 illustriert.

Die Finite-Elemente-Analyse beschreibt eine schnellere Durchfeuchtung des Deiches als die analytische Berechnung. Der Unterschied der Durchfeuchtungszeiten beträgt bis zu 25 %. Die analytische Lösung liefert ab einer beschleunigten Anfangsinfiltration nach fünf Stunden ein nahezu lineares Voranschreiten der Sickerfront entlang der Deichaufstandsfläche von etwa 15 cm / h. Die Finite-Elemente-Analyse liefert gerade

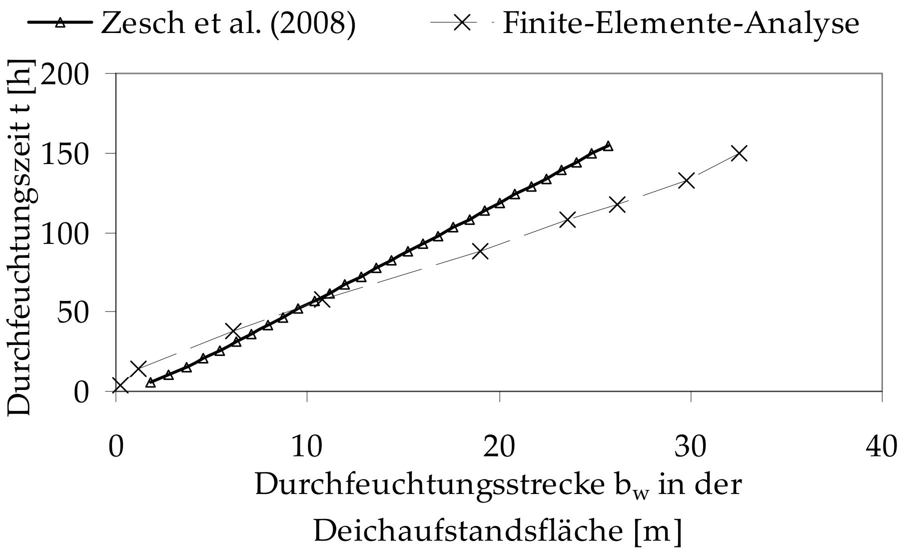


Abbildung 5.11: Vergleich der Entwicklung der Deichdurchsickerung nach analytischer Berechnung und im FE-Modell

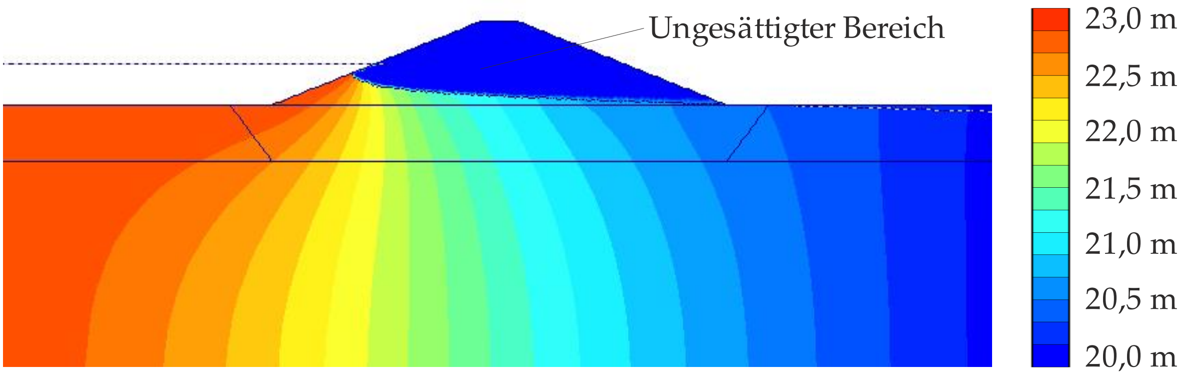


Abbildung 5.12: Hydraulische Höhen im gesättigten Bereich der Bodens nach 150 Stunden im FE-Modell für Strömung im gesättigten und ungesättigten Bereich

zu Beginn des Einstaus eine erhöhte Durchfeuchtungsgeschwindigkeit von etwa 25 cm / h, die jedoch mit zunehmender Dauer auf etwa 16 cm / h abnimmt.

Der Unterschied der Berechnungsergebnisse kann dadurch erklärt werden, dass die Finite-Elemente-Analyse die zweidimensionalen Strömungsverhältnisse besser abbildet (vgl. Abbildung 5.9) als die auf einem eindimensionalen Ansatz beruhende analytische Lösung. Aufgrund des Anstiegs des Wasserspiegels entlang der geneigten Böschungsoberfläche wird die tatsächliche Fließstrecke bis zur Durchfeuchtungsfront auf der Deichaufstandsfläche immer geringer, was durch die Annahme einer mittleren Fließstrecke in der analytischen Lösung unterschätzt wird. Aufgrund des zwei-dimensionalen Eindringens der Durchfeuchtungsfront ist von einer stärkeren Auswirkung der vorhandenen Saugspannungen auf die Durchfeuchtung des Deiches auszugehen.

Die relativ gute Übereinstimmung der Durchfeuchtungsgeschwindigkeiten mit zunehmender Dauer zeugt von einer plausiblen Modellierung der instationären Durchsickerung bei ungesättigten Bedingungen. Eine Variabilität der Wasserstands-Saugspannungsbeziehung zwischen Bewässerungs- und Entwässerungsast wie von Scheuermann (2005) und Abed (2008) beschrieben, bleibt sowohl für analytische als auch für numerische Berechnungen unberücksichtigt.

Eine beschleunigte Durchfeuchtung des Deiches in der Finite-Elemente-Lösung kann auch bei einer Nachrechnung der analytischen Lösung der Deichdurchsickerung nach Davidenkoff (1964) festgestellt werden. Die schnellere Durchfeuchtung des Deiches bewirkt eine höherliegende Sickerlinie. Dadurch liefert die Finite-Elemente-Berechnung für die Zuverlässigkeitsanalyse von Deichen konservative Ergebnisse.

Noch weniger als Vergleiche mit analytischen Lösungen der instationären Deichdurchsickerung finden sich in der Literatur Vergleiche von numerischen Analysen mit Feldversuchen, bei denen Porenwasserdrücke instationär aufgenommen wurden. An einem Versuchsdeich am Po in Viadana bei Mantova in Italien (vgl. Abbildung 5.13) wurde ein umfangreiches Messprogramm für die Simulation eines Hochwassers in Kombination mit Laborversuchen zur Bestimmung der relevanten Bodenparameter durchgeführt.

Im zur Veröffentlichung eingereichten Beitrag (Möllmann et al., 2009b) werden neben Setzungsanalysen und Untersuchungen der Böschungsstabilität bei stationärer Sickerlinie auch Nachrechnungen der gemessenen Porenwasserdrücke mit Finiten Elementen durchgeführt. Die in Laborversuchen bestimmten Durchlässigkeiten können jedoch im Rahmen der numerischen Untersuchungen nicht bestätigt werden. Stattdessen wurden erheblich größere Durchlässigkeiten durch numerische Rückrechnung bestimmt. Dieses Ergebnis deckt sich jedoch mit bekannten Erkenntnissen in der Literatur (vgl. Rieß, 2001; O'Sullivan und Creed, 2003), in der Unzulänglichkeiten zwischen der im Labor bestimmten Durchlässigkeit und den im Feld erzielten Werten registriert sind.

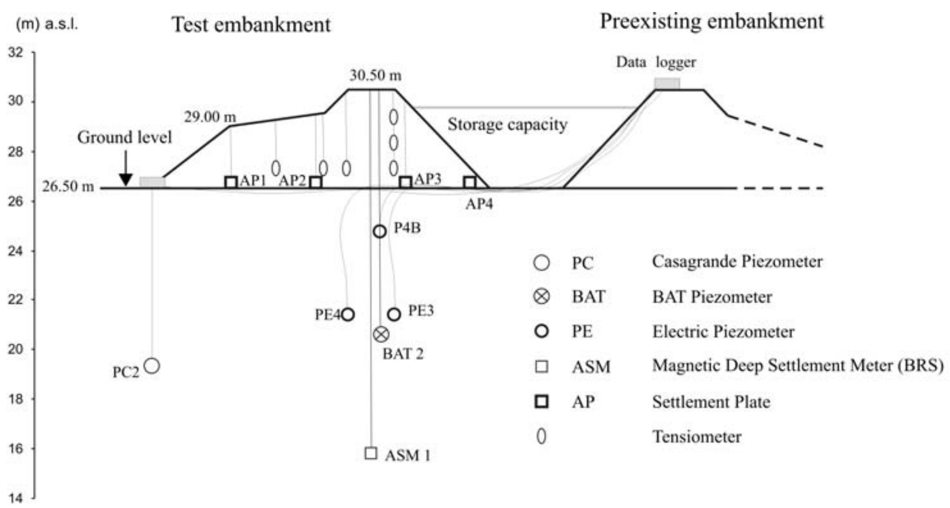


Abbildung 5.13: Querschnitt und installierte Messfühler des Versuchsdeichs bei Viadana gemäß AIPO (2004)

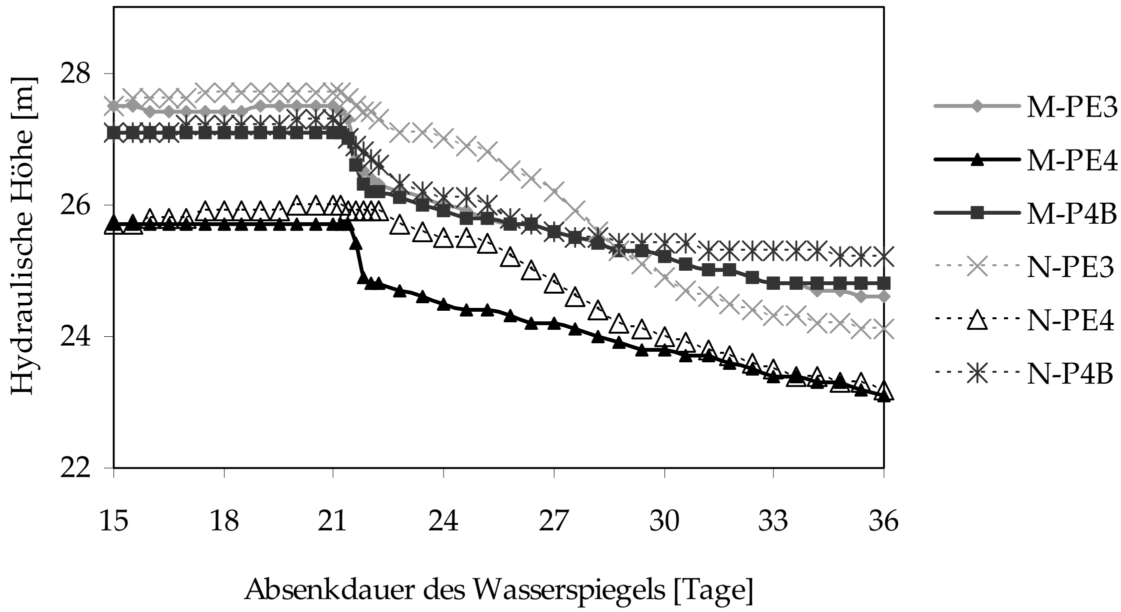


Abbildung 5.14: Gemessene (M) und berechnete (N) Porenwasserdruckverläufe für die Piezometer PE3, PE4 und P4B während des Absenkens des Wasserspiegels am Versuchsdeich bei Viadana

Der Wasserstand zwischen den beiden Deichen wird dabei innerhalb eines Zeitraums von 19 Tagen konstant bei 2,0 m über der Deichgründung gehalten und anschließend innerhalb von vier Tagen abgesenkt. Das hydraulische Bodenverhalten innerhalb eines Zeitraums von 21 Tagen wird durch Piezometer aufgenommen. Der Grundwasserstand befindet sich dabei unterhalb der eingebrachten Piezometer PE3, PE4 und P4B, die für den Vergleich zwischen Messungen und Finite-Elemente-Simulation berücksichtigt werden. Das Bodenverhalten im ungesättigten Bereich ist für den Vergleich ebenso relevant wie für den Vergleich zwischen analytischer Lösung und numerischer Berechnung. Für Saugspannungen und Durchlässigkeiten im ungesättigten Bereich werden die Beziehungen (5.18) – (5.20) übernommen. Aufgrund der Unstimmigkeit der ermittelten Durchlässigkeiten eignet sich die Nachrechnung der Messungen des Großversuchs in Viadana nur bedingt für eine Validierung der Sickerströmung im ungesättigten Bereich. Qualitativ können jedoch die gemessenen Porenwasserdruckverläufe gut nachgestellt werden (vgl. Abbildung 5.14).

5.2.3 Zeitverzögerung zwischen Hochwasserscheitel und minimaler Standsicherheit

Die instationäre Deichdurchsickerung beeinflusst die Porenwasserdruckverteilung im Deich und Untergrund und damit auch die Standsicherheit des Deiches. Vergleiche zur Standsicherheitsberechnung bei instationärer Sickerströmung zwischen Gleitkreisverfahren und numerischer Stabilitätsanalyse sind auch in Ng und Shi (1998) und Huang und Jia (2009) zu finden. Die Bestimmung der maximal aufnehmbaren Scherfestigkeit kann um einen Term erweitert werden, der den Einfluss der Saugspannungen ψ_m auf die Standsicherheit berücksichtigt. Hierfür wird ein Reibungswinkel φ_b im ungesättigten Bereich berücksichtigt:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan\varphi' + \psi_m \cdot \tan\varphi_b \tag{5.25}$$

Für die Finite-Elemente-Analyse der Deichstabilität wird jedoch der zusätzliche Term der aufnehmbaren Schubspannungen vernachlässigt, und nur die effektiven Spannungen σ' ohne den Einfluss von Saugspannungen werden berücksichtigt.

Die zeitliche Veränderlichkeit der Porenwasserdruckverteilung erfordert eine Untersuchung der Stabilität zu unterschiedlichen Zeitpunkten, da nicht von vornherein bekannt ist, bei welcher Porenwasserdruckverteilung die Standsicherheit minimal wird. Wird der Deich durch eine zeitlich veränderliche Hochwasserwelle belastet, wird die kritische Standsicherheit nicht zeitgleich mit dem maximalen Wasserstand auftreten, sondern zeitverzögert, d.h. nach Überschreiten des Hochwasserscheitels.

Die zeitliche Verschiebung ist materialabhängig. Bei grobkörnigem Deich und Untergrund wird der Deich schneller durchfeuchtet werden als bei einem feinkörnigen, bindigen Boden. Das Verhalten im ungesättigten Bereich nimmt maßgebend Einfluss auf die Zeitverzögerung. Je größer die Anfangsfeuchte, beispielsweise durch vorangegangene Infiltration von Niederschlägen, desto schneller bilden sich stationäre Sickerströmungsverhältnisse im Deich aus, die den kritischen Zustand für die Stabilität bilden (vgl. Schneider et al., 1997).

Weiterhin spielt die Durchlässigkeit eine entscheidende Rolle dabei, zu welchem Zeitpunkt der Deich so weit durchfeuchtet ist, dass der Deich nicht mehr standsicher ist. Zum einen bestimmt das Verhältnis der Durchlässigkeiten in Deichkörper und Deichuntergrund die zeitliche Verzögerung. Je größer die Durchlässigkeit des Deichkörpers relativ zur Durchlässigkeit des Untergrunds, desto höher liegt auch bei stationären Verhältnissen die Sickerlinie (vgl. Davidenkoff, 1964), was durch Abbildung 5.15 illustriert wird. Die erhöhten Porenwasserdrücke im Deichkörper und Untergrund setzen die effektiven Spannungen herab, wodurch die Deichstabilität redu-

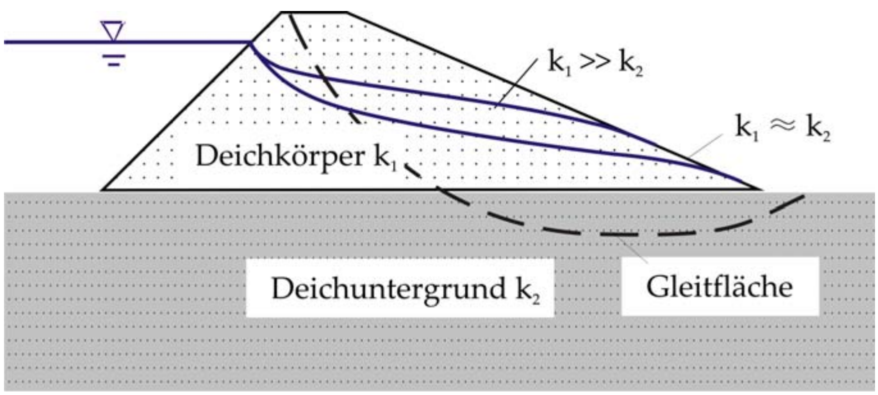


Abbildung 5.15: Einfluss des relativen Verhältnisses der Durchlässigkeiten in Deichkörper und Untergrund auf die Deichstabilität

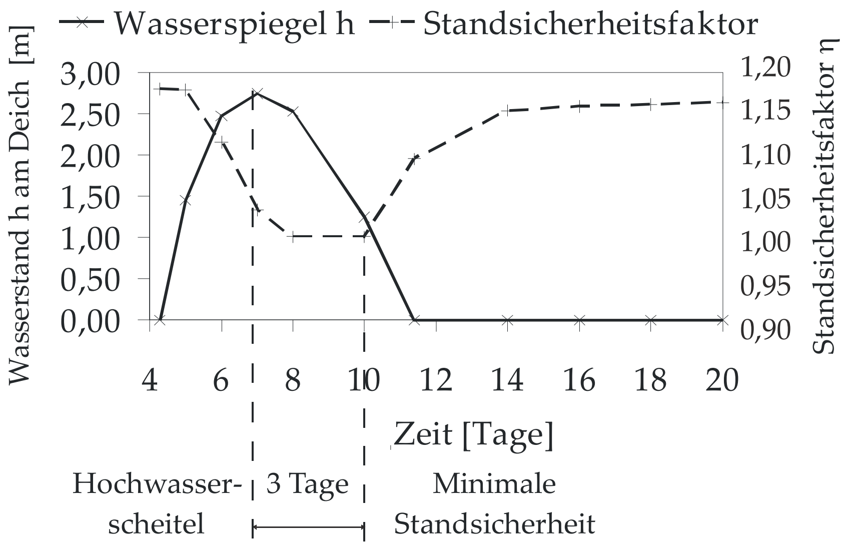


Abbildung 5.16: Zeitverzögerung zwischen Hochwasserscheitel und minimaler Standsicherheit für beispielhafte Hochwasserwelle und Deich

ziert wird. Daneben besitzt auch der Absolutwert der Durchlässigkeit Einfluss auf die Geschwindigkeit, mit der der Deich aufgeweicht wird. Der Einfluss wird durch die analytische Lösung der instationären Sickerströmung nach den Gleichungen (5.23) bzw. (5.24) deutlich.

Die Bestimmung des kritischen Standsicherheitsfaktors mit der Finite-Elemente-Methode erfolgt für jeden Zeitpunkt nach den drei in Abschnitt 5.1 erläuterten Schritten, der instationären Sickerströmungsberechnung, der mechanischen Verformungsberechnung und der numerischen Stabilitätsberechnung. Die programmtechnische Kopplung der drei Berechnungsschritte ermöglicht eine Untersuchung des Einflusses der Porenwasserdruckverteilung zu unterschiedlichen Zeitpunkten und damit eine effiziente Bestimmung der kritischen Standsicherheit. In Abbildung 5.16 wird die angenommene Hochwasserwelle in sieben Zeitschritte unterteilt und dabei für jeden Zeitpunkt die aktuelle Porenwasserdruckverteilung, die resultierende Spannungsverteilung im Untergrund und schließlich der zugehörige Standsicherheitsfaktor bestimmt. Für eine etwa 7 Tage einwirkende Hochwasserwelle auf einen Beispieldeich aus bindigem Material beträgt die in Abbildung 5.16 dargestellte zeitliche Verzögerung zwischen Hochwasserscheitel und minimaler Standsicherheit etwa ein bis drei Tage. Je nach Deichmaterial kann die Zeitverzögerung auch größer sein, was bei einer Bestimmung der Standsicherheit zu berücksichtigen ist. Unter Umständen kann die Gefährdung der Standsicherheit sogar am größten sein, nachdem die Hochwasserwelle wieder auf den wasserseitigen Böschungsfuß gesunken ist. In diesem Fall wirkt sich ein Deichversagen jedoch nicht auf das Hochwasserrisiko aus, da es nicht zu einem Schaden im Hinterland kommt. Die Verzögerung zwischen maximalem Wasserstand und minimaler Standsicherheit wird auch für die probabilistische Analyse der Deichstandsicherheit berücksichtigt.

5.3. Probabilistische Deichuntersuchung mittels FORM-ARS

Im vorangegangenen Abschnitt und im Anhang J werden deterministische Finite-Elemente-Berechnungen für stationäre und instationäre Sickerströmungen validiert. Das Werkzeug soll nun dazu dienen, Grenzzustände unter variablen hydraulischen Parametern und Bodenparametern zu untersuchen und die Zuverlässigkeit von Hochwasserschutzdeichen zu bestimmen. Als probabilistisches Rechenverfahren wird die First Order Reliability Methode mit Adaptiver Response Surface verwendet, die eine effiziente Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit erlaubt.

5.3.1. Anwendung der probabilistischen Finite-Elemente-Analyse bei zeitabhängigen Eingangsparametern

5.3.1.1. Berechnung der Zuverlässigkeit für Hochwasserszenarios

Die probabilistische Finite-Elemente-Analyse der Deichstabilität verfolgt das Ziel, die Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches unter zeitlich veränderlicher Deichdurchsickerung und der Variabilität der wesentlichen geotechnischen Eingangsparameter zu ermitteln. Während für die zeitlich invarianten geotechnischen Eingangsparameter probabilistische Verteilungsfunktionen angegeben werden können, lässt sich der zeitlich veränderliche Wasserstand vor dem Deich nicht in gleicher Weise behandeln. Entsprechend der Anbindung der Ergebnisse einer probabilistischen Gleitkreisanalyse mit dem Programm MProStab (Deltares, 2004) an das Programm PC-Ring oder PC-River mit drei charakteristischen Wasserständen soll eine Anbindung in gleicher Weise für die Ergebnisse der probabilistischen Finite-Elemente-Analyse der Deichstabilität erfolgen. Statt der Bestimmung der Zuverlässigkeitsindizes und Sensitivitätsfaktoren für drei konstante Wasserstände werden drei Hochwasserszenarios (vgl. Abbildung 5.19) mit einer definierten Hochwasserganglinie Q(t) in Abhängigkeit von der Zeit t und unterschiedlichen maximalen Wasserständen probabilistisch unter Berücksichtigung der geotechnischen Unsicherheiten untersucht. Es wird dabei von einer Hochwasserganglinie mit logarithmischer Verteilungsfunktion gemäß Gleichung (5.26) ausgegangen. Die Analyse von Hochwasserganglinien an Pegeln der Fallstudien an Elbe und Iller zeigt, dass diese brauchbar durch eine logarithmische Verteilungsfunktion angenähert werden können (vgl. Abbildung 5.17; IKSE, 2007):

$$Q(t) = \frac{f_0}{\sigma_{\ln t} \cdot t\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\frac{(\ln t - \mu_{\ln t})^2}{\sigma_{\ln t}^2}} \tag{5.26}$$

Die Koeffizienten f_0 und $\mu_{\ln t}$ werden dabei so bestimmt, dass die Beziehung zwischen Abfluss und zugehöriger Überschreitungsdauer für eine ermittelte Überschreitungsdauerlinie gemäß Abschnitt 3.2 für zwei definierte Abflüsse durch Gleichung (5.26) erzielt werden (vgl. Abbildung 5.18). Der Koeffizient $\sigma_{\ln t} = 0{,}328$ wird fixiert, was eine

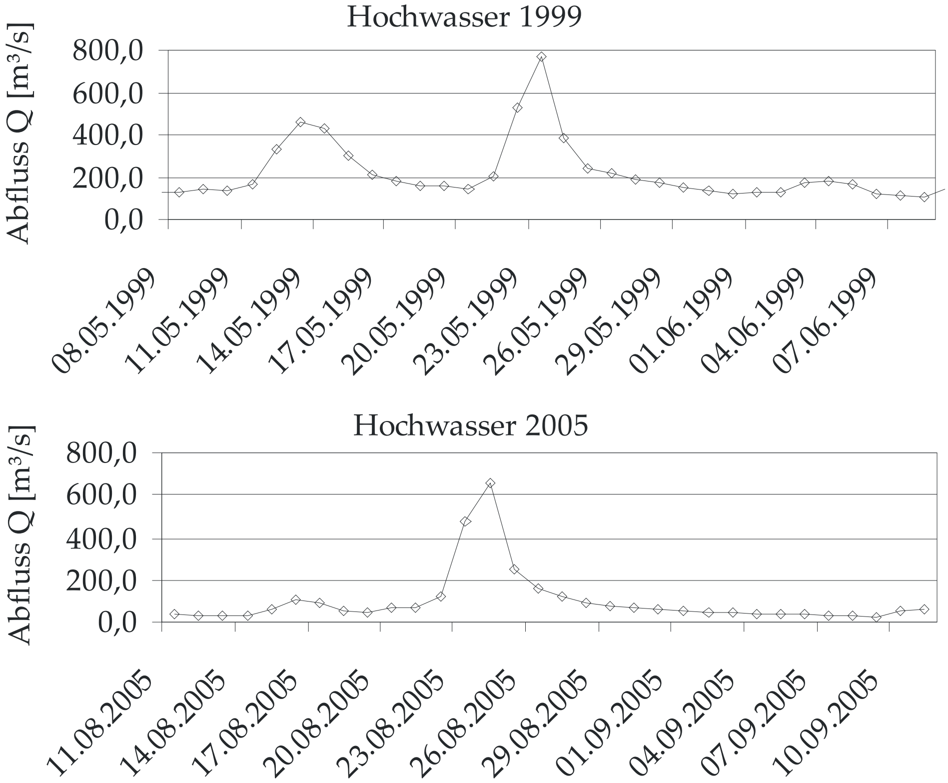


Abbildung 5.17: Ganglinien der Hochwässer von 1999 (oben) und 2005 (unten) am Illerpegel Wiblingen

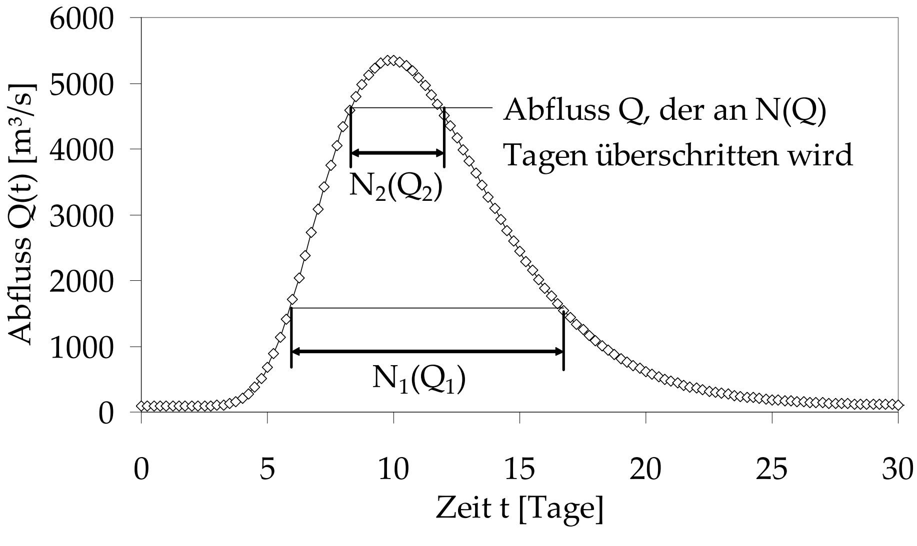


Abbildung 5.18: Typische Hochwasserganglinie an einem Pegel (Beispiel Dresden) und zugehörige Überschreitungsdauer N(Q) für zwei Abflussniveaus

geeignete Form der Hochwasserganglinie liefert. Die Beziehung zwischen Abfluss und Wasserstand ist durch eine hydrodynamisch-numerische Modellierung für den betrachteten Deichabschnitt zu erstellen.

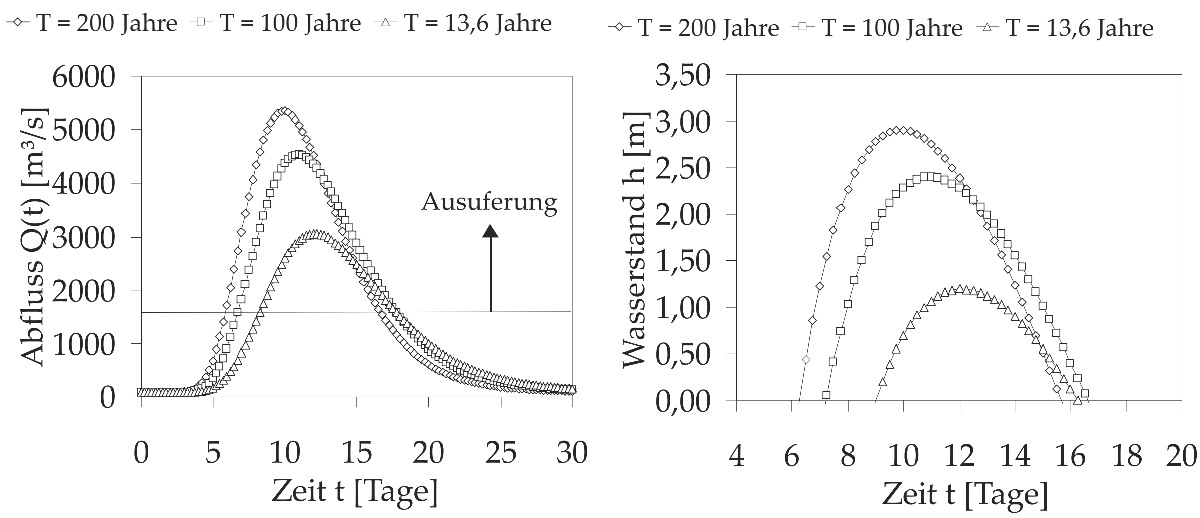


Abbildung 5.19: Drei Hochwasserszenarios für unterschiedliche Wiederkehrperioden der Hochwasserwellen für den Abfluss (links) und den Wasserstand (rechts)

5.3.1.2. Anwendung des Blockmodells auf den zeitlich veränderlichen Abfluss

In Abschnitt 3.7 wurde die Ermittlung der Umrechnung von einer auf eine Überschreitungsdauer bezogenen Versagenswahrscheinlichkeit auf eine jährliche Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der zeitlichen Korrelation der Eingangsparameter betrachtet. Dabei wurde auch auf das Blockmodell nach Ferry-Borges und Castanheta (1971) eingegangen, nach dem innerhalb eines Blocks, der der Überschreitungsdauer eines Abflussniveaus entspricht, von konstanten Einwirkungen und Widerständen ausgegangen wird. Tatsächlich ist der Abfluss innerhalb der Überschreitungsdauer zeitlich variabel, was bei der Bestimmung des Standsicherheitsfaktors mit Finiten Elementen auch gewünscht ist, um Standsicherheitsreserven gegenüber stationären Sickerbedingungen quantifizieren zu können. Die Anwendung des Blockmodells auf Zuverlässigkeiten, die mit zeitlich veränderlichen Abflüssen bestimmt wurden, verletzt damit die Modellrandbedingungen.

Das Blockmodell kann dennoch auf den zeitlich veränderlichen Abfluss angewendet werden, indem für die weitere Berechnung von einem charakteristischen, zeitlich konstanten Abfluss innerhalb der Blockgröße ausgegangen wird. Als charakteristischer Abfluss wird dabei gemäß Abbildung 5.20 der Abfluss gewählt, der innerhalb der Überschreitungsdauer an N(Q) Tagen überschritten wird. In der Standsicherheitsuntersuchung mit Finiten Elementen wird die wahre Form der Hochwasserganglinie angesetzt, bei der der maximale Abfluss größer ist als der Abfluss, mit dem für die Bestimmung der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit weitergerechnet wird. Die Standsicherheitsuntersuchung, die von einer größeren Dauer und größerem Maximalabfluss ausgeht, führt zu einer stärkeren Durchfeuchtung des Deiches und damit zu ungünstigeren Standsicherheitsfaktoren als für die Einwirkung eines konstanten Abflusses innerhalb der Blockgröße N(Q). Die Anwendung des Blockmodells auf zeitlich veränderliche Abflüsse stellt damit eine konservative Vorgehensweise für die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit dar.

Da der Deich im betrachteten Beispiel nur für Abflüsse ab etwa 1700 m³/s benetzt wird, unterschätzt die Annäherung der wahren Hochwasserwelle durch eine zeitlich konstante Einwirkung die eigentliche Belastung nicht so stark, wie es der Vergleich der als Flächen unter der Hochwasserganglinie und dem Einwirkungsblock in Abbildung 5.20 erscheinen lässt. Abbildung 5.21 stellt die Wasserstände vor dem Deich dar und zeigt dabei, dass der Einwirkungsblock die Hochwasserwelle recht gut approximiert.

Um den Fehler bei der Annäherung der Hochwasserganglinie durch einen Einwirkungsblock abzuschätzen, wird eine Vergleichsrechnung der Versagenswahrscheinlichkeit durchgeführt. Dabei wird mittels Finite-Elemente-Analyse ein Zuverlässigkeitsindex von 3,01 und die zugehörige Versagenswahrscheinlichkeit je Blockgröße

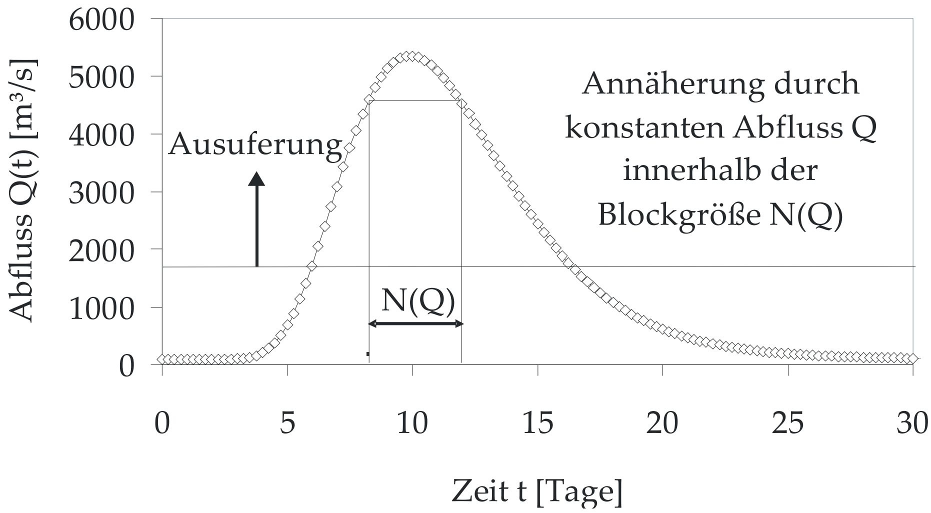


Abbildung 5.20: Typische Hochwasserganglinie und zugehörige Einwirkung im Blockmodell

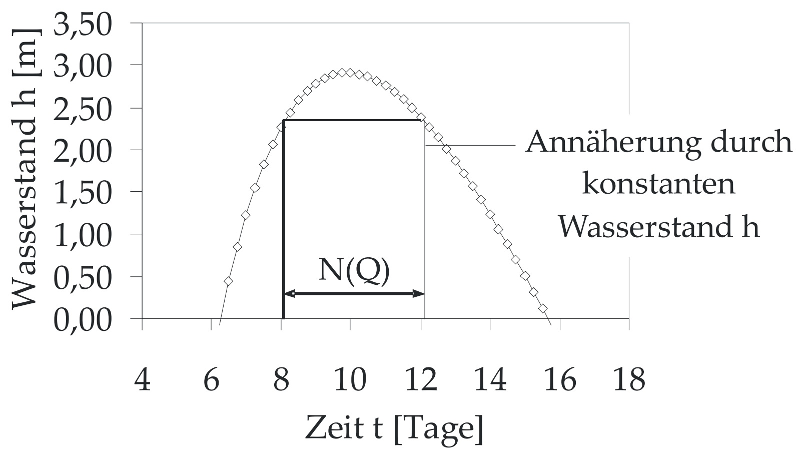


Abbildung 5.21: Zeitlich veränderlicher Wasserstand im Finite-Elemente-Modell und zugehöriger Wasserstand im Blockmodell

von $7{,}4 \cdot 10^{-4}$ für den wahren Verlauf der Hochwasserwelle bestimmt. Für die Berechnung der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit wird zunächst ein Einwirkungsblock mit einem Wasserstand von 2,67 m oberhalb des landseitigen Deichfußes verwendet, der dem Abfluss mit einer Wiederkehrperiode von 200 Jahren und zugehöriger Überschreitungsdauer entspricht. Zum Vergleich wird der maximale Wasserstand der Hochwasserwelle von 2,83 m berücksichtigt (vgl. Abbildung 5.22).

Die Ergebnisse der Berechnung der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit sind in Tabelle 5.2 dargestellt. Die Berechnung mit einem Einwirkungsblock mit dem Hochwasserscheitel von 2,83 m liefert eine um etwa ein Drittel geringere jährliche Versagenswahrscheinlichkeit als die Berechnung mit dem zur Überschreitungsdauer gehörigen Wasserstand. Die Berechnung mit geringerem Wasserstand führt zu einer größeren Versagenswahrscheinlichkeit. Bei in beiden Fällen gleicher Finite-Elemente-Berechnung wird die dort ermittelte Zuverlässigkeit für die Weiterrechnung auf einen geringeren Wasserstand bezogen. Eine Verwendung eines Einwirkungsblocks mit maximalem Wasserstand ist daher nicht ratsam, da diese je nach Blockgröße auf der unsicheren Seite liegen kann.

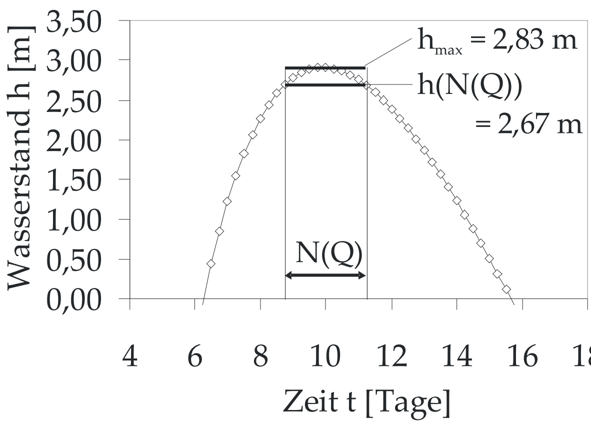


Abbildung 5.22: Annäherung des zeitlich veränderlichen Wasserstands durch einen Einwirkungsblock mit maximalem Wasserstand und dem zur Überschreitungsdauer gehörigen Wasserstand

Tabelle 5.2: Berechnete jährliche Versagenswahrscheinlichkeit mit unterschiedlichen Wasserständen bei Annäherung durch einen Einwirkungsblock

h(N(Q))	$2{,}42 \cdot 10^{-5}$ 1/a
h_{max}	$1{,}56 \cdot 10^{-5}$ 1/a

5.3.2. Anwendung der FORM-ARS auf die Finite-Elemente-Analyse der Deichstandsicherheit

In Abschnitt 2.2.3 wurde die First Order Reliability Methode mit Adaptiver Response Surface (FORM-ARS) vorgestellt. Das probabilistische Rechenverfahren verknüpft die Vorteile der effizienten Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit und Sensitivitätsfaktoren der First Order Reliability Methode mit der Berechnung der Standsicherheit durch numerische Analysen, für die keine direkten Ableitungen der Versagenszustandsgleichung gebildet werden können. Die Ergebnisse der Finite-Elemente-Analyse der Deichstandsicherheit werden ersetzt durch eine Antwortfunktion (Response Surface), die iterativ im Bereich des wahrscheinlichsten Versagenspunkts in Übereinstimmung mit der numerischen Lösung gebracht wird. Das Flussdiagramm in Abbildung 2.10 erläutert die Vorgehensweise.

Durch den in Abschnitt 2.2.2 beschriebenen Algorithmus lässt sich für die Antwortfunktion der Bemessungspunkt bestimmen. Für die Anwendung der First Order Reliability Methode wird vorausgesetzt, dass die stochastischen Eingangsparameter normalverteilt sind. Durch eine geeignete Transformation lassen sich andere Verteilungsfunktionen in eine Normalverteilung überführen. Um den Bemessungspunkt werden neue, zufällige Parameterkombinationen gebildet. Parameterkombinationen werden dabei so gewählt, dass sie in ihrer relativen Häufigkeit einer Normalverteilung um den Bemessungspunkt entsprechen. Die Streubreite dieser Normalverteilung wird in Abschnitt 5.3.3.3 diskutiert. Für die neuen Parameterkombinationen werden die zugehörigen Standsicherheitsfaktoren ausgewertet und die Antwortfunktion aktualisiert, was adaptiver Aspekt der First Order Reliability Methode mit Adaptiver Response Surface ist. Wird im Bemessungspunkt der Grenzzustand erreicht und entsprechen die Bemessungspunkte der vorangegangenen Iterationsschritte einander, so stimmt die Antwortfunktion mit der Finite-Elemente-Analyse überein und die Zuverlässigkeit kann für das untersuchte Hochwasserszenario bestimmt werden. Andernfalls werden weitere numerische Berechnungen durchgeführt und die Antwortfunktion angepasst.

Bei der probabilistischen Gleitkreisanalyse wird zunächst für die Mittelwerte der Scherparameter der kritische Gleitkreis bestimmt. Der Versagenszustand lässt sich dann durch eine analytische Gleichung beschreiben, indem haltendes und treibendes Moment miteinander verglichen werden. Für die Versagenszustandsgleichung können dann Ableitungen gebildet und mit Hilfe der First Order Reliability Methode die Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt werden. Es wird jedoch üblicherweise nicht überprüft, ob der verwendete Gleitkreis auch für die abgeminderten Scherparameter im Bemessungspunkt Gültigkeit besitzt. Im Gegensatz zur numerischen Stabilitätsanalyse mit der FORM-ARS erfolgt in der Regel keine Anpassung der Gleitfläche an die bodenmechanischen Parameter in der Nähe des Versagenszustands. Prinzipiell könnte eine Anpassung der Gleitfläche für abgeminderte Scherparameter auch bei einer probabilistischen Gleitkreisanalyse untersucht werden.

5.3.2.1 Maßgebende geotechnische Eingangsparameter

Für die Berechnung der Deichstandsicherheit mit Berücksichtigung einer instationären Deichdurchsickerung wird die Variabilität der folgenden Bodenparameter berücksichtigt:

- Der effektive Reibungswinkel φ′ und die effektive Kohäsion c′ bestimmen die aufnehmbare Scherfestigkeit des Bodens und besitzen dadurch maßgebenden Einfluss auf die Deichstandsicherheit. Der Anteil der aufnehmbaren Scherfestigkeit auf Reibungswinkel oder Kohäsion hängt von der Tiefenlage des kritischen Gleitkreises, aber auch von den Absolutwerten der Scherparameter ab. Übliche Werte für den Variationskoeffizienten des effektiven Reibungswinkels liegen bei 5-15 % (Russelli, 2008; Baker und Calle, 2006).

  Als Verteilungsfunktion wird hierfür eine Normalverteilung oder Log-Normalverteilung angenommen. Gemäß Phoon und Kulhawy (1999) sowie Baker und Calle (2006) ist die effektive Kohäsion einem großen Variationskoeffizienten von bis zu 50 % unterworfen, was für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit bedeutsam ist. Aufgrund der großen Streubreite wären bei Annahme einer Normalverteilung auch negative Werte für die Kohäsion möglich, was physikalisch nicht zu begründen ist. Die Log-Normalverteilung schließt diese negativen Werte aus und ist daher für die Beschreibung der effektiven Kohäsion gebräuchlich. Die angegebenen Variationskoeffizienten beziehen sich dabei jeweils auf einen Punkt und sind unabhängig von einer Varianzreduktion. Für die Standsicherheitsberechnung eines Deiches sollten die Standardabweichungen auf die Länge der Gleitfläche bezogen werden, was die Kenntnis einer Korrelationslänge verlangt.

  Untersuchungsergebnisse zeigen, dass die effektiven Scherparameter negativ miteinander korrelieren. Die Berücksichtigung einer gegenseitigen Korrelation der Scherparameter wirkt sich mindernd auf die Versagenswahrscheinlichkeit aus, da die Zusatzinformation einer Korrelation insgesamt die Unsicherheit herabsetzt. Für die Untersuchungen zur Deichstandsicherheit wird jedoch von Scherparametern ausgegangen, die nicht gegenseitig, sondern nur jeweils räumlich für sich korrelieren.

- Des weiteren beeinflusst das relative Verhältnis der Durchlässigkeit k zwischen Deichkörper und Deichuntergrund auch für stationäre Sickerverhältnisse die Lage der Sickerlinie und damit die Gefährdung eines landseitigen Böschungsbruchs. Zusätzlich wird bei einer instationären Deichdurchsickerung die Sickergeschwindigkeit durch den Absolutwert der Durchlässigkeit beeinflusst. Untersuchungen zur Variabilität der Durchlässigkeit zeigen einen Variationskoeffizienten, der teilweise sogar über 100 % liegt. Wie für die Kohäsion wird für die Durchlässigkeit eine Log-Normalverteilung angenommen. Ebenso wie für die Scherparameter ist der angegebene Variationskoeffizient auf einen Punkt bezogen.

Die Antwortfunktion gemäß Gleichung (2.20) kann dann in Abhängigkeit von den drei stochastischen Bodenparametern aufgestellt werden. Da ein Versagen auftritt, wenn der Standsicherheitsfaktor η kleiner als eins wird, ergibt sich die Versagenszustandsfunktion Z, indem vom Standsicherheitsfaktor eins subtrahiert wird. Der Standsicherheitsfaktor η wird in der Finite-Elemente-Berechnung als Funktion der geotechnischen Eingangsparameter bestimmt und durch die mit einem Approximationsfehler *err* behaftete Antwortfunktion angenähert:

$$Z = \eta - 1 \qquad \text{mit} \qquad \eta = (\varphi', c', k, err) \tag{5.27}$$

Als Antwortfunktion gemäß Gleichung (5.27) wird häufig eine Polynomfunktion gewählt, z.B. eine lineare Funktion:

$$Z = b_0 + b_1 \cdot \varphi' + b_2 \cdot c' + b_3 \cdot k + err - 1 \tag{5.28}$$

5.3.2.2 Minimierung des Approximationsfehlers der Finite-Elemente-Berechnung

Die Bestimmung der Koeffizienten b_0 bis b_3 der Antwortfunktion (5.28) erfordert mindestens vier Finite-Elemente-Analysen der Deichstandsicherheit für beliebige, verschiedene Kombinationen der Eingangsparameter. Liegen mehr Berechnungen vor, lässt sich der in der Antwortfunktion auftauchende Fehler *err* aus der Annäherung der Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnung durch die Antwortfunktion als weiterer stochastischer Eingangsparameter einbeziehen. Er ergibt sich aus der Überbestimmtheit, wenn die Anzahl der Berechnungen zur Bestimmung des Standsicherheitsfaktors die Anzahl der Koeffizienten b_i der Antwortfunktion übersteigt, und einer verbleibenden Modellunsicherheit. Die Koeffizienten werden dann durch die Methode der kleinsten Fehlerquadrate bestimmt. Es lässt sich beobachten, dass der Fehler aus der Überbestimmtheit der Koeffizientenbestimmung davon abhängig ist, wie weit die Ergebnisse der Berechnung des Standsicherheitsfaktors auseinander liegen.

Die Modellunsicherheit ergibt sich zum einen aus dem numerischen Fehler, der sich bei der Finite-Elemente-Analyse aufgrund einer Toleranzgrenze für die Erfüllung des Gleichgewichts ergibt. Er beinhaltet weiterhin Fehler aus der räumlichen und zeitlichen Diskretisierung. Zum anderen ergibt sich eine Modellunsicherheit aus Fehlern durch die Rundung der Werte der einzelnen stochastischen Eingangsparameter zwischen Finite-Elemente-Berechnung und Antwortfunktion.

Während sich der Fehler der Überbestimmtheit der Koeffizienten durch eine wachsende Anzahl von Berechnungen auf ein Minimum reduzieren lässt, verbleibt eine von der Güte der Modellierung abhängige Modellunsicherheit. Der gesamte Fehler *err* ergibt sich aus der Differenz des numerisch bestimmten Standsicherheitsfaktors und des durch die Antwortfunktion angenäherten Standsicherheitsfaktors:

$$err = \eta(FE) - (b_0 + b_1 \cdot \varphi' + b_2 \cdot c' + b_3 \cdot k) \tag{5.29}$$

Gleichung (5.29) lautet in Vektorform für unabhängige Berechnungsergebnisse $\boldsymbol{\eta}$ mit dem Koeffizientenvektor **b** der Antwortfunktion und der Matrix **X** der Werte der stochastischen Eingangsparameter:

$$\mathbf{err} = \boldsymbol{\eta} - \mathbf{X} \cdot \mathbf{b} \tag{5.30}$$

$$\mathbf{err} = \begin{bmatrix} \mathrm{err}_1 \\ \mathrm{err}_2 \\ \mathrm{err}_3 \\ \vdots \\ \mathrm{err}_i \end{bmatrix} \qquad \boldsymbol{\eta} = \begin{bmatrix} \eta_1 \\ \eta_2 \\ \eta_3 \\ \vdots \\ \eta_i \end{bmatrix} \qquad \mathbf{X} = \begin{bmatrix} 1 & \varphi'_1 & c'_1 & k_1 \\ 1 & \varphi'_2 & c'_2 & k_2 \\ 1 & \varphi'_3 & c'_3 & k_3 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & \varphi'_i & c'_i & k_i \end{bmatrix} \qquad \mathbf{b} = \begin{bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \\ b_3 \end{bmatrix}$$

Die Summe der Fehlerquadrate S(**b**) ergibt sich damit zu:

$$\begin{aligned} S(\mathbf{b}) &= \sum \mathbf{err}^2 = \mathbf{err}^{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{err} = (\boldsymbol{\eta} - \mathbf{X} \cdot \mathbf{b})^{\mathrm{T}} \cdot (\boldsymbol{\eta} - \mathbf{X} \cdot \mathbf{b}) \\ &= \boldsymbol{\eta}^{\mathrm{T}} \cdot \boldsymbol{\eta} - 2 \cdot \mathbf{b}^{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{X} \cdot \boldsymbol{\eta} + \mathbf{b}^{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{X}^{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{b} \cdot \mathbf{X} \rightarrow \min \end{aligned} \tag{5.31}$$

Die Summe der Fehlerquadrate S(**b**) wird minimal, wenn die Ableitung nach dem Koeffizientenvektor **b** Null wird:

$$\begin{aligned} &\frac{\partial S(\mathbf{b})}{\partial b} = -2 \cdot \mathbf{X}^{\mathrm{T}} \cdot \boldsymbol{\eta} + 2 \cdot \left(\mathbf{X}^{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{X}\right) \cdot \mathbf{b} = 0 \\ &\text{oder} \quad \left(\mathbf{X}^{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{X}\right) \cdot \mathbf{b} = \mathbf{X}^{\mathrm{T}} \cdot \boldsymbol{\eta} \end{aligned} \tag{5.32}$$

Wenn $X^T \cdot X$ nicht singulär wird, lässt sich durch Matrixinversion der Koeffizientenvektor **b** mit der geringsten Summe der Fehlerquadrate bestimmen:

$$\mathbf{b} = \left(\mathbf{X}^{\mathrm{T}} \cdot \mathbf{X}\right)^{-1} \cdot \mathbf{X}^{\mathrm{T}} \cdot \boldsymbol{\eta} \tag{5.33}$$

5.3.2.3 Grafische Ermittlung des Bemessungspunkts

Die iterative analytische Bestimmung des Zuverlässigkeitsindizes und der Sensitivitätsfaktoren α_i mit der First Order Reliability Methode kann für bis zu drei stochastische Eingangsparameter auch grafisch erfolgen (vgl. Abbildung 2.9). Nach Transformation der Antwortfunktion als Versagenszustandsgleichung Z in den standardnormalverteilten Raum wird der kürzeste Abstand der Versagenszustandsgleichung Z = 0 für den Grenzzustand vom Ursprung des Koordinatensystems ermittelt. Der Bemessungspunkt trennt dort den Versagensbereich mit Z < 0 der in Abbildung 2.7 dargestellten mehrdimensionalen Verteilungsdichtefunktion vom zuverlässigen Bereich mit Z > 0.

Für die drei geotechnischen Eingangsparameter φ′, c′ und k ist die Versagenszustandsgleichung $Z = 0$ für ein lineares Polynom als Antwortfunktion für die ursprünglichen Eingangsparameter in Abbildung 5.23 dargestellt. In Abbildung 5.24 ist die Antwortfunktion für die transformierten Parameter u_1, u_2 und u_3 dargestellt. Die

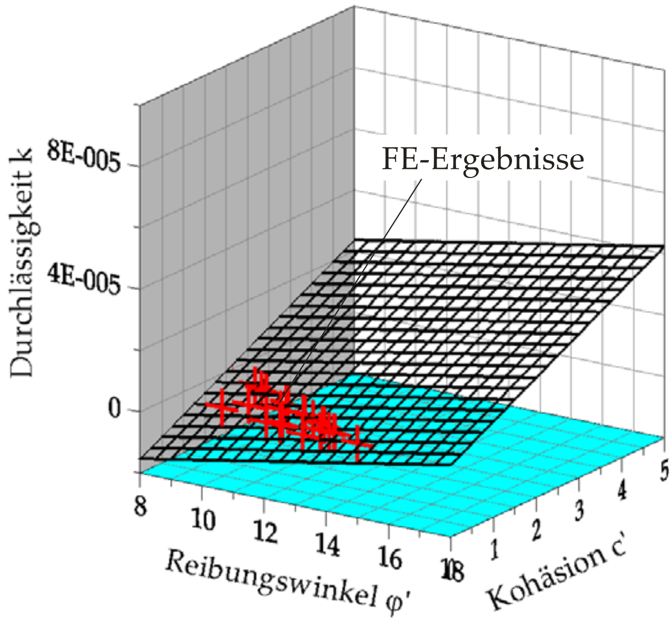


Abbildung 5.23: Antwortfunktion vor der Transformation in den standard-normalverteilten Raum

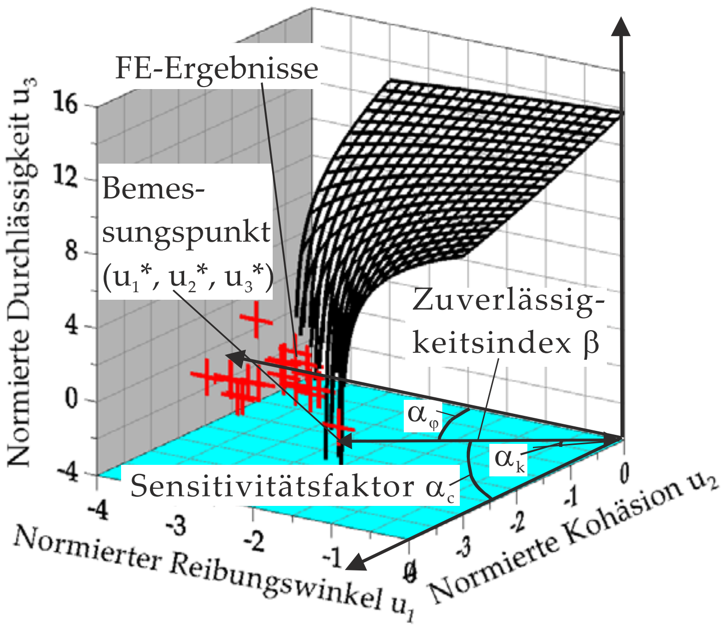


Abbildung 5.24: Grafische Bestimmung des Bemessungspunktes, des Zuverlässigkeitsindex' und der Sensitivitätsfaktoren für die Antwortfunktion im standard-normalverteilten Raum

Annäherung der Antwortfunktion an die Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnungen wird visualisiert. Für den Reibungswinkel φ' wird eine Normalverteilung angenommen, Kohäsion und Durchlässigkeit k sollen log-normal verteilt sein. Daher sind diese Parameter zunächst gemäß Gleichung (2.5) in normalverteilte Parameter x bzw. y zu transformieren, bevor eine Normierung in standard-normalverteilte Parameter vorgenommen wird:

$$u_1 = \frac{\varphi' - \mu_\varphi}{\sigma_\varphi} \qquad u_2 = \frac{x - \mu_x}{\sigma_x} = \frac{\ln c' - \mu_{\ln c'}}{\sigma_{\ln c'}} \qquad u_3 = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} = \frac{\ln k - \mu_{\ln k}}{\sigma_{\ln k}} \tag{5.34}$$

Der Zuverlässigkeitsindex β entspricht der Länge des Vektors im standardnormalverteilten Raum vom Ursprung zum Bemessungspunkt. Die Sensitivitätsfaktoren α_φ, α_c und α_k entsprechen dann dem Kosinus des Winkels vom Vektor $\boldsymbol{\beta}$ zur jeweiligen Koordinatenachse. Eine analytische Iteration ermöglicht eine exaktere Bestimmung des Bemessungspunkts und wird daher gegenüber einer grafischen Lösung bevorzugt. Die grafische Ermittlung ist jedoch für eine Überprüfung des Berechnungsergebnisses sinnvoll und erlaubt darüber hinaus eine Analyse von Konvergenzproblemen bei der Bestimmung des Bemessungspunkts, wie in Abschnitt 5.3.3 beschrieben.

5.3.2.4 Wahl des Funktionstyps als Antwortfunktion

Der Wahl des Funktionstyps als Response Surface sind keine Grenzen gesetzt. Prinzipiell empfiehlt sich eine analytische Funktion, die die numerischen Berechnungen möglichst gut annähert. Von Pula (2006) werden verschiedene Funktionen von quadratischen Polynomfunktionen, teilweise in Verbindung mit gebrochen rationalen Funktionen oder Potenzfunktionen sowie hyperbolische Funktionen vorgeschlagen. Als Funktionen werden für die probabilistische Analyse der Deichstandsicherheit lineare Polynome, quadratische Polynome ohne gemischte Terme und mit gemischten Termen untersucht. Zusätzlich wird noch ein lineares Polynom untersucht, welches den Logarithmus der log-normalverteilten Eingangsparameter verwendet, da dieses eine einfache Bestimmung des Bemessungspunkts mit Beziehungen aus der analytischen Geometrie ermöglicht.

Als stochastischer Eingangsparameter wird hier neben den effektiven Scherparametern φ' und c' der Wasserstand h vor dem Deich als log-normalverteilter Eingangsparameter verwendet. Eine Verknüpfung des Wasserstands h mit einer Wiederkehrperiode wird vernachlässigt. Dies ist eine Vereinfachung. Die so ermittelte bedingte Versagenswahrscheinlichkeit ist damit dimensionslos und nicht zeitbezogen, was nur ein bedingt nützliches Ergebnis einer Zuverlässigkeitsanalyse ist. Da ein konstanter Wasserstand h vor dem Deich untersucht wird, führt dies zur Ausbildung einer stationären Sickerlinie. Ein Approximationsfehler *err* als stochastischer Parameter bleibt hier unberücksichtigt. Als Antwortfunktionen werden die Gleichungen (5.35) bis (5.37) untersucht:

$$Z = b_0 + b_1 \cdot \varphi' + b_2 \cdot c' + b_3 \cdot h - 1 \tag{5.35}$$

$$Z = b_0 + b_1 \cdot \varphi' + b_2 \cdot c' + b_3 \cdot h + b_4 \cdot \varphi'^2 + b_5 \cdot c'^2 + b_6 \cdot h^2 - 1 \tag{5.36}$$

$$\begin{aligned} Z &= b_0 + b_1 \cdot \varphi' + b_2 \cdot c' + b_3 \cdot h + b_4 \cdot \varphi' \cdot c' + b_5 \cdot \varphi' \cdot h + b_6 \cdot c' \cdot h \\ &= + b_7 \cdot \varphi'^2 + b_8 \cdot c'^2 + b_9 \cdot h^2 - 1 \end{aligned} \tag{5.37}$$

In Abbildung 5.25 ist exemplarisch die Approximation der Ergebnisse einer Finite-Elemente-Analyse durch eine lineare und eine quadratische Antwortfunktion ohne gemischte Terme gemäß Gleichung (5.36) dargestellt. Die Antwortfunktion mit gemischten Termen kann durch eine Koordinatentransformation in eine Antwortfunktion ohne gemischte Terme überführt werden. Der Vergleich der Antwortfunktionen in Abbildung 5.25 zeigt, dass die quadratische Antwortfunktion gegenüber der linearen Funktion eine größere Flexibilität aufweist. Die Flexibilität äußert sich in einer größeren Anzahl an Koeffizienten b_i für die quadratische Antwortfunktion in Gleichung (5.36).

Der Einfluss der Ordnung des Polynoms als Antwortfunktion auf die Genauigkeit und den Rechenaufwand der Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit wurde im Rahmen einer Diplomarbeit am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart von Nestorova (2007) untersucht. Sowohl die lineare, als auch die quadratische Antwortfunktion ohne gemischte Terme und mit gemischten Termen führen zum gleichen Bemessungspunkt und gleicher Versagenswahrscheinlichkeit. Die Antwortfunktionen unterscheiden sich jedoch hinsichtlich der erforderlichen Anzahl an Finite-Elemente-Berechnungen.

Der vermeintliche Vorteil einer quadratischen Antwortfunktion, die Ergebnisse der Finite-Elemente-Analyse genauer anzunähern und damit mit einer geringeren Anzahl an Finite-Elemente-Berechnungen auszukommen, wird nicht bestätigt. Durch die größere Anzahl an Koeffizienten b_i für die quadratischen Antwortfunktionen ist eine größere Anzahl an numerischen Berechnungen für jeden Iterationsschritt der FORM-ARS erforderlich. Die lineare Antwortfunktion erweist sich als robust gegenüber numerischen Fehlern. Die Koeffizientenbestimmung ist weniger anfällig gegen-

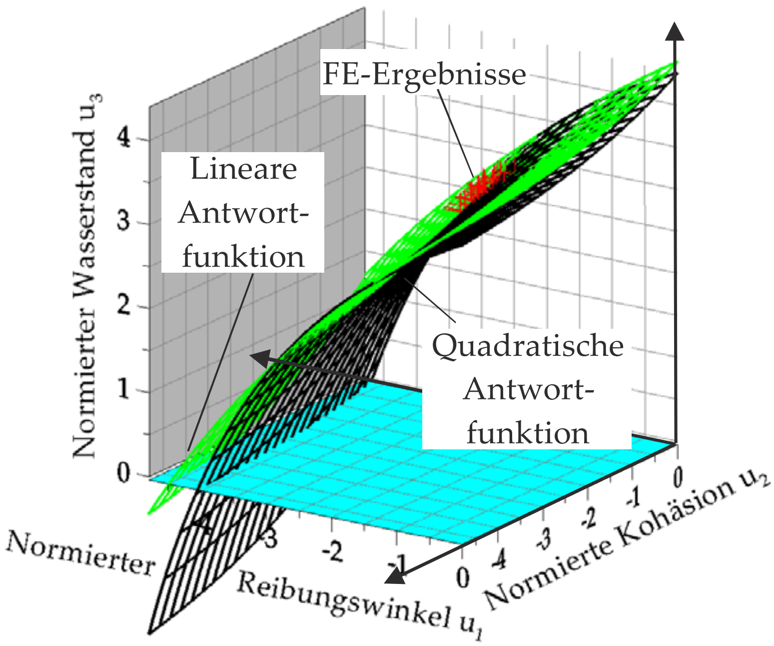


Abbildung 5.25: Approximation der Finite-Elemente-Analyse durch eine lineare und eine quadratische Antwortfunktion

über einzelnen „Ausreißern“ der Finite-Elemente-Berechnungen, beispielsweise aufgrund einer veränderten Form der Gleitfläche bei Inhomogenitäten im Deichaufbau. Die Iteration nach dem FORM-ARS-Schema in Abbildung 2.10, die in einer Übereinstimmung der Antwortfunktion mit den Finite-Elemente-Lösungen im Bereich des Bemessungspunktes mündet, führt zu einer schnelleren Konvergenz. In Abbildung 5.26 ist die Veränderung der Antwortfunktion zwischen Iteration 1 und 2 für eine lineare Response Surface dargestellt. Die beiden Antwortfunktionen stimmen hierbei recht gut überein. Die Form der Antwortfunktion wird weniger durch die „Ausreißer“ am Rand der Punktwolke der Finite-Elemente-Berechnungen beeinflusst, als dies bei einer quadratischen Antwortfunktion der Fall wäre.

Ein weiterer Nachteil der Verwendung einer quadratischen Antwortfunktion wird in Abbildung 5.27 visualisiert. Durch die quadratischen Terme wird die Bestimmung des Bemessungspunktes nicht eindeutig. Die Bestimmung eines kürzesten Abstands der Antwortfunktion zum Koordinatenursprung führt zu zwei möglichen Lösungen. Welche der beiden Lösungen die richtige ist, lässt sich einfach beurteilen, wenn der zugehörige Bemessungspunkt mit den Ergebnissen der numerischen Berechnung verglichen wird. Eine Automatisierung des FORM-ARS-Algorithmus wird durch die Doppeldeutigkeit der Lösungen erschwert.

Eine weitere Variante der Formulierung der Antwortfunktion ist das Logarithmieren der log-normalverteilten Eingangsparameter Kohäsion c′ und Durchlässigkeit k in einer linearen Funktion gemäß Gleichung (5.38):

$$Z = b_0 + b_1 \cdot \varphi' + b_2 \cdot \ln c' + b_3 \cdot \ln k - 1 + err \qquad (5.38)$$

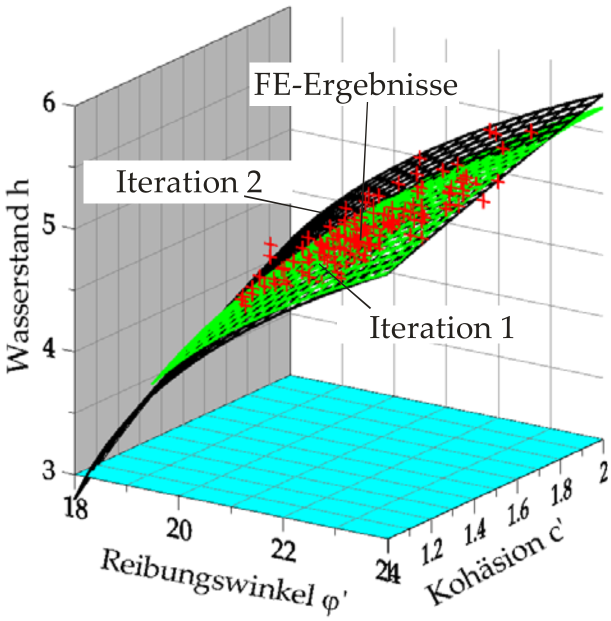


Abbildung 5.26: FORM-ARS-Iteration zur Bestimmung der Antwortfunktion als beste Annäherung an die Ergebnisse der Finite-Elemente-Analyse

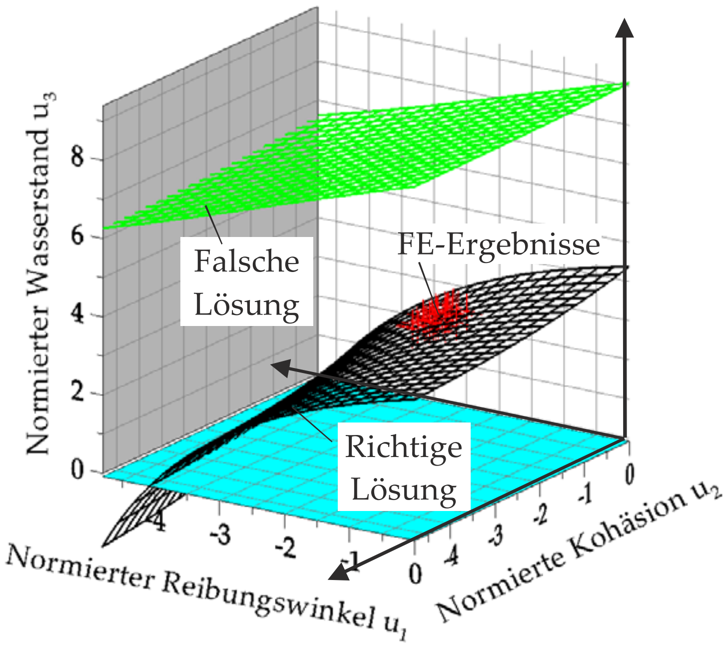


Abbildung 5.27: Richtige und falsche Lösung für quadratische Antwortfunktion

Die Transformation der log-normalverteilten Eingangsparameter bewirkt eine ebene Antwortfunktion im standard-normalverteilten Raum. Gemäß Abbildung 5.28 lässt sich dann mit den Beziehungen der analytischen Geometrie der Zuverlässigkeitsindex als kürzester Abstand der Ebene vom Koordinatenursprung bestimmen. Eine Iteration bei der Bestimmung des Bemessungspunktes durch die Linearisierung der Versagenszustandsgleichung durch die First Order Reliability Methode entfällt.

Gleichung (5.38) lässt sich mittels Gleichung (5.34) in den standard-normalverteilten Raum transformieren. Die Versagenszustandsgleichung lautet dann:

$$Z = b_0 + b_1 \cdot (\sigma_\varphi \cdot u_1 + \mu_\varphi) + b_2 \cdot (\sigma_{\ln c} \cdot u_2 + \mu_{\ln c}) + b_3 \cdot (\sigma_{\ln k} \cdot u_3 + \mu_{\ln k}) - 1 + err \tag{5.39}$$

Nach Umformung ergibt sich für einen vernachlässigbaren Fehler *err* für den gesuchten Grenzzustand Z = 0:

$$\begin{aligned} Z = {} & b_0 + b_1 \cdot \mu_\varphi + b_2 \cdot \mu_{\ln c} + b_3 \cdot \mu_{\ln k} - 1 + b_1 \cdot \sigma_\varphi \cdot u_1 + b_2 \cdot \sigma_{\ln c} \cdot u_2 \\ & + b_3 \cdot \sigma_{\ln k} \cdot u_3 = 0 \end{aligned} \tag{5.40}$$

Gleichung (5.40) ist die Normalenform einer Ebene im dreidimensionalen Raum. Mit den Beziehungen der analytischen Geometrie lässt sich daraus der Abstand zum Ursprung bestimmen, der dem Zuverlässigkeitsindex β entspricht:

$$\beta = \frac{b_0 + b_1 \cdot \mu_\varphi + b_2 \cdot \mu_{\ln c} + b_3 \cdot \mu_{\ln k} - 1}{\sqrt{(b_1 \cdot \sigma_\varphi)^2 + (b_2 \cdot \sigma_{\ln c})^2 + (b_3 \cdot \sigma_{\ln k})^2}} \tag{5.41}$$

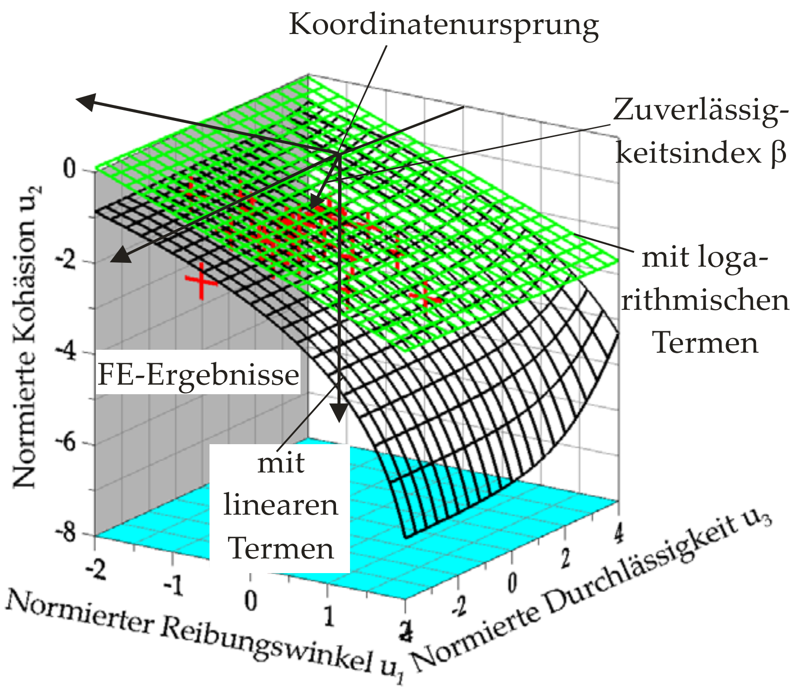


Abbildung 5.28: Antwortfunktionen mit linearen und logarithmischen Termen für log-normalverteilte Eingangsparameter

Die Sensitivitätsfaktoren α_i können als Richtungskosinus vom Normalenvektor der Ebene zur jeweiligen Koordinatenachse bestimmt werden:

$$\alpha_{\varphi} = \frac{b_1 \cdot \mu_{\varphi}}{\sqrt{\sum (b_i \cdot \sigma_i)^2}} \qquad \alpha_c = \frac{b_2 \cdot \mu_{\ln c}}{\sqrt{\sum (b_i \cdot \sigma_i)^2}} \qquad \alpha_k = \frac{b_3 \cdot \mu_{\ln k}}{\sqrt{\sum (b_i \cdot \sigma_i)^2}} \tag{5.42}$$

Diese Verwendung einer Antwortfunktion mit logarithmierten Termen für log-normalverteilte Eingangsparameter erweist sich als elegant, da eine Iteration zur Bestimmung des Bemessungspunkts umgangen wird und die Ergebnisse leicht grafisch nachvollzogen werden können. Die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit mit der erläuterten Methodik ist nicht auf drei stochastische Eingangsparameter beschränkt. Bei einer größeren Anzahl von stochastischen Eingangsparametern kann in gleicher Weise vorgegangen werden, und es können Gleichungen von Hyperebenen aufgestellt werden, um Bemessungspunkt und Versagenswahrscheinlichkeit zu bestimmen.

5.3.3. Konvergenzprobleme

Gegenüber der Monte Carlo Simulation eröffnet die First Order Reliability Methode mit Adaptiver Response Surface die Möglichkeit, den Rechenaufwand einzuschränken. Es werden vor allem für die Parameterkombinationen Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt, die sich in der Nähe des Grenzzustands befinden. Damit eine Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit zuverlässig möglich ist, werden in diesem Abschnitt und in Anhang K einige Aspekte angesprochen, die eine Konvergenz des Iterationsalgorithmus erleichtern und beschleunigen.

5.3.3.1 Differenzierbarkeit der Versagenszustandsgleichung

Die First Order Reliability Methode stößt für hochgradig nichtlineare Versagenszustandsgleichungen an ihre Grenzen. Der Iterationsalgorithmus läuft dann Gefahr, in lokalen Minima des Zuverlässigkeitsindex' hängenzubleiben und nicht die globalen Minima aufzuspüren (Bucher et al., 2000). Durch die Verwendung einfacher Antwortfunktionen, wie im vorangegangenen Abschnitt gezeigt, werden hochgradig nichtlineare Versagenszustandsgleichungen mit zahlreichen Extrem- und Wendepunkten ausgeschlossen. Durch die Approximation der numerischen Berechnung besteht dennoch eine Gefährdung, bei einer FORM-Iteration nicht zuverlässig auf den Bemessungspunkt zu treffen.

Inhomogenitäten des Baugrunds, z.B. aufgrund einer Schichtung, die durch eine größere Anzahl stochastischer Eingangsparameter abgebildet werden kann, können dazu führen, dass sich die Geometrie der kritischen Gleitfläche in der Nähe des Bemessungspunktes sprunghaft ändert. In Abbildung 5.29 wird die Variabilität der Gleitfläche für unterschiedliche Parameterkombinationen gezeigt. Die Stabilität der landseitigen Böschung wird dabei durch die Scherfestigkeiten in dem aus Aueton bestehenden Deichkörper sowie den im Untergrund vorhandenen Aueton- und Auelehmschichten bestimmt, die sich im Bereich eines möglichen Gleitkreises befinden. Tabelle 5.3 fasst die Scherparameter für die einzelnen Schichten für drei unterschiedliche Kombinationen und die zugehörigen Standsicherheitsfaktoren zusammen. Der Standsicherheitsfaktor liegt für alle drei Parameterkombinationen nahe 1.

In Abbildung 5.29, oben, haben alle drei Schichten eine vergleichbare Scherfestigkeit. Die resultierende Gleitfläche läuft durch dann auch durch alle drei Schichten und ist in etwa kreisförmig. Die Standsicherheitsuntersuchung liegt in guter Übereinstimmung mit einem Gleitkreisverfahren. In der mittleren Abbildung wird die Form der Gleitfläche durch die Auetonschicht beeinflusst, die im Vergleich zu den anderen beiden Schichten eine höhere Scherfestigkeit aufweist. Die Gleitfläche „zwängt" sich um die Auetonschicht herum. In der unteren Abbildung verläuft schließlich die Gleitfläche vollständig innerhalb des Deichkörpers, was durch die höhere Scherfestigkeit des Untergrunds verursacht wird. Die Unabhängigkeit der Scherparameter in den einzelnen Schichten führt zu einer sprunghaften Änderung der Gleitfläche im Grenzzustand.

Für die Annäherung der Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnungen durch eine Antwortfunktion bedeutet dies, dass die Antwortfunktion je nach Dominanz der einen oder anderen Form der Gleitfläche eine unterschiedliche Form annimmt. Bei der Iteration zur Bestimmung des kürzesten Abstands der Antwortfunktion zum Koordinatenursprung kann es passieren, dass der Bemessungspunkt zwischen möglichen Antwortfunktionen alterniert und keine Konvergenz erreicht wird. Dies führt schließlich zu dem in Abbildung 5.30 dargestellten Knick in der Versagenszustands-

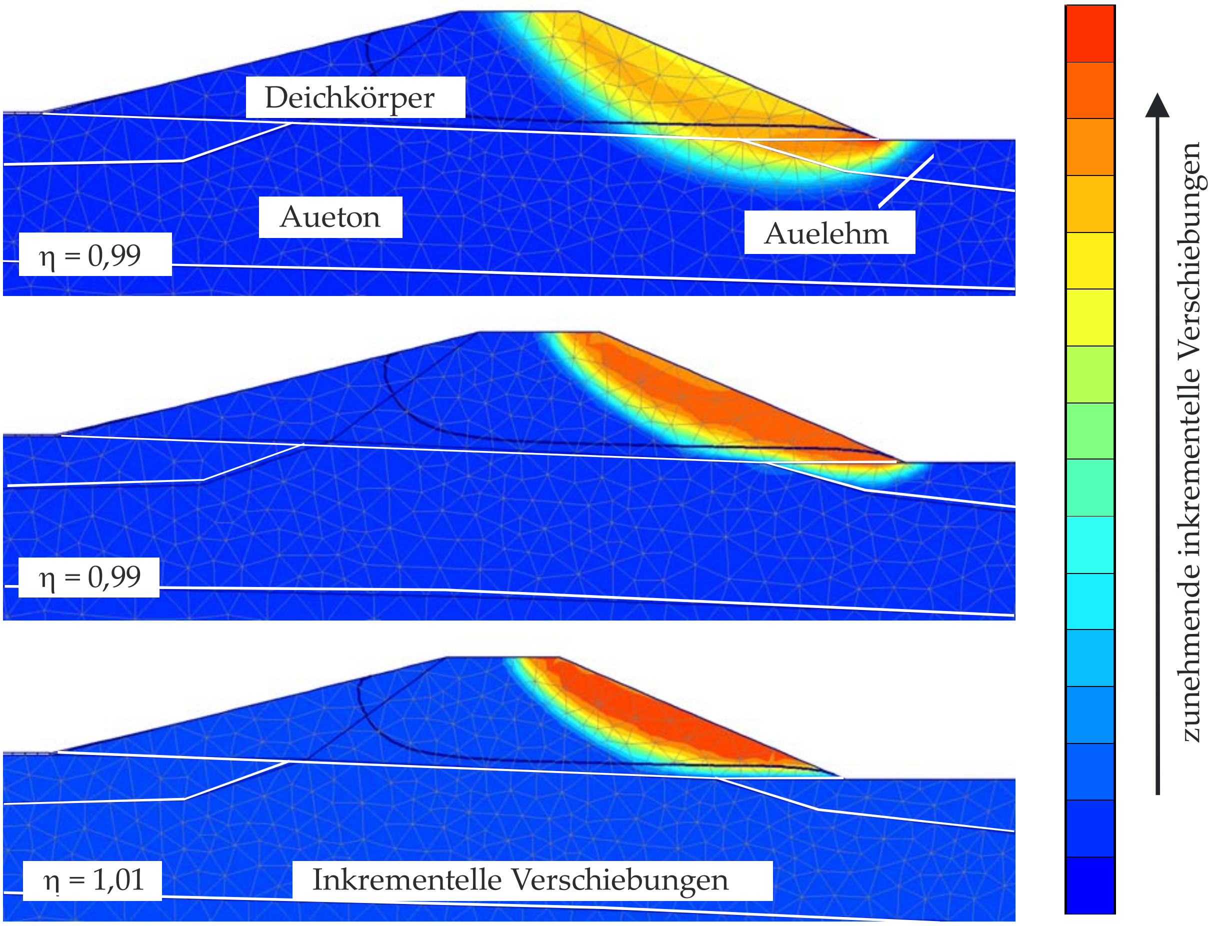


Abbildung 5.29: Kritische Gleitflächen des Deichversagens,
oben: Vergleichbare Scherfestigkeit von Deichkörper und Untergrund,
Mitte: Erhöhte Scherfestigkeit der Auetonschicht,
unten: Erhöhte Scherfestigkeit der Aueton- und Auelehmschicht

Tabelle 5.3: Reibungswinkel φ′ und Kohäsion c′ der Schichten in Abbildung 5.29

	Schicht	φ′ [°]	c′ [kN/m²]
Abbildung 5.29 oben	Deichkörper	16,7	1,8
	Aueton	15,5	1,8
	Auelehm	21,4	0,8
Abbildung 5.29 Mitte	Deichkörper	13,3	1,9
	Aueton	17,7	2,8
	Auelehm	20,2	1,1
Abbildung 5.29 unten	Deichkörper	13,7	1,7
	Aueton	17,8	2,1
	Auelehm	28,2	0,9

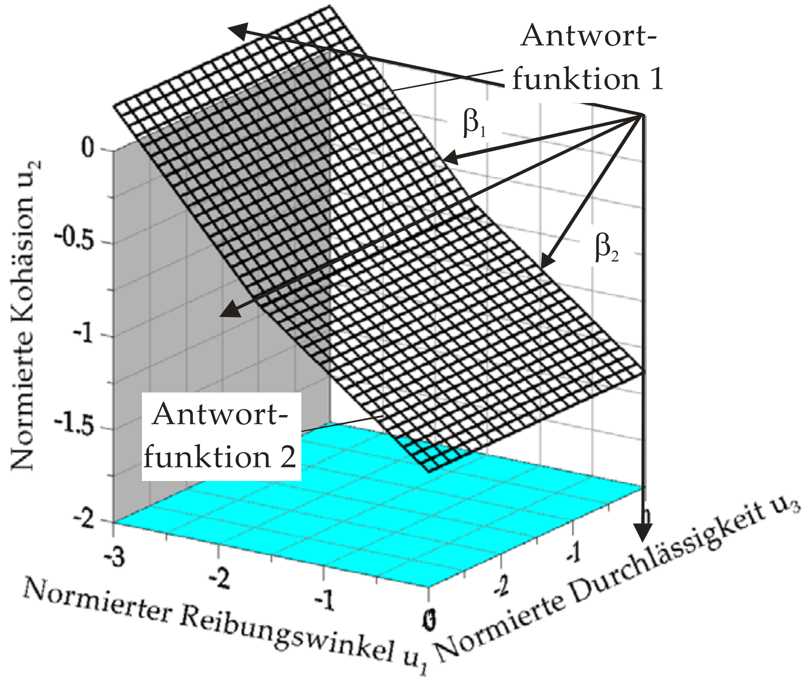


Abbildung 5.30: Knick in der Versagenszustandsgleichung
durch zwei Antwortfunktionen mit unterschiedlichen Zuverlässigkeitsindizes β

gleichung, dessen Einfluss besonders kritisch wird, wenn dieser nahe des möglichen Bemessungspunktes liegt. Der wahrscheinlichste Versagenszustand liegt dann im Bereich zweier unterschiedlicher Gleitmechanismen.

Im ungünstigen Fall kann die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit an ihre Grenzen stoßen. Im Folgenden werden jedoch einige Hinweise gegeben, wie die beschriebene Konvergenzproblematik im Sinne eines geringen Rechenaufwands am besten in den Griff bekommen werden kann.

5.3.3.2 Erforderliche Anzahl der Finite-Elemente-Berechnungen

Die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit mit der FORM-ARS bietet gegenüber einer Monte Carlo Simulation einen reduzierten Aufwand für die Finite-Elemente-Berechnung durch die Fokussierung auf den wahrscheinlichen Grenzbereich zwischen Versagen und Nichtversagen. Ein wesentliches Kriterium für die Effizienz der probabilistischen Finite-Elemente-Analyse ist, diesen Rechenaufwand zu minimieren. Die Mindestanzahl der Finite-Elemente-Berechnungen je Iterationsschritt der FORM-ARS entspricht der Anzahl der Koeffizienten b_i der Antwortfunktion. Je größer die Anzahl der Berechnungen, desto größer ist die Überbestimmtheit der Koeffizientenbestimmung. Der Approximationsfehler der numerischen Berechnung durch die Antwortfunktion kann mit wachsender Berechnungsanzahl minimiert werden.

In Studien für zwei oder drei stochastische Eingangsparameter wurde eine stationäre Ausbildung einer Sickerlinie bei zeitlich konstantem Wasserstand berücksichtigt. Es wurde untersucht, wie groß die erforderliche Berechnungsanzahl ist. Für eine quadratische Antwortfunktion wurden lediglich so viele Berechnungen durchgeführt, wie Koeffizienten in der Antwortfunktion auftauchen. Es konnte jedoch keine Konvergenz bei der Bestimmung des Bemessungspunkts erzielt werden. Der Einfluss des Approximationsfehlers bewirkt, dass die Koeffizienten von Iteration zu Iteration schwanken. Die Ergebnisse weiterer Untersuchungen (Nestorova, 2007, Jin, 2007, Möllmann et al., 2008) sind in Tabelle 5.4 zusammengefasst. Es wird dabei der Typ der verwendeten Antwortfunktion, der ermittelte Zuverlässigkeitsindex sowie die Anzahl der Finite-Elemente-Berechnungen zu Beginn und zu Ende der FORM-ARS-Iteration und die Gesamtzahl der erforderlichen Berechnungen angegeben.

Tabelle 5.4: Berechnungsaufwand verschiedener Studien zur Bestimmung der erforderlichen Berechnungsanzahl

Stochastische Eingangsparameter	Typ der Antwortfunktion	Zuverlässigkeitsindex	Anzahl der FE-Berechnungen
Reibungswinkel φ′, Wasserstand h (Nestorova, 2007)	quadratisch mit gemischten Termen	β = 3,36	Beginn: 16 Ende: 93 Gesamt: 180
φ′, Kohäsion c′ und h (Nestorova, 2007)	quadratisch mit gemischten Termen	β = 3,76	Beginn: 30 Ende: 176 Gesamt: 500
φ′, c′ und h (Jin, 2007)	linear	β = 3,71	Beginn: 20 Ende: 40 Gesamt: 160
φ′, c′ und h (Jin, 2007)	quadratisch ohne gemischte Terme	β = 3,71	Beginn: 20 Ende: 90 Gesamt: 224
φ′, c′ und h (Jin, 2007)	quadratisch mit gemischten Termen	β = 0,53	Beginn: 20 Ende: 30 Gesamt: 120
φ′, c′ und h (Jin, 2007)	quadratisch mit gemischten Termen	β = 3,74	Beginn: 40 Ende: 80 Gesamt: 240
φ′, c′ und Durchlässigkeit k (Möllmann et al., 2008)	linear	β = 3,18	Beginn: 40 Ende: 80 Gesamt: 112
φ′, c′ und h für drei unabhängige Schichten (8 stochastische Parameter, vgl. Abschnitt 5.4.2)	linear mit logarithmischen Termen	β = 3,50	Beginn: 100 Ende: 300 Gesamt: 600
φ′, c′ und k (vgl. Abschnitt 5.4.3)	linear mit logarithmischen Termen	β = 4,16	Beginn: 32 Ende: 96 Gesamt: 128

Bei Auswertung der Tabelle 5.4 fällt es schwer, eindeutige Beziehungen zwischen der Anzahl der stochastischen Eingangsparameter und der erforderlichen Berechnungsanzahl aufzustellen. Neben der Anzahl der stochastischen Eingangsparameter besitzt die Ordnung der Antwortfunktion einen Einfluss auf den Rechenaufwand, wie bereits in Abschnitt 5.3.2.4 erläutert. Für eine geringere Anzahl an Koeffizienten b_i werden weniger numerische Berechungen gefordert. Weiterhin kann festgestellt werden, dass die erforderliche Berechnungsanzahl vom ermittelten Zuverlässigkeitsindex abhängt. Je zuverlässiger der Deich ist, desto mehr Berechnungen sind für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit erforderlich. Gleiches kann auch für die Monte Carlo Simulation beobachtet werden. Mit Hilfe von Gleichung (2.23) kann das Konfidenzintervall ermittelt werden. Mit der gleichen verbleibenden statistischen Unsicherheit wird für eine geringere Versagenswahrscheinlichkeit eine zunehmende Berechnungsanzahl erforderlich. Dennoch bewegt sich die erforderliche Berechnungsanzahl mit der FORM-ARS in einem weitaus geringeren Bereich als für die Monte Carlo Simulation.

Für eine Minimierung der Gesamtzahl an Berechnungen wird empfohlen, weniger Berechnungen zu Beginn durchzuführen und später in der Nähe des Bemessungspunkts mehr Berechnungen vorzunehmen. Während zu Beginn der Iteration mit relativ wenigen Berechnungen bereits eine grobe Abschätzung der Lage des Bemessungspunkts erreicht wird, sind für eine genaue Bestimmung etwa drei- bis viermal so viele Berechnungen erforderlich als zu Anfang. Zusammenfassend lässt sich als grober Anhaltswert für die erforderliche Anzahl der Berechnungen mit der probabilistischen Finite-Elemente-Analyse die 40- bis 80-fache Anzahl an stochastischen Eingangsparametern angeben. Dies gilt für die Untersuchung eines Hochwasserszenarios, die zunächst von den Mittelwerten der Eingangsparameter ausgeht.

Wenn drei Hochwasserszenarios untersucht werden, kann der Bemessungspunkt eines Szenarios als Startwert für die FORM-ARS-Iteration für ein anderes Hochwasserszenario verwendet werden, was die Iteration beschleunigt. In diesem Fall wird etwa die 80- bis 180-fache Parameteranzahl an numerischen Berechungen benötigt. Im Abschnitt 5.4 werden die Ergebnisse der Berechnungen erläutert.

5.3.3.3 Schrittweise Eingrenzung der Streubreite der zufälligen Parameterkombinationen

Für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich für den Bemessungspunkt ein Standsicherheitsfaktor $\eta = 1$, da die wahrscheinlichste Parameterkombination bei Versagen gefunden wird. Dies ist eine notwendige Bedingung für die Konvergenz der FORM-ARS-Iteration gemäß Abbildung 2.10. Bei nichtlinearer Versagenszustandsgleichung oder bei einem Knick besteht die Gefahr, bei der Iteration ein lokales Minimum zu finden, welches nicht das globale Minimum ist. Aus diesem Grund ist es sinnvoll, für eine große Streubreite der stochastischen Eingangsparameter Standsicherheitsfaktoren zu bestimmen, die einen großen möglichen Versagensbereich der Eingangsparameter abdecken. Die angenäherte Antwortfunktion beschreibt dann die numerischen Ergebnisse in einem großen Gebiet. Der kürzeste Abstand zum Koordinatenursprung wird global bestimmt.

Ist das globale Minimum identifiziert, empfiehlt es sich jedoch, die Streubreite der stochastischen Eingangsparameter einzugrenzen. Dies ist insbesondere für die stochastischen Eingangsparameter von Vorteil, die große Variationskoeffizienten aufweisen und bei großem Sensitivitätsfaktor einen erheblichen Beitrag zur Versagenswahrscheinlichkeit liefern. In den in Abschnitt 5.4 untersuchten Anwendungsbeispielen trifft dies für die effektive Kohäsion c′ zu. Die Konvergenz wird beschleunigt, je mehr Berechnungen einen Standsicherheitsfaktor nahe 1 liefern. Durch Berechnungsergebnisse, die weiter weg vom Bemessungspunkt liegen, wird die Annäherung im Bereich des Bemessungspunktes ungenauer. Dies äußert sich in der Bestimmung des Approximationsfehlers *err* der Antwortfunktion gemäß Gleichung (5.29). Der Fehler wird für weit streuende Eingangsparameter größer. Dieser Effekt soll durch Abbildung 5.31 verdeutlicht werden. Bei den weit auseinander liegenden Berechnungsergebnissen in Abbildung 5.31, links, wird die Annäherung an das einzelne Ergebnis ungenauer, während eine Annäherung an Ergebnisse in einem geringstreuenden Bereich in Abbildung 5.31, rechts, zu einem geringeren Abstand des einzelnen Ergebnisses von der Antwortfunktion führt. Für die in jedem Iterationsschritt neu erzeugten zufälligen Parameterkombinationen, die in ihrer Häufigkeit einer Normalverteilung entsprechen, wird daher die Streubreite schrittweise reduziert. Im ersten Iterationsschritt wird die Streubreite entsprechend der Standardabweichung des Eingangsparameters gewählt. Im zweiten Iterationsschritt wird nur noch die halbe Standardabweichung angesetzt. Für jeden weiteren Iterationsschritt beträgt die Streubreite dann nur noch ein Viertel der Standardabweichung. Der Zuwachs an Berechnungen, die einen Standsicherheitsfaktor nahe 1 liefern, führt zu einer beschleunigten Konvergenz der FORM-ARS-Iteration.

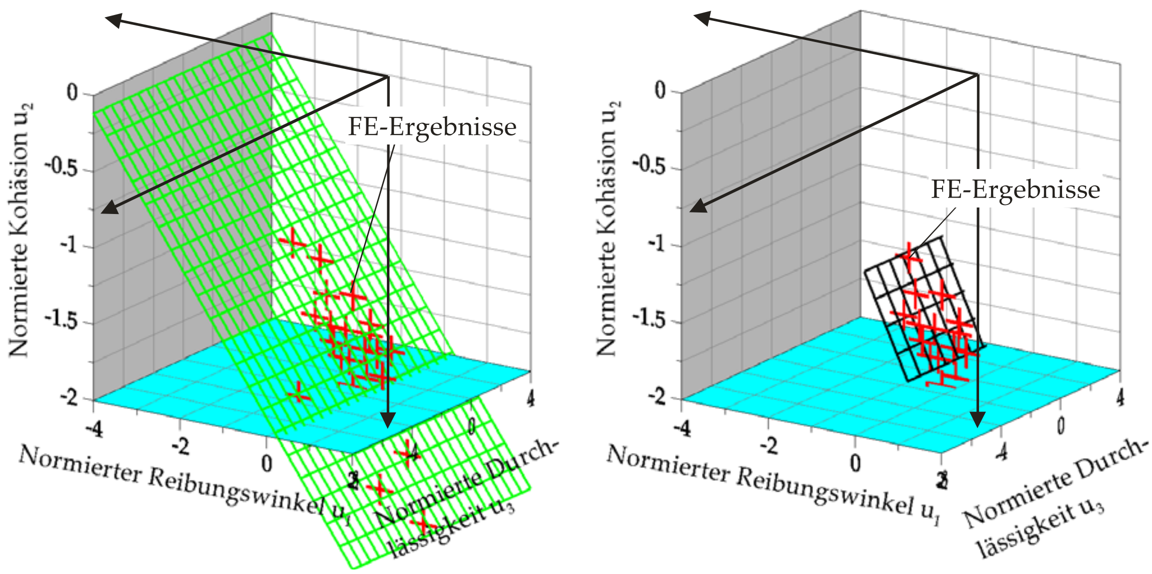


Abbildung 5.31: Annäherung der Antwortfunktion an Finite-Elemente-Berechnungen in einem weiteren Streubereich (links) und engeren Streubereich (rechts)

5.3.4. Validierung der FORM-ARS durch eine Monte Carlo Simulation

Vorteil der FORM-ARS gegenüber einer Monte Carlo Simulation ist der reduzierte Rechenaufwand bei der Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit. Die Monte Carlo Simulation stellt jedoch eine genaue Lösung der probabilistischen Analyse zur Verfügung, sodass eine Berechnung mit Hilfe der FORM-ARS zum gleichen Ergebnis führen sollte. Im Folgenden soll dies anhand eines Beispieldeiches überprüft werden.

Gemäß Gleichung (2.23) ist der Berechnungsaufwand für die Monte Carlo Simulation abhängig von der berechneten Versagenswahrscheinlichkeit. Aus diesem Grund werden die probabilistischen Verteilungen der Eingangsparameter Reibungswinkel φ', Kohäsion c' und Wasserstand h so gewählt, dass die Mittelwerte nahe einem möglichen Versagen liegen. Für die Variationskoeffizienten der Scherparameter φ' und c' werden typische Werte gewählt. Da der Wasserstand hier nicht als zeitreferenzierter Parameter ohne Hochwasserjährlichkeit behandelt wird, ist die dimensionslose log-normale Verteilungsfunktion eine rein vereinfachende Annahme. Der Variationskoeffizient des Wasserstands wird relativ klein angenommen, um zu vermeiden, dass Wasserstände oberhalb der Deichkrone auftreten. Diese werden für eine Deichstabilitätsberechnung unterbunden, da dann von einem Deichversagen durch Überströmen ausgegangen wird. Tabelle 5.6 stellt die gewählten Verteilungsfunktionen und statistischen Momente der stochastischen Eingangsparameter dar.

Als Beispieldeich wird ein homogener 6 m hoher Deichkörper mit einem Neigungsverhältnis der wasser- und landseitigen Böschung von 1 : 3 angenommen. Im Rahmen dieser Studie wird ein zeitlich konstanter Wasserstand vor dem Deich untersucht, der zu einer stationären Sickerlinie führt. Ein Einfluss des ungesättigten Bodenverhaltens kann unberücksichtigt bleiben. Für die Finite-Elemente-Analyse werden sechsknotige Elemente gewählt. Die Geometrie des Deiches ist in Abbildung 5.32 dargestellt. Die verwendeten Bodenparameter sind in Tabelle 5.5 zusammengefasst.

5.3.4.1 Monte Carlo Simulation

Für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit mit der Monte Carlo Methode werden insgesamt 300 Simulationen durchgeführt. Diese werden in drei Gruppen mit jeweils 100 Simulationen unterteilt. Dies bietet die Möglichkeit, die Genauigkeit des Ergebnisses der Monte Carlo Simulationen abzuschätzen. Für jede Simulation werden zufällige Parameterkombinationen erzeugt. Dazu wird zunächst eine Zufallszahl zwischen 0 und 1 erzeugt. Da die Normalverteilung selbst nicht umkehrbar ist, wird dann mittels einer abschnittsweisen Umkehrfunktion eine zufällige Realisation des Eingangsparameters ermittelt. In ihrer Gesamtheit entsprechen dann die Parameterkombinationen der Normalverteilung mit Mittelwert μ und Standardabweichung σ. Für die log-normalverteilten Eingangsparameter Kohäsion c' und Wasserstand h werden für die statistischen Momente der logarithmierten Eingangsparameter die Realisationen erzeugt und diese in die Exponentialfunktion eingesetzt.

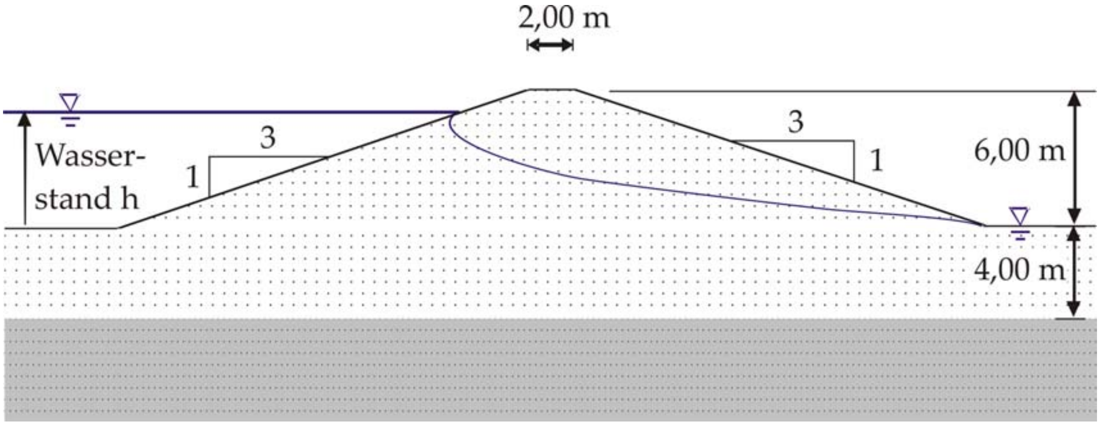


Abbildung 5.32: Beispieldeich für den Vergleich zwischen FORM-ARS und Monte Carlo Simulation

Tabelle 5.5: Verwendete Bodenparameter bei der Finite-Elemente-Berechnung für den Vergleich zwischen FORM-ARS und Monte Carlo Simulation

	Deichkörper und obere Schicht	Untere Schicht
Feuchtwichte γ	18 kN/m³	18 kN/m³
Gesättigte Wichte γ_r	20 kN/m³	20 kN/m³
Durchlässigkeit k	10^{-5} m/s	10^{-9} m/s
Elastizitätsmodul E	50000 kN/m²	50000 kN/m²
Querdehnzahl υ'	0,3	0,3
Reibungswinkel φ'	stochastisch	40°
Kohäsion c′	stochastisch	20 kN/m²

Tabelle 5.6: Verteilungsfunktionen und statistische Momente der stochastischen Eingangsparameter φ', c′ und h für den Vergleich zwischen Monte Carlo Simulation und FORM-ARS

	Probabilistische Verteilungsfunktion	Mittelwert μ	Standardabweichung σ	Variationskoeffizient v
Effektiver Reibungswinkel φ'	normal	23,5°	2,49°	10 %
Effektive Kohäsion c′	log-normal	1,30 kN/m²	0,52 kN/m²	40 %
Wasserstand h ohne Hochwasserjährlichkeit	log-normal	5,0 m	0,25 m	5 %

Tabelle 5.7: Berechnete Versagenswahrscheinlichkeiten
aus der Monte Carlo Simulation

Anzahl der Berechnungen	100	100	100	Gesamt
Versagenswahrscheinlichkeit	38 %	35 %	34 %	35,7 %

Die Berechnung mit 300 Simulationen liefert eine Versagenswahrscheinlichkeit von 35,7 %. Da kein Zeitbezug für den Wasserstand angenommen wurde, handelt es sich dabei um eine dimensionslose Stichprobenwahrscheinlichkeit Die Ergebnisse der jeweils 100 Simulationen geben Aufschluss über die Genauigkeit der berechneten Versagenswahrscheinlichkeit. Diese unterscheiden sich um 4 %. Durch Gleichung (2.23) lässt sich die Restunsicherheit ermitteln, die nach 300 Berechnungen verbleibt:

$$v = \sqrt{\frac{1-p(F)}{n \cdot p(F)}} = \sqrt{\frac{1-0{,}357}{300 \cdot 0{,}357}} = 0{,}0775$$

Die Restunsicherheit für die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit beträgt damit knapp 8 %, was für den Vergleich mit dem Ergebnis einer FORM-ARS-Iteration als ausreichend erachtet wird.

5.3.4.2 FORM-ARS-Berechnung

Die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt nach dem Iterationsschema in Abbildung 2.10 unter Berücksichtigung der in Abschnitt 5.3.3 beschriebenen Aspekte für ein beschleunigtes Konvergenzverhalten. Als Antwortfunktion wird ein lineares Polynom gemäß Gleichung (5.35) gewählt. Je Iterationsschritt werden n = 20 bzw. 30 Finite-Elemente-Berechnungen gewählt. Im ersten Iterationsschritt werden wie bei der Monte Carlo Simulation zufällige Parameterkombinationen um den Mittelwert gebildet. Im zweiten und dritten Iterationsschritt werden zufällige Parameterkombinationen um den vorherigen Bemessungspunkt mit halber Standardabweichung gebildet. Die berechneten hydraulischen Höhen im schließlich bestimmten Bemessungspunkt sind in Abbildung 5.33 dargestellt. In der Ergebnisdarstellung in Tabelle 5.8 beschreibt (*) die Werte der Eingangsparameter im Bemessungspunkt.

Abbildung 5.34 stellt die Bestimmung des Bemessungspunkts für die Antwortfunktion des letzten Iterationsschritts dar. Die Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnungen liefern alle Standsicherheitsfaktoren über 1 und liegen damit in der Grafik rechts von der Versagenszustandsgleichung Z = 0. Der im letzten Iterationsschritt ermittelte Zuverlässigkeitsindex β entspricht einer Versagenswahrscheinlichkeit von 32,9 %.

Die Iteration zeigt eine ausreichende Konvergenz. Der Standsicherheitsfaktor η nach dem letzten Iterationsschritt beträgt 1,001. Anhand des Sensitivitätsfaktors $\alpha_{\varphi'}$ lässt sich ablesen, dass der Reibungswinkel φ' den größten Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit besitzt. Der Sensitivitätsfaktor $\alpha_{c'}$ der Kohäsion nimmt trotz des größeren Variationskoeffizienten einen vergleichbaren Wert wie der Sensitivitätsfaktor α_h des Wasserstands an.

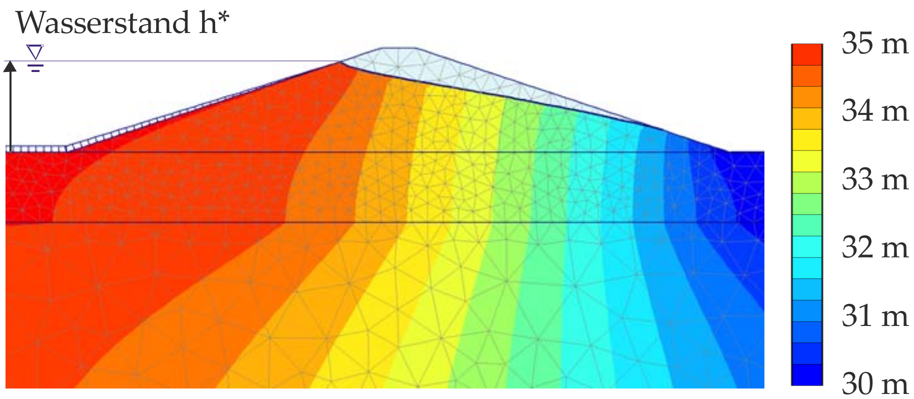


Abbildung 5.33: Hydraulische Höhen im Bemessungspunkt der FORM-ARS-Iteration

Tabelle 5.8: Ergebnisse der probabilistischen FE-Analyse mittels FORM-ARS

Iteration	n	β	α_φ	α_c	α_h	φ′*	c′* [kPa]	h* [m]	η
Iteration 1	20	0,48	0,819	0,404	-0,408	22,52°	1,12	5,04	0,992
Iteration 2	20	0,42	0,847	0,423	-0,321	22,61°	1,13	5,03	1,000
Iteration 3	30	0,44	0,858	0,427	-0,285	22,55°	1,12	5,03	1,001

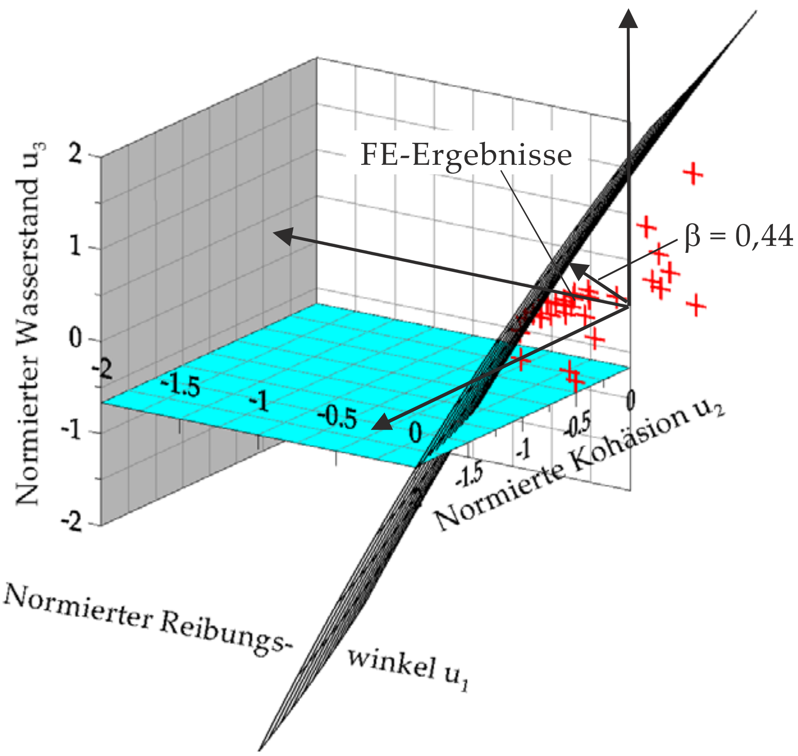


Abbildung 5.34: Bemessungspunkt der FORM-ARS-Iteration

5.3.4.3 Vergleich der Monte Carlo Simulation und der FORM-ARS-Iteration

Tabelle 5.9: Berechnete Versagenswahrscheinlichkeiten und Rechenaufwand mit Monte Carlo Simulation und FORM-ARS

	Monte Carlo Simulation	FORM-ARS
Versagenswahrscheinlichkeit	35,7 %	32,9 %
Anzahl der Berechnungen n	300	70

Die mit den beiden probabilistischen Rechenverfahren bestimmten Versagenswahrscheinlichkeiten liefern eine zufriedenstellende Übereinstimmung. Gegenüber der Monte Carlo Simulation ist der Rechenaufwand bei der Anwendung der FORM-ARS deutlich reduziert und beträgt nur etwa ein Viertel. Die Ermittlung eines Bemessungspunkts ermöglicht die Bestätigung durch eine weitere Finite-Elemente-Berechnung, dass im Bemessungspunkt tatsächlich der Grenzzustand erreicht wird. Zusätzlich kann durch die Ermittlung von Sensitivitätsfaktoren der Einfluss der einzelnen Eingangsparameter auf die Versagenswahrscheinlichkeit abgeschätzt werden. Für weiterführende Analysen mit weiteren Unsicherheiten können dann weniger sensitive Eingangsparameter vernachlässigt werden. Weiterhin wird ermittelt, für welche Parameter weitere Untergrunderkundungen und Laborversuche eine verbesserte geotechnische Datenbasis liefern oder durch weiterführende Analysen der Flusshydraulik weitere Informationen die Versagenswahrscheinlichkeit herabsetzen.

5.4. Anwendungsbeispiele der probabilistischen Finite-Elemente-Analyse der Deichstabilität

5.4.1. Hochwasserschutzdeich an der Elbe bei Torgau

Ziel der Anwendungsbeispiele ist, die Fähigkeit und die Effizienz der FORM-ARS für die probabilistische Analyse der Deichstabilität anhand des in Abbildung 5.35 dargestellten Hochwasserschutzdeiches an der Elbe in der Nähe von Torgau in Sachsen zu zeigen. Weiterhin sollen Tragreserven aufgrund einer instationären Deichdurchsickerung gegenüber einer stationären Sickerströmung quantifiziert werden. Schließlich werden zum Vergleich im Bemessungspunkt des Versagens sowohl deterministische Berechnungen der Standsicherheitsfaktoren mit Hilfe des Gleitkreisverfahrens als auch probabilistische Gleitkreisanalysen durchgeführt.

Der untersuchte Hochwasserschutzdeich wurde bereits im Rahmen der in Abschnitt 4.3 beschriebenen Fallstudie an der Elbe probabilistisch analysiert. Die Deichkrone befindet sich genau 3,00 m oberhalb des landseitigen Böschungsfußes. Der Deichabschnitt wurde aus den Anlagen des Erläuterungsberichts (Dresden Dorsch

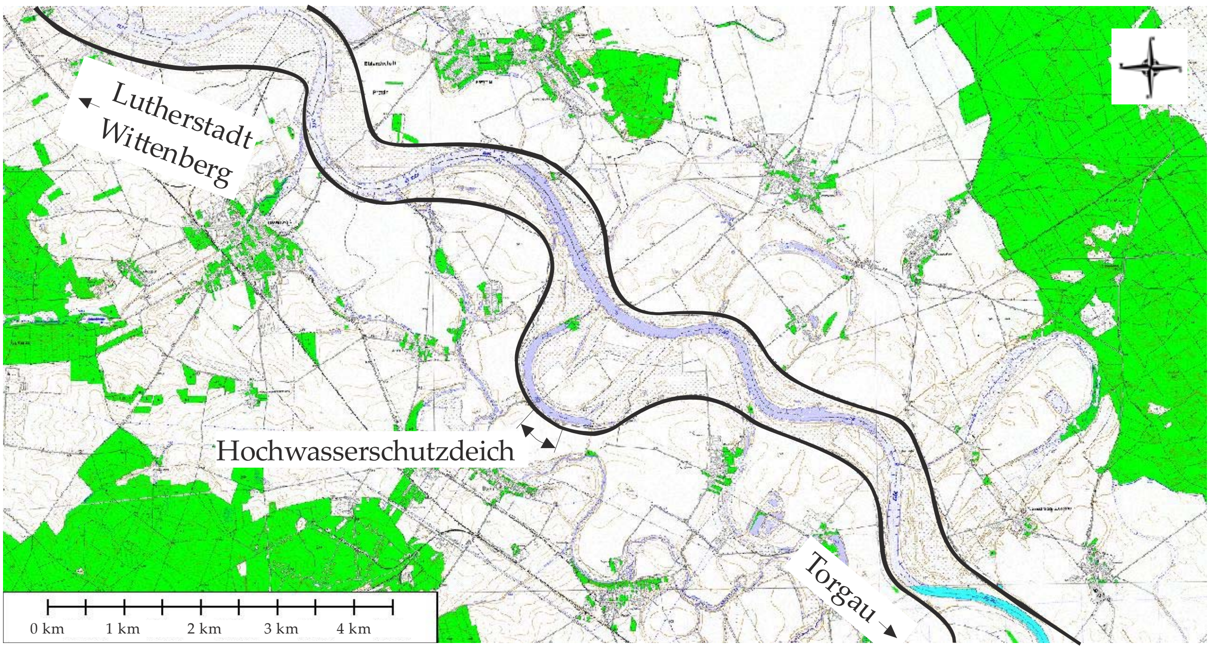


Abbildung 5.35: Übersicht über die geografische Lage des Deichs im Anwendungsbeispiel

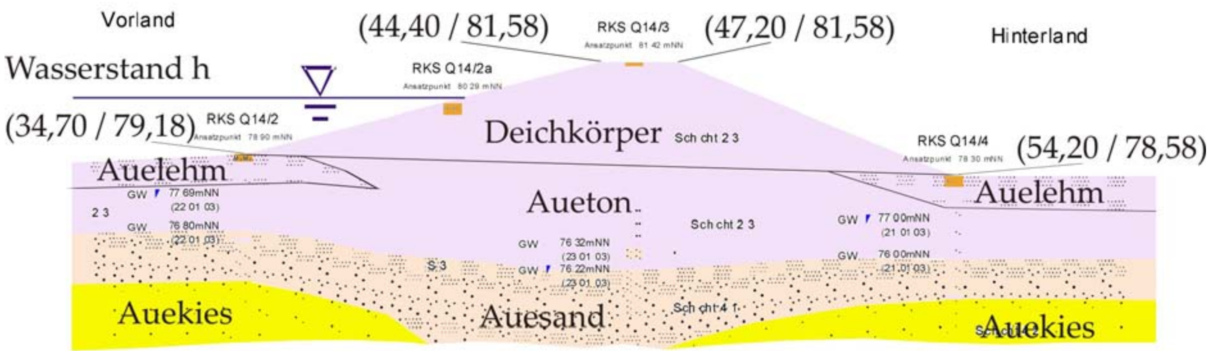


Abbildung 5.36: Querprofil des untersuchten Beispieldeichs an der Elbe (Dresden Dorsch Consult Ingenieurgesellschaft, 2007b) (vertikale Koordinaten in mNN-Höhen)

Consult, 2007b) ausgewählt, da hier Deichkörper und Untergrund aus einem kohäsiven bindigen Material bestehen und sich in der Nähe eines potenziellen Gleitkreises eine Schichtgrenze zwischen einer Aueton- und einer Auelehmschicht befindet, die sich gut für die im Abschnitt 5.3.3 behandelte Konvergenzproblematik der FORM-ARS-Iteration eignet.

In Abbildung 5.36 ist ein geologischer Schnitt durch den untersuchten Elbedeich dargestellt. Der Deich besteht aus dem lokal vorhandenen Auetonmaterial. Auch die Deckschicht des Untergrunds mit einer Mächtigkeit zwischen 2,0 m und 3,0 m ist zum größten Teil aus Aueton aufgebaut. Im Bereich des wasser- und landseitigen

Böschungsfußes überlagert den Aueton eine etwa 1,0 m mächtige Auelehmschicht. Beide Schichten gehen aus der Untergrunderkundung in halbfester bis steifer Konsistenz hervor. Für den Hochwasserfall wird jedoch eine steife bis weiche Konsistenz angenommen. Die bindigen Deckschichten werden durch nichtbindige mitteldichte Auesand- bzw. Auekiesschichten unterlagert.

5.4.1.1 Generierung von drei Hochwasserszenarios

Die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt durch Betrachtung von drei Hochwasserszenarios, für die jeweils der Zuverlässigkeitsindex und die zugehörigen Sensitivitätsfaktoren ermittelt werden. Die Wiederkehrperioden der Hochwasserwellen sollten dabei einen möglichst großen Bereich abdecken, damit für die Zuverlässigkeitsanalyse eine Interpolation zwischen den drei Hochwasserszenarios erfolgen kann. Die Wasserspiegelhöhe des Hochwasserszenarios mit der höchsten Welle kann maximal bis zur Deichkrone reichen, da ansonsten von einer Überströmung des Deiches ausgegangen wird. Die minimale Wasserspiegelhöhe des Hochwasserszenarios mit der niedrigsten Welle entspricht der Höhenlage des wasserseitigen Deichfußes. Unter diesen Randbedingungen werden die Wiederkehrperioden der Hochwasserwellen zu 20, 50 und 100 Jahren gewählt.

Aus der Beziehung zwischen jährlichem Maximalabfluss und Wiederkehrperiode für den Pegel Dresden, der für die hydrodynamisch-numerische Modellierung der Wasserstände maßgebend ist, können die zugehörigen Abflussniveaus aus der vom Sächsischen Landesamt für Umwelt und Geologie (LfUG) (Fischer, 2007) herausgegebenen, logarithmischen Summenfunktion bestimmt werden:

$$p(Q > Q^*) = \int_0^Q \frac{1}{0{,}4851 \cdot (x - 0{,}4864) \cdot \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x-0{,}4864)-7{,}2498}{0{,}4851}\right)^2} dx \tag{5.43}$$

Aus den Tageswerten der Abflussstatistik für den Pegel Dresden kann die Überschreitungsdauerlinie N(Q) gemäß Gleichung (4.31) ermittelt werden. Um die Koeffizienten f_0 und $\mu_{\ln t}$ der Hochwasserganglinie Q(t) gemäß Gleichung (5.26) zu bestimmen, wird die Überschreitungsdauerlinie für zwei Abflussniveaus so ausgewertet, dass die Ganglinie den zugehörigen Abfluss genau in N(Q) Tagen überschreitet (vgl. Abbildung 5.18). Das erste Abflussniveau wird so gewählt, dass der Wasserspiegel auf Höhe des landseitigen Böschungsfußes liegt, das zweite Abflussniveau soll der zugrundeliegenden Wiederkehrperiode des Hochwasserszenarios entsprechen. Aus der hydrodynamisch-numerischen Modellierung mit einem eindimensionalen Modell für unterschiedliche Abflussniveaus wird die Beziehung zwischen Abfluss und Wasserstand für den untersuchten Deich bestimmt. Die Beziehung wird durch eine Logarithmusfunktion mit dem Abfluss Q in m³/s und dem Wasserstand h in mNN angenähert:

$$h(Q) = 2{,}5469 \ln Q + 59{,}729 \tag{5.44}$$

Die hydraulischen Eingangsparameter für die Generierung der drei Hochwasserszenarios sind in Tabelle 5.10 zusammengefasst. Die Hochwasserwellen für Abfluss und Wasserstand sind in Abbildung 5.38 dargestellt. Aus der Beziehung zwischen Abfluss und Wasserstand gemäß Gleichung (5.44) ergibt sich für den Wasserstand auf Höhe des landseitigen Böschungsfußes bei 78,58 mNN ein zugehöriger Abfluss von 1639 m³/s. Die zugehörige Überschreitungsdauer gemäß Gleichung (4.31) beträgt 7,19 Tage. Dieser Abfluss und die Überschreitungsdauer stellen das zweite Wertepaar für die Anpassung der Parameter f_0 und μ_{lnt} für die Hochwasserganglinie dar.

Für die Finite-Elemente-Modellierung des Deichversagens wird die kontinuierliche Form der Hochwasserwelle in sieben Zeitschritte diskretisiert. Die diskretisierte Hochwasserwelle unterschätzt die tatsächlich vorhandenen Wasserstände zwischen den betrachteten Zeitpunkten und damit das Gesamtvolumen der Hochwasserwelle, welche sich aus dem Integral der Hochwasserganglinie ergibt, geringfügig. Der Fehler, der sich aus der Unterschreitung des Gesamtvolumens der Hochwasserwelle ergibt, ist jedoch gering. Der in Abschnitt 5.3.1.2 beschriebene konservative Ansatz bei

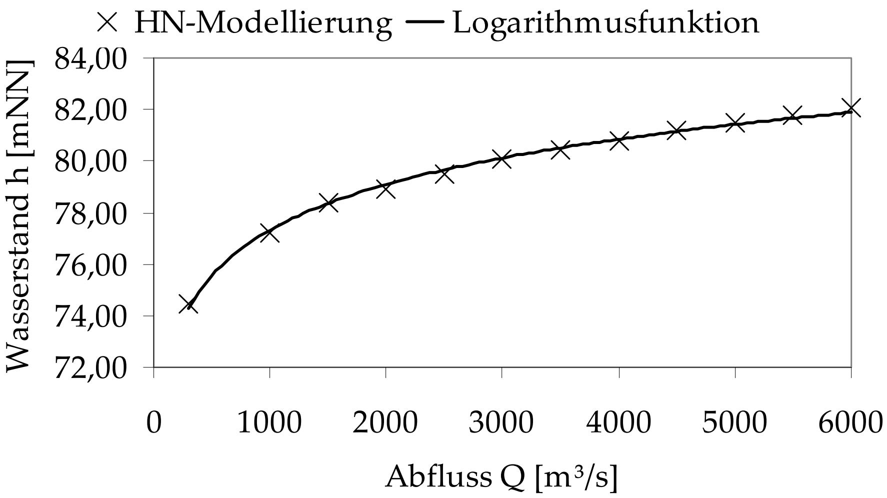


Abbildung 5.37: Wasserstände aus hydrodynamisch-numerischem (HN) Modell für den untersuchten Elbedeich und Annäherung durch Logarithmusfunktion

Tabelle 5.10: Hydraulische Eingangsparameter zur Generierung der drei Hochwasserszenarios

Wiederkehrperiode T	Jährlicher Maximalabfluss Q	Überschreitungsdauer N	Maximaler Wasserstand h_{max}	Wasserstand für Blockmodell h	f_0	μ_{lnt}
100 Jahre	4360 m³/s	1,99 Tage	81,33 mNN	81,07 mNN	28500 m³	2,05
50 Jahre	3834 m³/s	1,79 Tage	80,88 mNN	80,75 mNN	26500 m³	2,15
20 Jahre	3146 m³/s	2,19 Tage	80,43 mNN	80,24 mNN	25500 m³	2,30

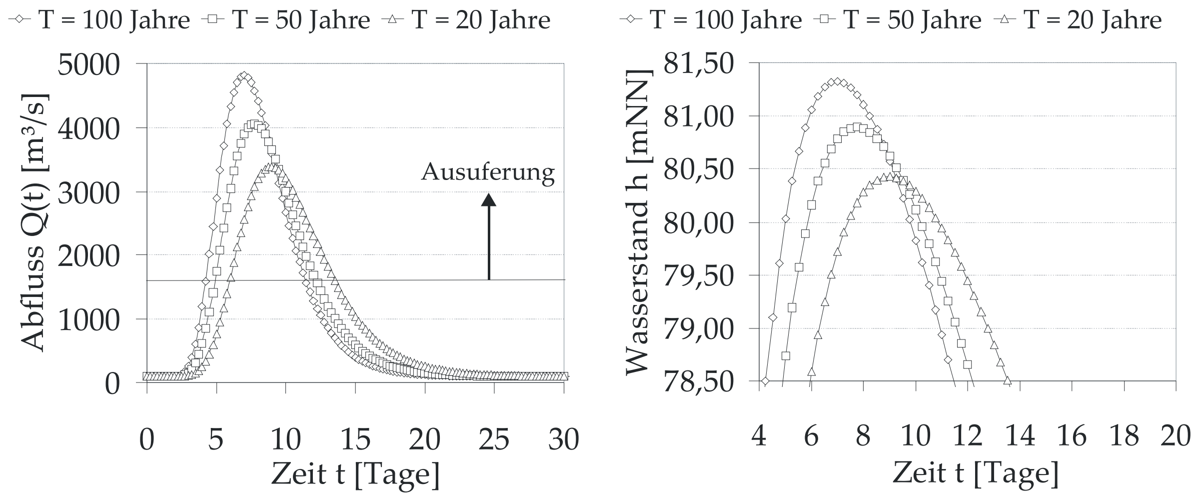


Abbildung 5.38: Hochwasserszenarios für den untersuchten Elbedeich für den Abfluss (links) und den Wasserstand (rechts)

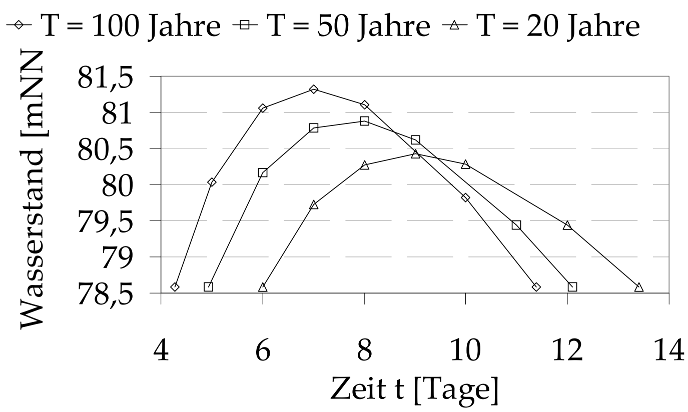


Abbildung 5.39: Diskretisierung der Hochwasserwellen für die Finite-Elemente-Modellierung

Anwendung des Blockmodells zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit mit zeitreferenzierten Parametern überwiegt demgegenüber bei Weitem.

5.4.1.2 Geotechnische Eingangsparameter

Tabelle 5.11 gibt die relevanten Bodenparameter für die Berechnung der Standsicherheit des untersuchten Elbedeichs an. Von besonderer Bedeutung ist die Berücksichtigung des Bodenverhaltens im ungesättigten Bereich. Die auftretenden Saugspannungen beeinflussen die Ausbildung der instationären Sickerlinie und damit die Deichstandsicherheit. Wie in Abschnitt 5.2.1 erläutert, wird die Wassergehalts-Saugspannungbeziehung nach van Genuchten sowie die relative Durchlässigkeit nach van Genuchten und Mualem angenommen (vgl. Gleichungen (5.18) – (5.20)). Für den aus Aueton bestehenden Deichkörper werden die Parameter im ungesättig-

Tabelle 5.11: Bodenparameter des untersuchten Elbedeichs im gesättigten Bereich

Schicht	Gesättigte Wichte γ_r	Feucht-wichte γ	Effektiver Reibungs-winkel φ'	Effektive Kohäsion c'	Isotrope Durchläs-sigkeit k
Deichkörper	18 kN/m³	17,5 kN/m³	stochastisch	stochastisch	stochastisch
Aueton	18 kN/m³	17,5 kN/m³	stochastisch	stochastisch	stochastisch
Auelehm	19,5 kN/m³	18,5 kN/m³	stochastisch	stochastisch	stochastisch
Auesand/ Auekies	20 kN/m³	19 kN/m³	32,5°	0,1 kN/m²	$10^{-5}/10^{-4}$ m/s

Tabelle 5.12: Bodenparameter des Deichkörpers im ungesättigten Bereich

Speicherkoeffizient c_s	10^{-4} 1/m	Porenanteil n_{tot}	0,38
Verbleibende Boden-sättigung S_{res}	0,026	Bodenabhängiger Parameter α_{vG}	0,300 1/m
Bodenabhängiger Pa-rameter n_{vG}	1,729	Bodenabhängiger Parameter γ_m	-0,292

ten Bereich gemäß Brinkgreve et al. (2006) aus dem Bodenklassifikationssystem Staring für einen Lehm der Klasse O14 entnommen. Für alle Schichten wird das elastoplastische Stoffgesetz mit dem Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb mit einem Elastizitätsmodul von 50000 MN/m² und einer Querdehnzahl von 0,3 angenommen.

Für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit werden die Scherparameter φ' und c' sowie die Durchlässigkeit k des Deichkörpers und für den Untergrund veränderlich angenommen. Wie in Abschnitt 5.3.2.1 beschrieben, wird für den Reibungswinkel eine Normalverteilung und für die Kohäsion und die Durchlässigkeit eine Log-Normalverteilung angenommen. Da bei einer Böschungsinstabilität ein flächenhaftes Versagen auftritt, ist die Variabilität der unsicheren Parameter auf die Fläche zu beziehen. Mittels der in Abschnitt 2.4.3 erläuterten Varianzreduktion kann von der Standardabweichung in einem Punkt auf die Standardabweichung in einem Gebiet geschlossen werden. Maßgebend für die Abminderung der Standardabweichung ist die Korrelationslänge der stochastischen Eingangsparameter.

Da aus der Untergrunderkundung für die Fallstudie Elbe keine ausreichenden Daten über Korrelationslängen der Scherparameter und räumliche vertikale Korrelationslängen der Durchlässigkeit vorliegen, werden die von Baker und Calle (2006) zusammengetragenen Werte verwendet. Für die Scherparameter wird eine vertikale Korrelationslänge θ_v von 2,0 m und eine horizontale Korrelationslänge θ_h von 20 m angegeben. Für die Durchlässigkeit liegen die Werte für die vertikale Korrelationslänge zwischen 0,2 m und 3,2 m, für die horizontale Korrelationslänge zwischen 2,0 m und 50 m, wobei die niedrigen Werte für die Ausbreitung von Verunreinigungen im Boden bestimmt wurden. Da die horizontale Abmessung einer möglichen Gleitfläche gegenüber der Korrelationslänge gering ist, wird eine Varianzreduktion in horizontaler Richtung vernachlässigt.

In vertikaler Richtung wird von einer Tiefe T_g des Gleitkreises von 3,0 m gemäß Abbildung 5.40 ausgegangen, die gerade der Deichhöhe entspricht. Die unterschiedlichen Helligkeiten in vertikaler Richtung deuten dabei die Variabilität der Scherparameter durch die angenommene Korrelationslänge in dem homogenen Deich und Untergrund an. Mit einer Gauss-Korrelationsfunktion lassen sich Varianzreduktionsfaktoren $\gamma(\varphi')$, $\gamma(c')$ und $\gamma(k)$ für die Scherparameter und für die Durchlässigkeit bestimmen. Die vertikale Korrelationslänge der Durchlässigkeit wird zu 1,0 m angenommen. Mit den Quotienten $\alpha_{g,\varphi} = \alpha_{g,c} = 1{,}5$ bzw. $\alpha_{g,k} = 3{,}0$ aus Streckenlänge T_g und Korrelationslänge θ_v ergeben sich die Varianzreduktionsfaktoren zu:

$$\gamma(\varphi') = \gamma(c') = \frac{2}{\alpha_g^2\theta^2}\int_0^{\alpha_g\theta}\rho(x)\cdot(\alpha_g\theta - x)dx = \frac{2}{\alpha_g^2\theta^2}\int_0^{\alpha_g\theta} e^{-\pi\cdot\frac{x^2}{\theta_v^2}}\cdot(\alpha_g\theta - x)dx$$

$$= \frac{2}{(3{,}0m)^2}\int_0^{3{,}0m} e^{-\pi\cdot\frac{x^2}{(2{,}0m)^2}}\cdot(3{,}0m - x)dx = 0{,}5252$$

$$\gamma(k) = \frac{2}{(3{,}0m)^2}\int_0^{3{,}0m} e^{-\pi\cdot\frac{x^2}{(3{,}0m)^2}}\cdot(3{,}0m - x)dx = 0{,}2980$$

Der gewählte eindimensionale Ansatz zur Varianzreduktion in Tiefenrichtung geht davon aus, dass der Gleitkreis gleiche Kreisbogenlängen in allen Tiefenlagen des Gleitkreises besitzt. Tatsächlich kann jedoch Abbildung 5.40 entnommen werden, dass der Gleitkreis größtenteils durch die hell dargestellte tiefere Schicht verläuft. Ein verbesserter Ansatz wäre hier eine Varianzreduktion entsprechend einer Gewichtung der Gleitkreisanteile in den unterschiedlichen Tiefenlagen. Diese würde allerdings auch eine gewisse Vorkenntnis der Lage des kritischen Gleitkreises erfordern, die im Rahmen einer Vordimensionierung durchzuführen wäre.

Mit Hilfe der Varianzreduktionsfaktoren kann die gebietsabhängige Standardabweichung bestimmt werden. Für die log-normalverteilten Parameter c′ und k wird die Varianzreduktion für die transformierten normalverteilten Parameter durchgeführt. Die Varianzreduktion besitzt dann auch Einfluss auf den Mittelwert des log-normalverteilten Parameters. Die Ermittlung der Standardabweichungen wird in Anhang L durchgeführt.

Geometrie, Bodenparameter sowie der zeitlich veränderliche Wasserstand vor dem Deich fließen in die Finite-Elemente-Modellierung mit dem Programm Plaxis 8.6 ein (vgl. Brinkgreve et al., 2004). Die Höhenlage des landseitigen Böschungsfußes bei

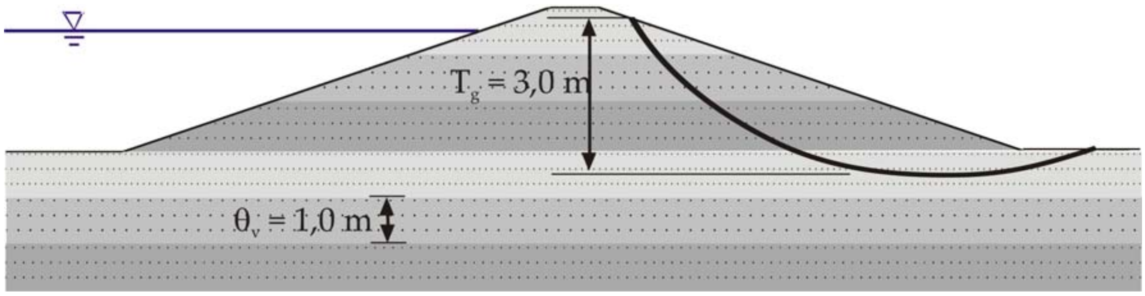


Abbildung 5.40: Varianzreduktion für die Bestimmung der gebietsabhängigen Standardabweichung bei Böschungsversagen

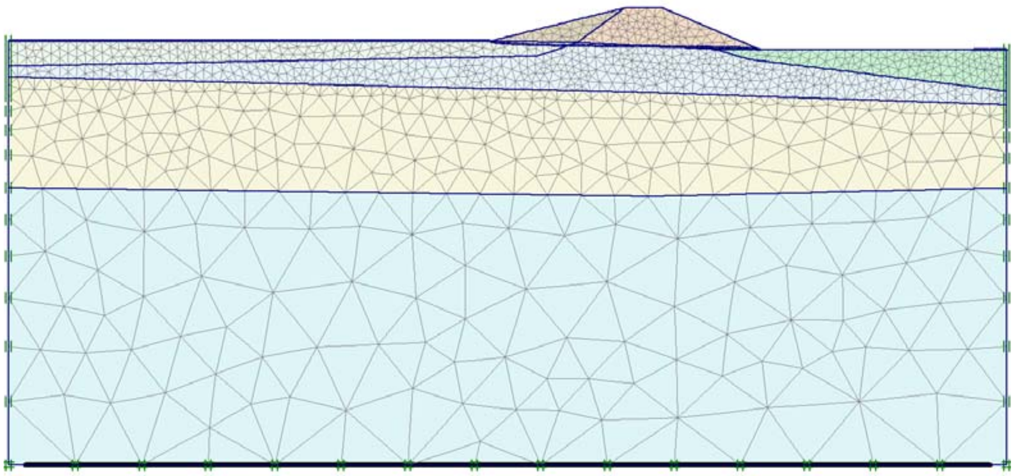


Abbildung 5.41: Finite-Elemente-Modell des untersuchten Elbedeiches

78,58 mNN entspricht im Finite-Elemente-Modell einer Höhe von 30 m. Mit den sechsknotigen Dreieckselementen wird für den Deichkörper und den Untergrund im Bereich des landseitigen Böschungsfußes eine Netzverfeinerung durchgeführt. Der Unterschied des berechneten Standsicherheitsfaktors mit einer weiteren Netzverfeinerung beträgt maximal 2 %. Im Hinblick auf den Rechenaufwand wird die verwendete Netzfeinheit mit einer Gesamtzahl von 2306 Elementen als ausreichend erachtet.

Die diskreten Zeitschritte, in denen die Porenwasserdrücke, Verformungen und Standsicherheitsfaktoren aufgrund des Anstiegs und Absinkens des Wasserstands berechnet werden, werden jeweils in ca. 20 Intervalle unterteilt. Wird die Toleranzgrenze zur Erfüllung der Gleichgewichtsbedingung der hydraulischen Höhen nicht erreicht, wird programmintern eine feinere Intervalleinteilung gewählt. Für die Verformungsberechnungen und numerische Standsicherheitsberechnung wird der tolerierte Gleichgewichtsfehler auf 0,0002 gesetzt. Bei der Aufbringung der Lasten in der Verformungsberechnung wird auf eine Abminderung der Inkremente verzichtet. Für die numerische Standsicherheitsberechnung werden zwischen 250 und 550 Iterationsschritte berechnet, um in jedem Fall ein Plateau für den Standsicherheitsfaktor gemäß Abbildung 5.4 zu erhalten. Der Aufwand für die vollständige Berechnung des Ansteigens und Absinkens des Wasserstands mit numerischer Standsicherheitsanalyse für eine Parameterkombination mit einem Dual Core Prozessor mit 1,66 GHz und 1 GB Arbeitsspeicher beträgt damit etwa eine halbe Stunde.

Der dem variablen Wasserstand ausgesetzte Deich läuft Gefahr, während des Absinkens des Wassers auf der wasserseitigen Böschung durch eine schnelle Wasserspiegelsenkung zu versagen. Die vorhandenen Porenwasserdrücke im Deich führen zu einer zur Oberfläche gerichteten Strömung, die den Deich und Untergrund destabilisiert. Das Ziel der hier durchgeführten Untersuchungen ist die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit aufgrund eines landseitigen Böschungsbruchs, der im Falle eines Hochwassers zu einem Schaden im Hinterland führt. Das Deichversagen durch schnelle Wasserspiegelsenkung wird für diese Zuverlässigkeitsbetrachtungen als unkritisch erachtet, da der Deich vor dem nächsten Hochwasser instandgesetzt werden kann. Um ein Stabilitätsversagen durch schnelle Wasserspiegelsenkung zu unterbinden, wird im Finite-Elemente-Modell eine künstliche Schicht an der Geländeoberkante und der Böschung auf der Wasserseite eingeführt. Die Schicht besitzt eine große Scherfestigkeit mit einem Reibungswinkel von 45° und einer Kohäsion von 100 kN/m². Zusätzlich werden auftretende Zugspannungen zugelassen.

Die künstliche Deckschicht wird nur bis zur wasserseitigen Deichkrone geführt, um die Gleitflächenausbildung für den landseitigen Böschungsbruch nicht zu behindern. Der Deckschicht auf der wasserseitigen Böschung wird die gleiche Durchlässigkeit und die gleichen ungesättigten Parameter zugewiesen wie dem übrigen Deichkörper, sodass eine Deichdurchsickerung nicht behindert wird. Das für die Untersuchung verwendete Finite-Elemente-Modell ist in Abbildung 5.41 dargestellt.

5.4.1.3 Probabilistische Gleitkreisanalyse für stationäre Deichdurchsickerung

Für den Elbedeich mit der beschriebenen Geometrie und den angegebenen Bodenparametern wird eine probabilistische Gleitkreisanalyse mit dem Programm MProStab (Deltares, 2004) und PC-River durchgeführt. Als stochastische Eingangsparameter werden hier nur der Reibungswinkel und die Kohäsion des Deichkörpers sowie der Aueton- und Auelehmschicht berücksichtigt. Wie für die Finite-Elemente-Berechnung werden die statistischen Momente nach Varianzreduktion gemäß Tabelle 5.14 verwendet. Für den Auelehm wird der gleiche Variationskoeffizient für die Scherparameter verwendet wie für Deichkörper und Aueton. Der Einfluss der Variabilität der Durchlässigkeit bleibt unberücksichtigt. Die Berechnung des Zuverlässigkeitsindizes erfolgt für drei charakteristische Wasserstände. Da die Lage der kritischen Sickerlinie im instationären Fall unbekannt ist, wird eine stationäre Sickerlinie in Betracht gezogen. Der hierfür maßgebende Wasserstand ist derjenige, der für die weitere Berechnung im Blockmodell gemäß Tabelle 5.10 verwendet wird.

Neben der Unsicherheit der Scherparameter wird in der Berechnung auch eine Modellunsicherheit σ_ε = 0,01 und eine Unsicherheit in der Bestimmung des Wasserstands vor dem Deich $\sigma_{\Delta h}$ = 0,15 m berücksichtigt. Nach Berechnung des Zuverlässigkeitsindizes β und der Sensitivitätsfaktoren α_i für die drei charakteristischen Wasser-

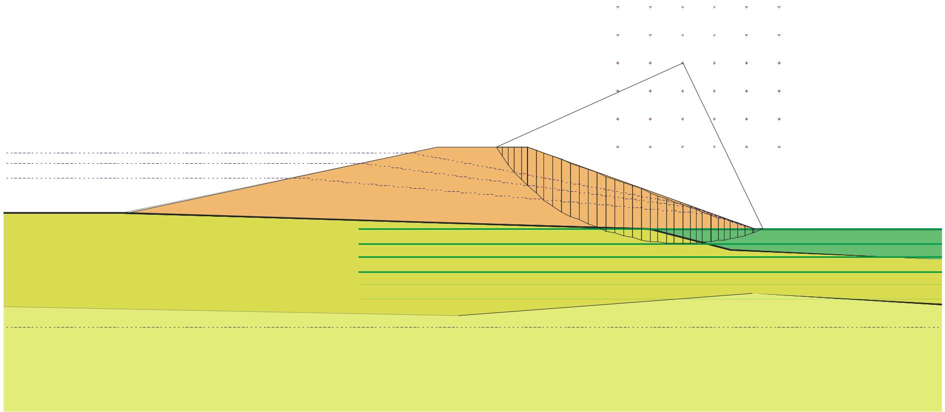


Abbildung 5.42: Probabilistische Gleitkreisanalyse für den Elbedeich mit MProStab (Deltares, 2004)

Tabelle 5.13: Ergebnisse der probabilistischen Gleitkreisanalyse für den Elbedeich mit MProStab (Deltares, 2004) und PC-River

$p(F)_a$	T_f	β	α_φ	α_c	α_q	α_ε	$\alpha_{\Delta h}$
$7{,}91 \cdot 10^{-3}$ 1/a	126 a	2,413	0,127	0,369	-0,914	0,033	-0,101

stände wird mit Hilfe des in Abbildung 3.5 dargestellten Iterationsschemas die jährliche Versagenswahrscheinlichkeit zu $p(F)_a = 7{,}91 \cdot 10^{-3}$ 1/a berechnet. Dies entspricht einer Wiederkehrperiode T von 126 Jahren. Die Ergebnisse der Analyse sind in Tabelle 5.13 zusammengefasst.

Der Abfluss liefert den größten Sensitivitätsfaktor α_q und damit den stärksten Einfluss auf die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit. Neben den Scherparametern besitzt auch die Modellunsicherheit einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss α_ε auf die Zuverlässigkeit. Einer Modellunsicherheit wird in der probabilistischen Finite-Elemente-Analyse durch den Fehler der Approximation der numerischen Berechnung durch die Antwortfunktion Rechnung getragen. Im Folgenden sollen neben der Ermittlung dieses Einflusses die Standsicherheitsreserven aufgrund einer zeitlich veränderlichen Deichdurchsickerung quantifiziert werden.

5.4.2. Homogener Deichkörper mit acht stochastischen geotechnischen Eingangsparametern

Im Folgenden sollen die Scherparameter des Deichkörpers sowie der Aueton- und Auelehmschicht im Untergrund unabhängig voneinander variiert werden. Weiterhin werden die Durchlässigkeiten in Deich und Untergrund unabhängig voneinander variiert, was die Variabilität der Lage der Sickerlinie erhöht. Für Aueton- und Auelehmschicht wird jedoch von der gleichen Durchlässigkeit ausgegangen. Für Deich und Untergrund werden die Geometrie und die Bodenparameter aus Abbildung 5.36 sowie den Tabellen 5.11 und 5.12 übernommen.

In der Zusammenstellung der statistischen Momente in Tabelle 5.14 liegen die Variationskoeffizienten für die Scherparameter in Bereichen, wie sie auch in Baker und Calle (2006) und Phoon und Kulhawy (1999) zu finden sind. Der Variationskoeffizient des Reibungswinkels φ′ bezieht sich auf den Tangens des Reibungswinkels. Der große Variationskoeffizient für die Durchlässigkeit von 100 % liegt in einer Größenordnung, wie er der geostatistischen Auswertung des Untergrunds für die Fallstudie Elbe zu entnehmen ist.

Die Antwortfunktion wird für acht stochastische Eingangsparameter aufgestellt. Die log-normalverteilten Eingangsparameter Kohäsion und Durchlässigkeit werden logarithmiert, um als Antwortfunktion eine Hyperebene im achtdimensionalen Raum zu erhalten. Diese weist ein zuverlässiges Konvergenzverhalten auf und führt zu einer Minimierung des Berechnungsaufwands:

$$\begin{aligned} Z = {} & b_0 + b_1 \cdot \varphi_1' + b_2 \cdot \ln c_1' + b_3 \cdot \ln k_1 + b_4 \cdot \varphi_2' \\ & + b_5 \cdot \ln c_2' + b_6 \cdot \ln k_2 + b_7 \cdot \varphi_3' + b_8 \cdot \ln c_3' + err - 1 \end{aligned} \tag{5.45}$$

Für die Berechnung des Hochwasserszenarios mit einer Wiederkehrperiode von 100 Jahren (HW100) werden zunächst zufällige Parameterkombinationen um den Mit-

Tabelle 5.14: Verteilungsfunktionen und gebietsabhängige statistische Momente der stochastischen Eingangsparameter

	Stochastischer Eingangsparameter	Verteilungsfunktion	Mittelwert μ	Standardabweichung σ	Variationskoeffizient v
Deichkörper	Reibungswinkel φ_1'	normal	17,5°	1,806°	10 %
	Kohäsion c_1'	log-normal	4,485 kN/m²	2,243 kN/m²	50 %
	Durchlässigkeit k_1	log-normal	$5{,}0 \cdot 10^{-8}$ m/s	$5{,}0 \cdot 10^{-8}$ m/s	100 %
Aueton	Reibungswinkel φ_2'	normal	17,5°	1,806°	10 %
	Kohäsion c_2'	log-normal	4,485 kN/m²	2,243 kN/m²	50 %
	Durchlässigkeit k_2	log-normal	$5{,}0 \cdot 10^{-8}$ m/s	$5{,}0 \cdot 10^{-8}$ m/s	100 %
Auelehm	Reibungswinkel φ_3'	normal	22,5°	2,372°	10 %
	Kohäsion c_3'	log-normal	1,794 kN/m²	0,897 kN/m²	50 %
	Durchlässigkeit k_2	wie Aueton	wie Aueton	wie Aueton	wie Aueton

telwert generiert. Für die beiden anderen Hochwasserszenarios HW50 und HW20 wird jeweils der Bemessungspunkt des vorhergehenden Szenarios als Startpunkt der neuen FORM-ARS-Iteration gewählt. Dieser ist sicherlich ein besserer Startpunkt als die Kombination der Mittelwerte und spart damit Rechenzeit. Im zweiten Iterationsschritt wird die Streubreite der Kohäsion für die Generierung neuer zufälliger Parameterkombinationen auf die halbe Standardabweichung herabgesetzt. In jedem weiteren Iterationsschritt beträgt die Streubreite nur noch ein Viertel der Standardabweichung. Für den Reibungswinkel und die Durchlässigkeit wird als Streubreite die volle Standardabweichung der Verteilungsfunktion verwendet.

Die unabhängige Veränderung der Bodenparameter führt zu einer Variabilität der Gleitfläche wie sie in Abschnitt 5.3.3.1 diskutiert wird. Durch die größere Anzahl an stochastischen Eingangsparametern sind mehr Berechnungsläufe je Iterationsschritt erforderlich. Jeweils 100 Berechnungen sind durchzuführen, um eine Konvergenz zu erhalten. Die Ergebnisse der Iterationsschritte sind in Tabelle 5.15 zusammengefasst.

Für jedes Hochwasserszenario sind drei oder vier Iterationsschritte erforderlich, bis Konvergenz bei der Bestimmung des Bemessungspunkts eintritt. Die Konvergenz in den letzten Iterationsschritten für das 100- und 20-jährliche Hochwasser wurde überprüft, indem die 300 Berechnungen in Gruppen zu jeweils 100 Berechnungen aufgeteilt wurden und dafür jeweils der Bemessungspunkt bestimmt wurde. Zwischen den betrachteten Hochwasserszenarios zeigt sich eine deutliche Zunahme des Zuverlässigkeitsindizes von 2,711 für ein 100-jährliches Hochwasser auf 3,087 für ein 20-jährliches Hochwasser. Für die Parameterkombination im Bemessungspunkt beträgt der zugehörige Standsicherheitsfaktor η nahezu eins.

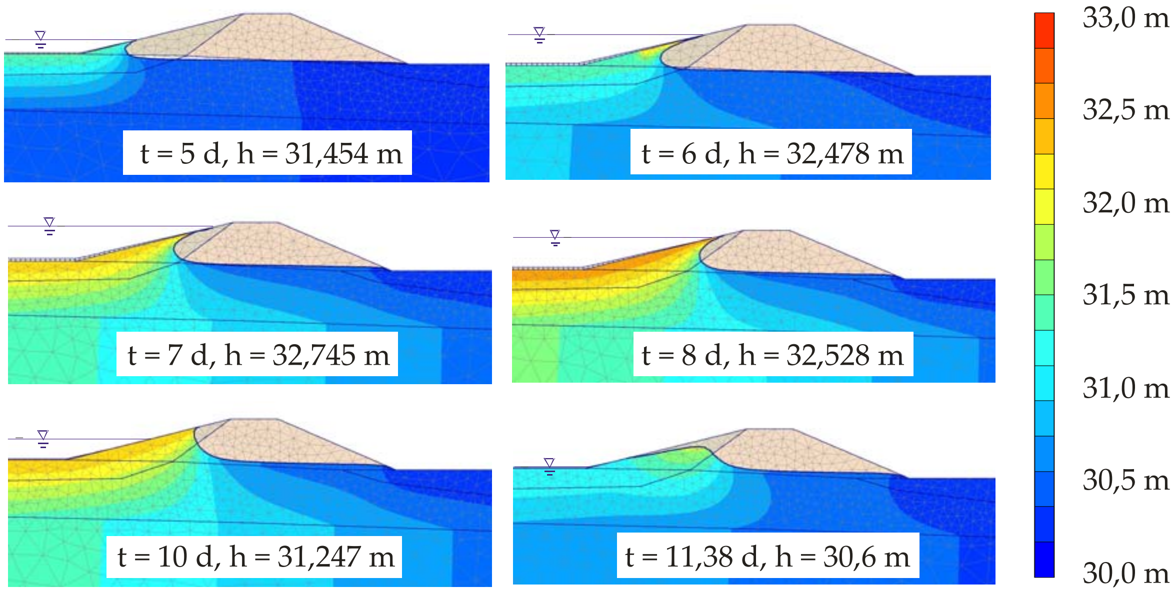


Abbildung 5.43: Sickerlinienentwicklung für variable Wasserstände h und berechnete hydraulische Höhen zu unterschiedlichen Zeitpunkten t für ein 100-jährliches Hochwasser am untersuchten Elbedeich

Tabelle 5.15: Ergebnisse der probabilistischen FE-Analyse des Elbedeichs mit acht stochastischen geotechnischen Eingangsparametern für drei Hochwasserszenarios HW100, HW50 und HW20 mit Angabe des jeweiligen Iterationsschritts

Iteration	n	β	Deichkörper			Aueton			Auelehm			η
			$\alpha_{\varphi1}$	α_{c1}	α_{k1}	$\alpha_{\varphi2}$	α_{c2}	α_{k2}	$\alpha_{\varphi3}$	α_{c3}	α_{ε}	
HW100 - 1	100	2,075	0,19	0,62	0,05	0,28	0,66	0,04	0,08	0,24	0,13	1,077
HW100 - 2	100	2,753	0,30	0,51	0,01	0,45	0,57	0,01	0,16	0,32	0,17	1,001
HW100 - 3	100	2,779	0,31	0,55	0,05	0,42	0,51	-0,03	0,14	0,38	0,11	1,006
HW100 - 4	300	2,711	0,25	0,45	0,02	0,51	0,62	0,01	0,12	0,26	0,04	-
HW50 - 1	100	2,878	0,27	0,48	-0,01	0,54	0,57	-0,00	0,13	0,25	0,08	0,998
HW50 - 2	100	2,841	0,21	0,45	-0,00	0,48	0,60	-0,01	0,11	0,39	0,07	1,005
HW50 - 3	100	2,844	0,28	0,48	-0,05	0,50	0,60	0,01	0,16	0,21	0,10	1,003
HW20 - 1	100	3,044	0,33	0,48	-0,04	0,55	0,54	0,05	0,13	0,22	0,16	1,000
HW20 - 2	300	3,087	0,29	0,50	0,00	0,48	0,61	-0,01	0,15	0,20	0,11	0,997

Mit abnehmendem maximalen Wasserspiegel bei abnehmender Hochwasserjährlichkeit wird der Zuverlässigkeitsindex größer. Dies ist zu erwarten, da die Belastung auf den Deich immer weiter abnimmt. Insgesamt unterscheiden sich die ermittelten Zuverlässigkeitsindizes nur geringfügig. Die Analyse der Sensitivitätsfaktoren zeigt, dass die effektive Kohäsion c′ unter den geotechnischen Unsicherheiten den größten Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit besitzt. Auch der Reibungswinkel φ′ trägt trotz des deutlich geringeren Variationskoeffizienten von 10 % gegenüber der Kohäsion von 50 % signifikant zur Versagenswahrscheinlichkeit bei. Die Durchlässigkeit k besitzt trotz ihrer großen Variabilität mit v_k = 100% nur eine untergeordnete Bedeutung, obwohl durch die Streuung der Werte in Deichkörper und Untergrund eine gesteigerte Variabilität der Lage der Sickerlinie erzielt wird. Der Einfluss des Approximationsfehlers ε ist zu Beginn der Iteration noch signifikant, schwächt sich aber mit zunehmender Anzahl von Rechenläufen weiter ab. Die Nähe zum Bemessungspunkt und die Abminderung der Streubreite der Parameterkombinationen führen zu einer Minimierung des Approximationsfehlers.

Die Analyse der Sensitivitätsfaktoren α_i gemäß den Gleichungen (5.42) für die einzelnen Schichten zeigt, dass die Scherparameter φ_2' und c_2' der Auetonschicht dominant sind. Die Scherparameter φ_1' und c_1' des Deichkörpers haben demgegenüber einen deutlich geringeren Einfluss, noch weiter wird der Einfluss für die Scherparameter φ_3' und c_3' des Auelehms reduziert.

Die Dominanz der Auetonschicht lässt sich erklären, wenn der Verlauf der kritischen Gleitfläche betrachtet wird. Alle drei Schichten besitzen die gleichen Variationskoeffizienten in den Scherparametern. Obwohl gerade in der Nähe des Bemessungspunkts eine sprunghafte Änderung der Gleitfläche auftreten kann, verläuft die kritische Gleitfläche im Bemessungspunkt durch alle drei Schichten, wie in Abbildung 5.44 dargestellt. Da die Gleitfläche zum größten Teil durch den Aueton verläuft, besitzen die zugehörigen Scherparameter den größten Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit. Je geringer die Länge der Gleitfläche in der jeweiligen Schicht, desto kleiner wird der Sensitivitätsfaktor.

Mit den Ergebnissen der drei Hochwasserszenarios lässt sich die Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches berechnen. Die Anwendung des Blockmodells nach Ferry-Borges und Castanheta (1971) auf den zeitlich veränderlichen Abfluss stellt einen konservativen Ansatz dar (vgl. Abbildung 5.20 – 5.22). Die tatsächlich vor dem Deich auftretende Hochwasserwelle, die in der Finite-Elemente-Analyse berücksichtigt wird, wird für die Bestimmung einer jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit durch einen kürzer wirkenden, konstanten Wasserstand ersetzt.

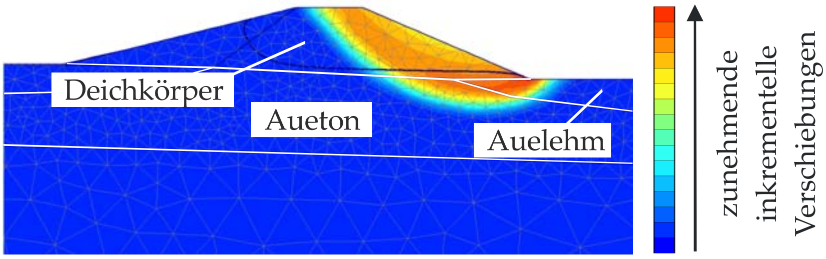


Abbildung 5.44: Inkrementelle Verschiebungen zur Analyse der kritischen Gleitfläche im Bereich des Bemessungspunkts zum Zeitpunkt 10 Tage (vgl. Abbildung 5.38) für ein 100-jährliches Hochwasser für acht stochastische geotechnische Eingangsparameter

Tabelle 5.16: Ergebnisse der probabilistischen Finite-Elemente-Analyse des Elbedeichs mit acht stochastischen geotechnischen Eingangsparametern

$p(F)_a$	T_f	β	$\alpha_{\varphi 1}$	α_{c1}	α_{k1}	$\alpha_{\varphi 2}$	α_{c2}	α_{k2}
$2{,}36 \cdot 10^{-4}$ 1/a	4240 a	3,496	0,2052	0,3517	-0,0204	0,3546	0,4346	-0,0006
	$\alpha_{\varphi 3}$	α_{c3}	α_q	α_ε	$\alpha_{\Delta h}$	$\alpha_{\varphi ges}$	α_{cges}	α_{kges}
	0,1114	0,1496	-0,6898	0,0766	-0,0524	0,4246	0,5787	-0,0204

Die jährliche Versagenswahrscheinlichkeit sowie die Sensitivitätsfaktoren nach Kombination der drei Hochwasserszenarios sind in Tabelle 5.16 dargestellt. Die Wiederkehrperiode des Versagens beträgt 4240 Jahre. Neben den Sensitivitätsfaktoren für die einzelnen Schichten sind in Tabelle 5.16 auch die Sensitivitätsfaktoren $\alpha_{\varphi ges}$, α_{cges} und α_{kges} für die drei Schichten zusammengefasst. Der Einfluss des Wasserstands kann in einen hydrologischen Anteil α_q aus der Unsicherheit des Abflusses und einen hydraulischen Anteil $\alpha_{\Delta h}$ aus der Unsicherheit des Wasserstands für einen konstanten Abfluss gemäß der Erläuterung in Abschnitt 3.3 aufgeteilt werden. Der Sensitivitätsfaktor α_q für den Abfluss ist gegenüber dem Sensitivitätsfaktor $\alpha_{\Delta h}$ deutlich größer und dominiert auch gegenüber den übrigen Eingangsparametern.

Insgesamt sind 1300 Finite-Elemente-Berechnungen erforderlich, um die Versagenswahrscheinlichkeit zu bestimmen. Mit einer zunehmenden Anzahl von unsicheren Eingangsparametern nimmt die Effizienz der Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit ab. Dieses Merkmal ergibt sich in gleicher Weise bei der Anwendung der First Order Reliability Methode, die mit wachsender Anzahl stochastischer Eingangsparameter immer unwirtschaftlicher wird (vgl. Plate, 1993). Im Vergleich zu einer Monte Carlo Simulation bleibt der Rechenaufwand jedoch gering. Mit der ermittelten Versagenswahrscheinlichkeit von $2{,}36 \cdot 10^{-4}$ 1/a wären gemäß Gleichung (2.23) etwa 1,6 Millionen Berechnungen erforderlich, um die verbleibende Unsicherheit der ermittelten Versagenswahrscheinlichkeit auf 5 % zu begrenzen.

Der ermittelte Bemessungspunkt lässt sich durch eine deterministische Finite-Elemente-Berechnung überprüfen, falls die Hochwasserwelle im Bemessungspunkt nicht die Deichkrone übersteigt. Die Werte für die zeitunabhängigen stochastischen Eingangsparameter im Bemessungspunkt (*) können wie üblich mit Gleichung (2.18) bestimmt werden. Für die Bestimmung der Form der Hochwasserwelle kann wie bei der Bestimmung des Zuverlässigkeitsniveaus in Abschnitt 4.2.4 die Jährlichkeit der Hochwasserwelle T im Bemessungspunkt aus dem Zuverlässigkeitsindex und dem Sensitivitätsfaktor α_q für den Abfluss ermittelt werden.

Die Jährlichkeit der Hochwasserwelle liegt bei 125 Jahren. Für diese Jährlichkeit lässt sich ein zugehöriges Hochwasserszenario generieren, dessen maximaler Wasserstand noch knapp unterhalb der Deichkrone liegt. Der jährliche Maximalabfluss im Bemessungspunkt und die zugehörige Überschreitungsdauer können zu 4551 m^3/s bzw. 2,13 Tagen bestimmt werden. Die zugehörige Hochwasserwelle mit den Koeffizienten $f_0 = 30000\ m^3$ und $\mu_{Int} = 2{,}05$ wird als neue Belastung in die Finite-Elemente-Analyse eingegeben.

Damit lässt sich der Standsicherheitsfaktor im Bemessungspunkt des Versagens überprüfen. Tabelle 5.17 gibt die zugehörige Parameterkombination an. Der Standsicherheitsfaktor liegt bei 1,015 und damit knapp über 1. Ursache hierfür ist der konservative Ansatz bei der Anwendung des Blockmodells auf den zeitlich veränderlichen Abfluss. Die tatsächlich in der Finite-Elemente-Berechnung auf den Deich wirkende Belastung ist größer als die Belastung, die für die Extrapolation der Versagenswahrscheinlichkeit von der Blockgröße auf ein Jahr berücksichtigt wird (vgl. Abschnitt 5.3.1.2). Die geringfügige Überschreitung der Standsicherheit von eins bestätigt die Anwendung des Blockmodells auf den zeitlich veränderlichen Abfluss.

Zur weiteren Überprüfung des Berechnungsergebnisses wird eine Vergleichsrechnung durch eine probabilistische Gleitkreisanalyse mit MProStab und PC-River durchgeführt. Für die nun bekannte Form der Sickerlinie zum Zeitpunkt, bei dem die Standsicherheit minimal wird, kann die zugehörige Porenwassserdruckverteilung im Gleitkreisprogramm für die drei Hochwasserszenarios eingegeben werden. Für die Unsicherheit der Scherparameter im Deichkörper, Aueton und Auelehm werden die gleichen statistischen Momente berücksichtigt wie für die Finite-Elemente-Berechnung. Der Einfluss der Durchlässigkeit, der sich in der Finite-Elemente-Analyse als wenig bedeutsam herausgestellt hat, kann in der probabilistischen Gleitkreisanalyse nicht berücksichtigt werden. Als Modellunsicherheit wird in der probabilistischen Gleitkreisanalyse eine Streubreite von $\sigma_\varepsilon = 0{,}01$ berücksichtigt. Aus den Ergebnissen der drei Hochwasserszenarios wird mit dem Iterationsschema der Abbildung 3.5 die jährliche Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt.

Tabelle 5.17: Deterministische Überprüfung des Standsicherheitsfaktors im Bemessungspunkt für den Elbedeich für acht stochastische Eingangsparameter

T	Q^*	$N(Q^*)$	f_0	$\mu_{\ln T}$	$\varphi_1'^*$	$c_1'^*$
125,4 a	4551 m³/s	2,13 d	30000 m³	2,05	16,20°	2,244 kPa
k_1^*	$\varphi_2'^*$	$c_2'^*$	k_2^*	$\varphi_3'^*$	$c_2'^*$	η
$3{,}75 \cdot 10^{-8}$ m/s	15,26°	1,956 kPa	$3{,}54 \cdot 10^{-8}$ m/s	21,58°	1,253 kPa	1,015

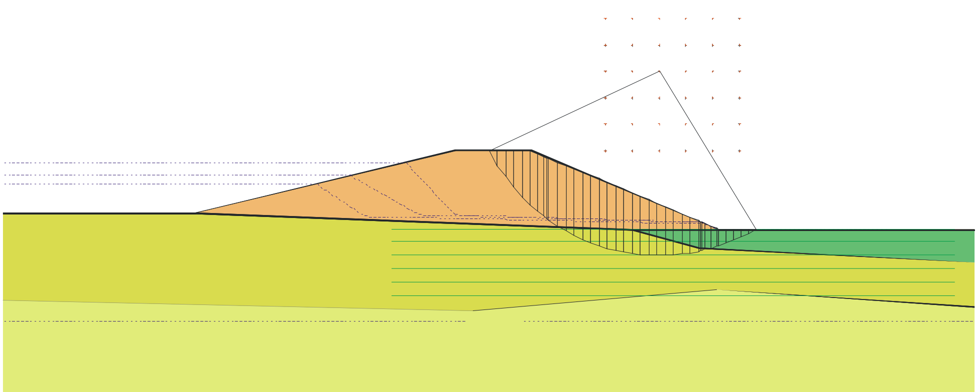


Abbildung 5.45: Probabilistische Gleitkreisanalyse für die kritische instationäre Sickerlinie für den Elbedeich für acht stochastische geotechnische Eingangsparameter mit MProStab (Deltares, 2004)

Tabelle 5.18: Ergebnisse der probabilistischen Gleitkreisanalyse mit MProStab (Deltares, 2004) und PC-River für den Elbedeich für acht stochastische geotechnische Eingangsparameter

	β	p(F)	α_φ	α_c	α_ε	α_q	$\alpha_{\Delta h}$
HW100	2,965	$1{,}51 \cdot 10^{-3}$	0,7856	0,6093	0,1076		
HW50	3,084	$1{,}02 \cdot 10^{-3}$	0,7770	0,6201	0,1087		
HW20	3,198	$6{,}92 \cdot 10^{-4}$	0,7688	0,6300	0,1097		
kombiniert	3,513	$2{,}22 \cdot 10^{-4}$ 1/a	0,636	0,709	0,108	-0,282	-0,034

Der in Abbildung 5.45 dargestellte kritische Gleitkreis zeigt eine sehr ähnliche Position und Abmessungen wie die in Abbildung 5.44 dargestellte kritische Gleitfläche der numerischen Standsicherheitsanalyse. Mit der probabilistischen Gleitkreisanalyse ergibt sich eine Wiederkehrperiode des Versagens von etwa 4500 Jahren. Die erhöhte Wiederkehrperiode ergibt sich aus den etwas größeren Zuverlässigkeitsindizes für die einzelnen Hochwasserszenarios. Nach Kombination der drei Hochwasserszenarios ist jedoch der Sensitivitätsfaktor α_q für die Hochwasserwelle deutlich dominanter als für die probabilistische Gleitkreisanalyse. Dagegen besitzen die geotechnischen Unsicherheiten einen größeren Einfluss bei der probabilistischen Finite-Elemente-Analyse. Der Einfluss der Modellunsicherheit α_ε liegt für beide Berechnungsverfahren in vergleichbarer Größenordnung.

Die probabilistische Gleitkreisanalyse liefert eine höhere Zuverlässigkeit als die Finite-Elemente-Analyse. Der Unterschied der bestimmten Zuverlässigkeitsindizes beträgt nur knapp 3 %, was sich jedoch auf die Versagenswahrscheinlichkeit viel deutlicher auswirkt. Insgesamt wird das Ergebnis eines deterministischen Vergleichs der beiden Verfahren bestätigt, dass die Gleitkreismethode eine etwas größere Sicherheit liefert (vgl. Anhang J; Zhu et al. 2003; Koelewijn and Van 2002). Für das Gleitkreisverfahren war es jedoch erforderlich, die kritische Lage der Sickerlinie durch die Finite-Elemente-Analyse zu ermitteln, um damit eine Zuverlässigkeitsbetrachtung durchzuführen. Die Finite-Elemente-Analyse bietet den Vorteil, dass hydraulische Berechnung und Standsicherheitsanalyse gekoppelt durchgeführt werden können.

5.4.3. 3-Zonen-Deich mit drei stochastischen geotechnischen Eingangsparametern und Korrelation der Scherparameter in Deichkörper und Untergrund

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit für einen 3-Zonen-Deich soll die Anwendbarkeit der probabilistischen Finite-Elemente-Analyse der Deichstabilität auch auf inhomogene Deiche zeigen. Die Ausbildung eines 3-Zonen-Deichs mit innenliegendem Dichtungskern und Dränagekörper auf der Landseite stellt den Stand der Technik im Deichbau dar (vgl. DIN 19712, 1997; DWA-Merkblatt M 507, 2007). Der gering durchlässige Dichtungskern aus bindigem Material führt zu einem Potenzialabbau im Deichkörper. Bei vorhandenem Dränagekörper aus Kies findet der Potenzialabbau im weniger durchlässigen Deichkörper statt. Beide Maßnahmen führen daher zu einer Absenkung der Sickerlinie im Deich und damit zu einer Stabilisierung.

Um die Vergleichbarkeit mit dem homogenen Deich zu gewährleisten, werden die Scherparameter des Deichkörpers und des Untergrunds übernommen. Auch der Dichtungskern und der Dränagekörper erhalten die gleichen Scherparameter wie der Deichkörper sowie die gleichen Parameter im ungesättigten Bereich. Um jedoch die Beeinflussung der Sickerlinie zu berücksichtigen, wird für den Deichkörper eine variable Durchlässigkeit mit einem Mittelwert und einer Standardabweichung von $5{,}0 \cdot 10^{-7}$ m/s angenommen. Dem Dichtungskern wird eine konstante Durchlässigkeit von 10^{-8} m/s zugewiesen. Für den Dränagekörper, der auf der Landseite in der halben Deichhöhe auf einer Breite von 2,50 m gegen den bestehenden Deich geschüttet wird, wird eine Durchlässigkeit von 10^{-5} m/s angesetzt. Durch die Absenkung der Sickerlinie ist gegenüber der Berechnung ohne Dichtungskern und Dränagekörper mit einer gesteigerten Zuverlässigkeit zu rechnen. Die Geometrie des 3-Zonen-Deichs ist in Abbildung 5.46 dargestellt, die verwendeten Bodenparameter sind in Tabelle 5.19 zusammengestellt.

Der betrachtete 3-Zonen-Deich wird durch die gleichen Hochwasserszenarios wie der homogene Deich belastet. Vor allem der vorhandene Dichtungskern sorgt für einen Potenzialabbau innerhalb des Deiches, sodass die Sickerlinie praktisch auf Höhe des landseitigen Böschungsfußes austritt. Die in Abbildung 5.47 dargestellten hydraulischen Höhen beziehen sich auf die Höhenlage des landseitigen Deichfußes bei 30,0 m.

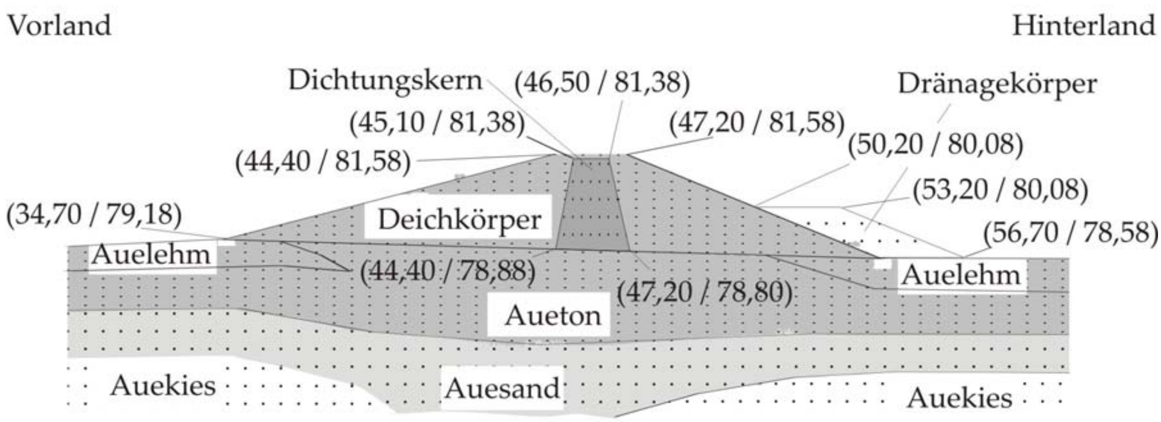


Abbildung 5.46: Geometrie des untersuchten 3-Zonen-Deichs mit drei stochastischen Eingangsparametern (vertikale Koordinaten in mNN-Höhen)

Tabelle 5.19: Bodenparameter des untersuchten 3-Zonen-Deichs

Schicht	Gesättigte Wichte γ_r	Feucht-wichte γ	Effektiver Reibungs-winkel φ'	Effektive Kohäsion c'	Isotrope Durchläs-sigkeit k
Deichkörper	18 kN/m³	17,5 kN/m³	μ_φ= 17,5° σ_φ= 1,806°	μ_φ=4,485 kPa σ_φ=2,243 kPa	$\mu_k=5 \cdot 10^{-7}$m/s $\sigma_k=5 \cdot 10^{-7}$m/s
Dichtungskern	18 kN/m³	17,5 kN/m³	Deichkörper	Deichkörper	$1 \cdot 10^{-8}$ m/s
Dränagekörper	18 kN/m³	17,5 kN/m³	Deichkörper	Deichkörper	$1 \cdot 10^{-5}$ m/s
Aueton	18 kN/m³	17,5 kN/m³	Deichkörper	Deichkörper	$5 \cdot 10^{-8}$ m/s
Auelehm	19,5 kN/m³	18,5 kN/m³	korreliert mit μ_φ= 22,5°	korreliert mit μ_c= 1,794 kPa	$5 \cdot 10^{-8}$ m/s
Auesand/ Auekies	20 kN/m³	19 kN/m³	32,5°	0,1 kN/m²	$10^{-5}/10^{-4}$ m/s

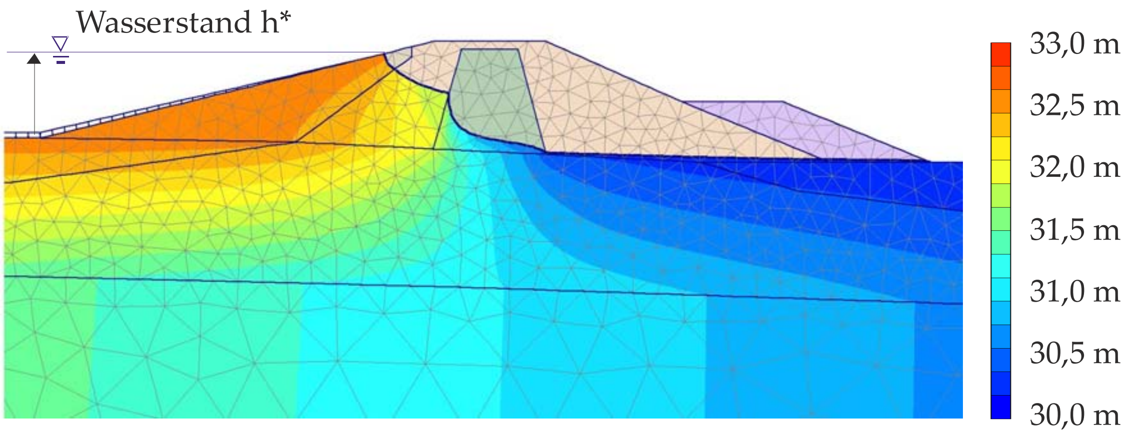


Abbildung 5.47: Sickerlinie und berechnete hydraulische Höhen zum Zeitpunkt 8 Tage (vgl. Abbildung 5.38) für ein 100-jährliches Hochwasser am 3-Zonen-Deich

Für die probabilistische Analyse des 3-Zonen-Deichs wird der Typ der Antwortfunktion gemäß Gleichung (5.38) für drei stochastische Eingangsparameter gewählt. Die FORM-ARS-Iteration führt zu einem Bemessungspunkt, der sich in der Nähe zweier möglicher Versagensbilder befindet, die in Abbildung 5.48 dargestellt sind. Für eine geringe Veränderung der stochastischen Eingangsparameter wechselt der kritische Gleitkreis von einem oberflächennahen Versagen sowohl in der landseitigen Deichschulter als auch im darunterliegenden Dränagekörper zu einem tiefliegenden Gleitkreis. Die hieraus entstehende mögliche Konvergenzproblematik bei der FORM-ARS-Iteration wurde in Abschnitt 5.3.3.1 diskutiert. Die sprunghafte Änderung der kritischen Gleitfläche kann zu einem Knick in der Versagenszustandsgleichung führen, die durch eine kontinuierliche Antwortfunktion nicht erfasst werden kann.

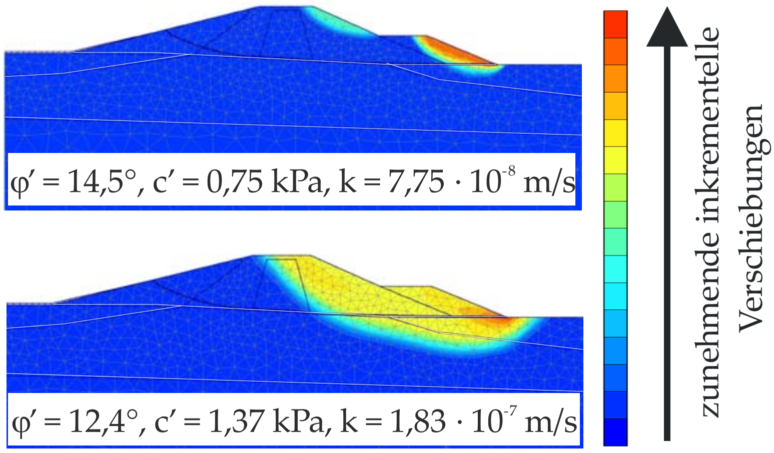


Abbildung 5.48: Sprunghafte Änderung der kritischen Gleitfläche im Bereich des Bemessungspunkts zum Zeitpunkt 10 Tage (vgl. Abbildung 5.38) für ein 20-jährliches Hochwasser am 3-Zonen-Deich

Im vorliegenden Fall wird jedoch trotzdem eine gute Konvergenz erzielt, was Tabelle 5.20 entnommen werden kann. Zusammen mit den Finite-Elemente-Berechnungen zur Überprüfung des Standsicherheitsfaktors im Bemessungspunkt sind etwa 400 Berechnungen für die drei Hochwasserszenarios erforderlich. Die Konvergenz der FORM-ARS-Iteration wird überprüft, indem für alle drei Hochwasserszenarios der zweite Iterationsschritt in drei unabhängige Gruppen mit jeweils 32 Berechnungen unterteilt wird, für die jeweils der Bemessungspunkt bestimmt wird. Die für die drei Hochwasserszenarios bestimmten Zuverlässigkeitsindizes unterscheiden sich nur geringfügig, was auf einen geringen Einfluss des Wasserstands deuten lässt. Aufgrund der Absenkung der Sickerlinie durch die Zonierung besitzt die Durchsickerung keinen großen Einfluss mehr auf die Standsicherheit. Demgegenüber werden die Unsicherheiten in den Scherparametern signifikant.

Der Reibungswinkel und die Kohäsion beeinflussen die Versagenswahrscheinlichkeit in gleicher Weise, da ihre Sensitivitätsfaktoren nahe beieinander liegen. Wie schon für den homogenen Deich besitzt die Durchlässigkeit einen geringen Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit. Der Approximationsfehler beeinflusst die Zuverlässigkeit im ersten Iterationsschritt für ein 100-jährliches Hochwasser, in dem zufällige Parameterkombinationen um den Mittelwert gebildet werden, noch erheblich. In weiteren Iterationen wird der Einfluss jedoch abgeschwächt. Die Überprüfung des Standsicherheitsfaktors im zweiten Iterationsschritt für ein 50-jährliches Hochwasser ist nicht möglich, da in der Berechnungsphase der Lastaufbringung für den Zeitpunkt 9 Tage (vgl. Abbildung 5.38) bereits der Grenzzustand erreicht wird.

Nach Ermittlung der Zuverlässigkeit für die drei Hochwasserszenarios lässt sich die jährliche Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung der hydraulischen Charakteristik am Deich berechnen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.21 zusammengestellt. Trotz der Korrelation der Scherparameter in Deichkörper und Untergrund liegt die Wiederkehrperiode des Versagens bei etwa 63000 Jahren. Gegenüber der

Tabelle 5.20: Ergebnisse der probabilistischen FE-Analyse des 3-Zonen-Deichs für die drei Hochwasserszenarios HW100, HW50 und HW20 mit Angabe des jeweiligen Iterationsschritts

Iteration	n	β	α_φ	α_c	α_k	α_ε	φ'^* [°]	c'^* [kPa]	k^* [10^{-7} m/s]	η
HW100 - 1	32	2,078	0,264	0,863	0,011	0,431	16,51	1,720	3,466	1,305
HW100 - 2	96	3,469	0,672	0,736	0,011	0,076	13,29	1,200	3,426	1,013
HW50 - 1	32	3,575	0,693	0,718	-0,013	0,064	13,02	1,194	3,679	1,006
HW50 - 2	96	3,603	0,709	0,704	-0,002	0,037	12,89	1,209	3,558	-
HW20 - 1	32	3,597	0,689	0,720	-0,026	0,080	13,02	1,181	3,821	1,015
HW20 - 2	96	3,645	0,706	0,706	-0,001	0,047	12,85	1,189	3,545	1,005

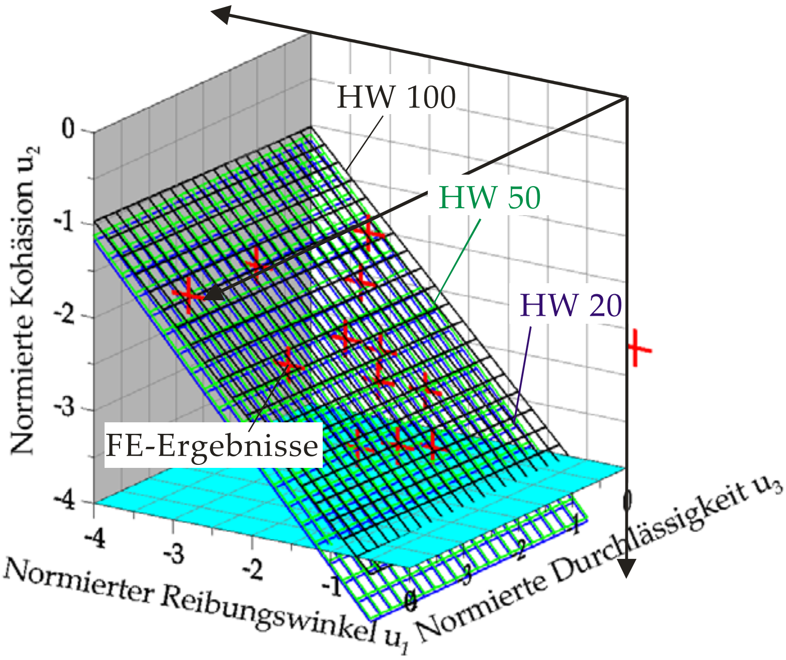


Abbildung 5.49: Antwortfunktionen für die drei Hochwasserszenarios am untersuchten 3-Zonen-Deich für drei stochastische Eingangsparameter

Situation ohne Dichtungskern und Dränagekörper erhöht sich die Zuverlässigkeit beträchtlich. Der Einfluss der Kohäsion auf die Versagenswahrscheinlichkeit liegt etwas höher als der Einfluss des Reibungswinkels. Der Einfluss der Hochwasserwelle bleibt jedoch weiterhin der dominierende Eingangsparameter, obwohl sich die Höhenlage der Sickerlinie für die drei Hochwasserszenarios scheinbar nur unwesentlich ändert.

Tabelle 5.21: Ergebnisse der probabilistischen Finite-Elemente-Analyse für den 3-Zonen-Deich für drei stochastische Eingangsparameter

$p(F)_a$	T_f	β	α_φ	α_c	α_k	α_q	α_ε	$\alpha_{\Delta h}$
$1{,}72 \cdot 10^{-5}$ 1/a	62900 a	4,160	0,630	0,523	0,019	-0,563	0,093	-0,062

Wie für den homogenen Deich kann auch für den 3-Zonen-Deich die Jährlichkeit der Hochwasserwelle im Bemessungspunkt bestimmt werden. Diese liegt bei 104 Jahren. Eine deterministische Überprüfung des Ergebnisses wie für die Studie mit acht stochastischen Eingangsparametern liefert einen Standsicherheitsfaktor von 1,015. Auch für den 3-Zonen-Deich wird damit eine geringfügige Unterschätzung der Standsicherheit durch die Anwendung des Blockmodells auf den zeitabhängigen Abfluss erzielt. Nicht in jedem Fall funktioniert jedoch diese deterministische Vergleichsrechnung. Liegt die Jährlichkeit der Hochwasserwelle im Bemessungspunkt so hoch, dass der Deich überströmt wird, kann eine Bestimmung der Standsicherheit nicht in gleicher Weise durchgeführt werden.

Die probabilistische Analyse des 3-Zonen-Deichs zeigt den erheblichen Zugewinn durch den Einbau von Dichtungskern und Dränagekörper gegenüber einem homogenen Deichkörper. Die Vorkehrungen erweisen sich als sehr wirkungsvoll für den Schutzgrad des Deiches, obwohl von einer gleichbleibenden Unsicherheit in den Scherparametern ausgegangen wird. Trotz der Inhomogenität im Deichkörper und der Variabilität der Gleitfläche konvergiert die FORM-ARS-Iteration. Mit 400 erforderlichen Berechnungen nimmt die Anzahl der Berechnungsläufe gegenüber der Untersuchung des homogenen Deiches mit acht stochastischen Eingangsparametern deutlich ab.

5.4.4. Vergleich der Ergebnisse der probabilistischen Analyse

In Tabelle 5.22 sind die Ergebnisse der probabilistischen Analyse der Standsicherheit des Beispieldeichs an der Elbe mit den unterschiedlichen Berechnungsverfahren zusammengefasst.

Die Standsicherheitsreserven einer instationären Sickerströmungsbetrachtung gegenüber stationären Verhältnissen lassen sich quantifizieren, indem die Gleitkreisanalyse mit stationärer Sickerlinie mit der Finite-Elemente-Analyse ohne Korrelation der Eingangsparameter verglichen wird. Die instationäre Betrachtung liefert hierbei eine Wiederkehrperiode des Versagens, die etwa um den Faktor 30 größer ist als die stationäre Sickerströmung. Da die kritische instationäre Sickerlinie nun bekannt ist, lässt sich zum Vergleich die Zuverlässigkeit mit dem Gleitkreisverfahren ermitteln, das gegenüber der Finite-Elemente-Analyse eine um etwa 6 % größere Wiederkehrperiode liefert. Die geringste Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich für die Analyse des 3-Zonen-Deichs trotz einer Korrelation der Scherparameter in Deichkörper und

Tabelle 5.22: Vergleich der Ergebnisse der probabilistischen Analyse der Deichstandsicherheit

	$p(F)_a$	T_f	β
Gleitkreisverfahren mit stationärer Sickerlinie am homogenen Deich mit unabhängigen Eingangsparametern	$7{,}91 \cdot 10^{-3}$ 1/a	126 a	2,413
Instationäre Finite-Elemente-Analyse am homogenen Deich mit unabhängigen Eingangsparametern	$2{,}36 \cdot 10^{-4}$ 1/a	4240 a	3,496
Gleitkreisverfahren mit instationärer Sickerlinie am homogenen Deich mit unabhängigen Eingangsparametern	$2{,}22 \cdot 10^{-4}$ 1/a	4500 a	3,513
Instationäre Finite-Elemente-Analyse des 3-Zonen-Deichs mit korrelierten Eingangsparametern	$1{,}59 \cdot 10^{-5}$ 1/a	62900 a	4,160

Untergrund. Dichtungskern und Dränagekörper führen zu einer starken Absenkung der Sickerlinie, sodass diese für die Standsicherheit nur noch eine untergeordnete Bedeutung besitzt.

1300 Finite-Elemente-Berechnungen sind für die Berechnung der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit für den homogenen Deich mit acht stochastischen Eingangsparametern erforderlich. Es kann festgestellt werden, dass der Rechenaufwand mit der Anzahl der stochastischen Eingangsparameter in Beziehung steht. Für die Analyse des zonierten Elbedeichs mit drei unsicheren Parametern beschränkt sich die Anzahl der erforderlichen Berechnungen auf 400 Studien, an homogenen Deichen zeigt sich sogar ein erforderlicher Berechnungsaufwand von etwa 240 Berechnungen (Möllmann et al., 2008).

Gegenüber einer Monte Carlo Simulation ist der Rechenaufwand mit der First Order Reliability Methode mit Adaptiver Response Surface um mehrere Zehnerpotenzen geringer. Die Methodik erlaubt darüber hinaus eine Analyse, welches die maßgebenden Parameter sind, die die Versagenswahrscheinlichkeit beeinflussen. In den Untersuchungen erweist sich beispielsweise die Durchlässigkeit als untergeordnet. Eine Auswahl der sensitiven Parameter ist möglich, um den Berechnungsaufwand bei der probabilistischen Finite-Elemente-Analyse einzudämmen. Die Kopplung von hydraulischer instationärer Sickerlinienberechnung und der Bestimmung des Standsicherheitsfaktors mit der Finite-Elemente-Methode macht die probabilistische Analyse mit Hilfe der FORM-ARS zu einem effizienten Werkzeug für die Abschätzung der Gefährdung einer Deichstabilität.

Kapitel 6

Zusammenfassung und Ausblick

Es ist das Ziel, im Rahmen dieser Arbeit einen Beitrag dafür zu liefern, welche Vorzüge eine Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Hochwasserschutzdeichs bietet. Gegenüber der klassischen Bemessung wird ein auf das Bauwerk zugeschnittener Schutzgrad erzielt, der sich von der Wahl konservativer Schätzungen für die eingehenden Parameter löst. Risikoanalysen, wie sie bereits seit einiger Zeit im Hochwasserschutz eingesetzt werden, berücksichtigen dabei aber nur die Unsicherheit des Wasserstands. Die hier vorgestellte Methodik geht jedoch in gleicher Weise auf geotechnische Unsicherheiten und weitere Unsicherheiten auf der Belastungsseite ein und liefert daher eine genauere Bestimmung der Zuverlässigkeit des Deiches.

6.1 Analytische Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit

Die Berücksichtigung zeitlich veränderlicher Einwirkungen wie den Wasserstand und winderzeugte Wellen macht die Bestimmung einer jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit nicht trivial. Wasserstände lassen sich mit dem Abfluss verknüpfen, für dessen jährlichen Maximalwert eine Beziehung zur Wiederkehrperiode aufgestellt werden kann. Mit Hilfe des Blockmodells lässt sich dann eine Versagenswahrscheinlichkeit für eine Überschreitungsdauer auf ein Jahr extrapolieren. Die Zusammenhänge werden in dem Ablaufschema in Abbildung 3.5 zur Bestimmung der jährlichen Versagenswahrscheinlichkeit für Flussdeiche visualisiert.

Das bestehende Modell zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Seedeichen und Deichen in den Deltabereichen von Flüssen ist nun auch auf Deichuntersuchungen an Flüssen in den Tiefländern und Mittelgebirgen anwendbar. Das erweiterte Modell berücksichtigt einen veränderten Bezugszeitraum, in dem Windereignisse als unabhängig betrachtet werden können, und ein Auftreten des Hochwassers im Sommerhalbjahr. Den Ansprüchen an eine flexible Anpassung an die lokal unterschiedlichen Abflusscharakteristiken der Flussläufe wird Genüge getan.

Als geeignetes Verfahren zur Bestimmung der Unsicherheiten der geotechnischen Widerstandsparameter wird das Point Kriging Verfahren empfohlen. Im Gegensatz zu der Annahme unabhängiger Bodenaufschlüsse werden räumliche Abhängigkeiten der Parameter berücksichtigt, die deren Streubreite reduzieren. Im Gegensatz zu bisherigen probabilistischen Untersuchungen kann damit der Einfluss der statistischen

Unsicherheit berücksichtigt werden, da die räumliche Auflösung der Deich- und Untergrunderkundung in die ermittelte Versagenswahrscheinlichkeit einfließt. Ein feineres Raster der Untergrunderkundung kann sich damit direkt bei der Entscheidungsfindung bezüglich der Erforderlichkeit von Sanierungsmaßnahmen bezahlt machen.

Das probabilistische Konzept und die Erweiterungen des Modells werden anhand der Fallstudien an der sächsischen Elbe und der Unteren Iller validiert. Für die Fallstudie an der Elbe kann eine vergleichbare Tendenz der Berechnungsergebnisse mit einer Deichbruchstatistik des Hochwassers 2002 festgestellt werden, bei der die relative Auftretenshäufigkeit der maßgebenden Versagensmechanismen abgeschätzt wurde. Der Nutzen einer Zuverlässigkeitsanalyse besteht weniger in der absoluten Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit als in einer vergleichenden Beurteilung der Zuverlässigkeit von Deichabschnitten und Versagensmechanismen. Die Unsicherheit der hydraulischen und geotechnischen Eingangsdaten reicht in der Regel nicht aus, um den Absolutwerten der Versagenswahrscheinlichkeit voll zu vertrauen. Vielmehr lassen sich Hochwasserschutzmaßnahmen durch den Vergleich priorisieren und die zweckmäßigsten Sanierungsalternativen identifizieren.

Für die Untere Iller wird ein Vergleich der Zuverlässigkeit der Deiche vor und nach einer Sanierung vorgestellt. Die probabilistische Untersuchung erlaubt weiterhin eine Quantifizierung des Einflusses einer Klimaänderung auf die Versagenswahrscheinlichkeit. Bereitgestellte Klimaänderungsfaktoren können einfach in der flexiblen Beziehung zwischen jährlichem Maximalabfluss und Wiederkehrperiode eingebaut werden. Für die Fallstudie Untere Iller zeigen sich erhebliche Einbußen bei der Prognose der Hochwassersicherheit in den kommenden 50 Jahren gegenüber dem Ist-Zustand.

Zur Überprüfung der Plausibilität der ermittelten Versagenswahrscheinlichkeit und zur praktischen Beurteilung des Schutzgrads des Deiches wurden in Anlehnung an den geläufigen Freibord ein Zuverlässigkeitsniveau und ein Zuverlässigkeitsbord definiert. Diese erlauben eine Abschätzung des Einflusses der geotechnischen Unsicherheiten, die in ein Versagen durch Erosionsgrundbruch oder Böschungsinstabilität einfließen, gegenüber einem von hydraulischen Unsicherheiten dominierten Überströmen des Deiches.

6.2 Finite-Elemente-Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit durch landseitigen Böschungsbruch

Eine Finite-Elemente-Analyse der Deichstabilität bietet gegenüber der Standsicherheitsberechnung mit einem Lamellen-Gleitkreisverfahren den Vorteil, dass sich eine instationäre Deichdurchsickerung berücksichtigen lässt, die Standsicherheitsreserven gegenüber einer stationären Sickerlinie aufdecken kann. Weiterhin kann der Einfluss eines inhomogenen Deichaufbaus einerseits auf die Lage der Sickerlinie und andererseits auf die Ausbildung der Gleitfläche erfasst werden. Die Finite-Elemente-Analyse mit Plaxis 8.6 ermöglicht eine partielle Kopplung der hydraulischen und geotechnischen Berechnung, die den Aufwand der Bestimmung der Standsicherheit für eine Kombination von Eingangsparametern reduziert. Durch die Möglichkeit, viele unterschiedliche Parameterkombinationen am Stück per Knopfdruck zu berechnen, wird der Rechenaufwand für eine probabilistische Untersuchung handhabbar.

Die für analytische Versagenszustandsgleichungen vorgestellten Beziehungen zwischen Abfluss, Überschreitungsdauer und Wasserstand liefern das notwendige Handwerkszeug, um eine für den Deich charakteristische zeitliche Entwicklung der Hochwasserwelle für unterschiedliche Wiederkehrperioden zu generieren. Damit kann eine realistische Berechnung der instationären Deichdurchsickerung erfolgen. Eine damit verknüpfte Berechnung der Standsicherheit des Deiches erfordert die Überprüfung zu unterschiedlichen Zeitpunkten. Je nach Deichmaterial und Form der Hochwasserwelle ergibt sich eine mehr oder weniger lange Verzögerung zwischen dem Erreichen des Hochwasserscheitels und der minimalen Standsicherheit des Deiches.

Die FORM-ARS ist ein effizientes Verfahren zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches. Im Vergleich zu einer Monte Carlo Simulation führt dieses probabilistische Rechenverfahren zu einer beträchtlichen Abminderung der Anzahl der erforderlichen Finite-Elemente-Berechnungen. Die FORM-ARS stößt jedoch an ihre Grenzen, wenn hochgradig nichtlineare Versagenszustände auftreten, die sich beispielweise in einer nicht vorhandenen Differenzierbarkeit äußern können. Je inhomogener die Deich- und Untergrundstruktur, desto mehr steigt die Gefährdung einer nicht konvergierenden Iteration und eines erhöhten Rechenaufwands aufgrund von sprunghaften Änderungen der Gleitfläche in der Nähe des Bemessungspunkts.

Verschiedene Möglichkeiten bestehen, um den Rechenaufwand auf ein Minimum zu beschränken. Eine lineare Antwortfunktion zeigt sich gegenüber einer Antwortfunktion höherer Ordnung als überlegen, da sie weniger sensitiv auf numerische Fehler reagiert. Eine weitere Verbesserung demgegenüber stellt eine Antwortfunktion dar, die log-normalverteilte Eingangsparameter logarithmiert, da der Bemessungspunkt mit Beziehungen aus der analytischen Geometrie bestimmt werden kann.

Die jährliche Versagenswahrscheinlichkeit aus drei Hochwasserszenarios mit unterschiedlichen Wiederkehrperioden wird für einen homogenen Elbedeich mit acht stochastischen Eingangsparametern und für einen 3-Zonen-Deich berechnet. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung mit einer probabilistischen Gleitkreisanalyse mit aus der Finite-Elemente-Berechnung übernommener Lage der kritischen instationären Sickerlinie. Die Anwendung des Blockmodells auf den zeitlich veränderlichen Abfluss führt zu einer konservativen Aussage der Versagenswahrscheinlichkeit. Für den untersuchten Beispieldeich an der Elbe erweist sich dieser Fehler jedoch als gering.

6.3 Ausblick

Häufige Kritikpunkte bei der Durchführung probabilistischer Untersuchungen sind die unzureichende Kenntnis der Bodenvariabilität und die willkürliche Wahl der Verteilungsfunktion. Tatsächlich existieren in der Literatur nur wenige Untersuchungen, die auch den Einfluss der räumlichen Variabilität berücksichtigen, sodass flächenunabhängige, auf einen Punkt bezogene Streubreiten angegeben und mit denen getroffene Annahmen belegt werden könnten. Ein Nachholbedarf besteht.

Hinsichtlich des erweiterten Modells zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit mit analytischen Versagenszustandsgleichungen besteht Entwicklungspotenzial hinsichtlich der Benutzerfreundlichkeit. Die Erstellung der notwendigen Datenbasis gestaltet sich aufwendig, da sehr viele stochastische Eingangsparameter mit Mittelwerten und Standardabweichungen belegt werden müssen, was das übliche Maß einer Deich- und Untergrunderkundung übersteigt. Eine Tarnung dieser Parameter wird für eine Programmversion für den normalen Nutzer als zweckmäßig erachtet. Desweiteren ist die Eingabe der hydraulischen Eingangsparameter in die grafische Benutzeroberfläche einzubinden, die bis dato getrennt von den geotechnischen Eingangsparametern in ASCii-Dateien bereit zu stellen sind.

Das Konzept zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Flussdeichen kann prinzipiell auch auf Staudämme und Hochwasserrückhaltedämme angewendet werden, die dem Einfluss einer Durchsickerung ausgesetzt sind (vgl. Anhalt und Meon, 2008). Die hydraulischen Beziehungen zwischen Wasserstand und Wiederkehrperiode sind dann jedoch zu modifizieren, um den Beanspruchungen der Dämme für eine Wasserkraftnutzung oder eine Hochwasserrückhaltung gerecht zu werden. Beispielsweise entfällt eine Kopplung von Wasserständen und Wiederkehrperioden über den Abfluss.

Für die Bestimmung des Einflusses der zeitlich veränderlichen Deichdurchsickerung auf die Deichstabilität ist die Berücksichtigung ungesättigter Zustände von zentraler Bedeutung. Die Anfangsfeuchte bestimmt, wie schnell sich eine stationäre Sickerlinie im Deich ausbilden wird. In den vorliegenden Untersuchungen wurden dabei häufig verwendete Beziehungen angenommen. Desweiteren wurde eine Erhöhung der effektiven Spannungen aufgrund von oberhalb der Sickerlinie auftretenden Saugspannungen nicht berücksichtigt. Eine weiterführende Studie zum ungesättigten Verhalten wäre wünschenswert.

In den Finite-Elemente-Analysen zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit wurde zwar eine auf die Abmessungen der Gleitfläche bezogene Standardabweichung angenommen, eine räumliche Variabilität der Untergrundparameter wurde jedoch in den Untersuchungen nicht berücksichtigt. Die Abhängigkeit der Ausbildung der Gleitfläche von lokal unterschiedlichen Scherfestigkeiten, Steifigkeiten und von geohydraulischen Parametern stellt eine Entwicklungsmöglichkeit dar.

Der Einbau der FORM-ARS-Iteration in einen Algorithmus ließe eine weitere Reduzierung des Berechnungsaufwands für die probabilistische Finite-Elemente-Analyse zu. Prinzipiell lässt sich die Koeffizientenbestimmung der Antwortfunktion, die Bestimmung des zugehörigen Bemessungspunkts sowie das Erzeugen neuer zufälliger Parameterkombinationen automatisieren. Problematisch ist dabei das Auftreten einer nicht differenzierbaren Versagenszustandsgleichung, die das Konvergenzverhalten behindert. Eine Möglichkeit der Identifikation des Bemessungspunkts auch bei unregelmäßigen Versagenszuständen stellen Methoden wie Support Vector Machines (Most, 2008) dar.

Kapitel 7

Literatur

Abed, A.: *Numerical Modeling of Expansive Soil Behaviour*. Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 56, 2008.

Agenzia Interregionale per il fiume Po (AIPO) und die Universitäten Brescia, Parma, Rom (La Sapienza) und Neapel: *Convenzione per lo studio delle condizioni di stabilità degli argini fluviali e per la definizione di una metodologica progettuale*. Abschlussbericht, 2004.

Allsop, W., Kortenhaus, A., Morris, M.: *Failure Mechanisms for Flood Defence Structures*. – FLOODsite Project Report No. T04-06-01, February 2007.

Ang, A.H.-S., Tang, W. H.: *Probability Concepts in Engineering*. 2nd Edition, John Wiley & Sons, Hoboken, 2007.

Anhalt, M., Meon, G.: Risk-based procedure for design and verification of dam safety. *Proceedings of the 4th International Symposium on Flood Defence*, Toronto, 154-1 – 154-8, 2008.

Arnold, O., Schlauß, M.: Verbreiterung der Iller durch forcierte morphologische Entwicklung – Naturversuch zur Verbreiterung der Flusssohle. *Wasserwirtschaft 3*, 20-24, 2008.

Bachmann, D., Huber, N.P. Köngeter, J.: Multikriterielle Entscheidungsunterstützung zur Erstellung von Hochwasserrisikomanagementplänen. *Fünf Jahre nach der Flut, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 35*, 85-94, 2007.

Baecher, G.B., Christian, J.T.: *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons, Chichester, 2003.

Baker, J., Calle, E.: *Joint Committee on Structural Safety (JCSS) Probabilistic Model Code, Section 3.7: Soil Properties*. Updated Version, August 2006.

Bettendorf Consult Ingenieurbüro mbH: *Lagepläne, Längsschnitte und Querprofile der Sanierung der Hochwasserdeiche an der Iller*. Kempten, Stand: August 2003, unveröffentlicht.

Bishop, A.W.: The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes. *Géotechnique 5*, 7-17, 1955.

Björnsen Beratende Ingenieure (BCE) GmbH: *Erläuterungsbericht der Machbarkeitsstudie an der Iller mit Lageplänen, geologischen Längsschnitten, Bodenprofilen, Ergebnissen* *der Laborversuche und Standsicherheitsnachweisen*. Augsburg, Stand: Februar 2006, unveröffentlicht.

Brinkgreve, R.B.J., Broere, W., Waterman, D.: *Plaxis – 2D Version 8, Reference Manual*. Delft, Plaxis BV, 2004.

Brinkgreve, R.B.J., Al-Khoury, R., van Esch, J.M.: *PlaxFlow – Version 1.4 Reference Manual*. Delft, Plaxis BV, 2006.

Bucher, C., Hintze, D., Roos, D.: Advanced Analysis of structural reliability using commercial FE-codes. *Proceedings of the European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering (ECCOMAS)*, Barcelona, 11-14 September 2000.

Bucher, C.: Stochastic Analysis in Structural Optimization. *Tagungsband der Weimarer Optimierungs- und Stochastiktage 2.0*, Weimar, 1-2 Dezember 2005.

Buijs, F.A., van Gelder, H.A.J.M., Hall, J.W.: Application of reliability-based flood defence design in the UK. *Heron 49 (1)*, Delft University Press, Delft, 33-50, 2004.

Bundesanstalt für Wasserbau: *Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen*, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 87, Karlsruhe, Mai 2004.

Bundesanstalt für Wasserbau: *Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)*. Karlsruhe, August 2005.

Busch, K.F., Luckner, L.: *Geohydraulik für Studium und Praxis*. 2. Auflage, Ferdinand Enke, Stuttgart, 1974.

Courage, W.M.G., Steenbergen, H.M.G.M.: *Probox: variables and expressions, Installation and getting started*. TNO-rapport 2005-CI-R0056, April 2005.

Davidenkoff, R.: *Deiche und Erddämme*. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1964.

Deltares: *MStab User Manual*, Release 9.8. Delft, Deltares, 2004.

Deutscher Wetterdienst (DWD): *Stündlich zur Verfügung gestellte Daten zu Windrichtungen und Windgeschwindigkeiten für die Windstation Laupheim, Baden-Württemberg*, vom 01.01.1970 – 31.03.2006, 2006a.

Deutscher Wetterdienst (DWD): *Stündlich zur Verfügung gestellte Daten zu Windrichtungen und Windgeschwindigkeiten für die Windstation Oschatz, Sachsen,* vom 01.01.1983 – 30.04.2006, 2006b.

DIN 1055-100: *Einwirkungen auf Tragwerke – Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln*. Deutsches Institut für Normung e.V.. Beuth-Verlag, 2001.

DIN 4084: *Baugrund – Gelände- und Böschungsbruchberechnungen*. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag, 1981.

DIN 4084: *Baugrund – Geländebruchberechnungen*. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag, 2009.

DIN 19712: *Flussdeiche*. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag, 1997.

Dresden Dorsch Consult Ingenieurgesellschaft: *Schwachstellenanalyse Hochwasserschutzdeiche der Elbe - linksseitiger Deich Burckhardshof-Treblitzsch*, Erläuterungsbericht Auftraggeber: LTV Sachsen, Datum laut Erfassungsliste: 28.06.2007a, unveröffentlicht.

Dresden Dorsch Consult Ingenieurgesellschaft: *Schwachstellenanalyse Hochwasserschutzdeiche der Elbe – linksseitiger Deich Torgau Glacis-Polbitz II km 4+340 bis 11+900*, Erläuterungsbericht Auftraggeber: LTV Sachsen, Datum laut Erfassungsliste: 06.11.2007b, unveröffentlicht.

DVWK-Merkblatt 251: *Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen*. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), 1999.

DWA-Merkblatt M 507, *Deiche an Fließgewässern*, Entwurf, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), Februar 2007.

DWA-Themen HW 4.1: *Erschließung und Einbeziehung historischer Informationen für die Ermittlung extremer Hochwasserabflüsse*. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), Hennef, Mai 2008.

Fenton, G.A.: *Common Random Field Models*, Kursunterlagen "Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering", Udine, 10-14 Juli 2006.

Ferry-Borges, J., Castanheta, M.: *Structural Safety*. National Laboratory of Civil Engineering, Lissabon, 1971.

Fischer, M.: *Hydraulic input data preparation for PC-Ring*, Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart, interner Institutsbericht, 2007, unveröffentlicht.

Griffiths, D.V.: *Finite Elements in Geotechnical Engineering*, Kursunterlagen "Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering", Udine, 10-14 Juli 2006.

Hochwassernachrichtendienst Bayern (HND): *http://www.hnd.bayern.de*, Stand: 23.03.2009.

Hoek, E., Bray, J.W.: *Rock slope engineering*. 2nd edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1977.

Hohenbichler, M., Rackwitz, R.: First-Order Concepts in System Reliability, *Structural Safety 1*, 177-188, 1983.

Horlacher, H.-B.: *Analyse der Deichbrüche an Elbe und Mulde während des Hochwassers im Bereich Sachsen*, Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, im Auftrag der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, 2005.

Huang, M., Jia, C.-Q.: Strength reduction FEM in stability analysis of soil slopes subjected to transient unsaturated seepage. *Computers and Geotechnics 36*, 93-101, 2009.

Huyakorn, P.S., Pinder, G. F.: *Computational Methods in Subsurface Flow*. Academic Press, Orlando, 1983.

ICP Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH: *Erläuterungsbericht der geotechnischen Untersuchungen der Sanierung der Hochwasserdeiche an der Iller*. Altusried, Stand: Mai 2003, unveröffentlicht.

IKSE Internationale Kommission zum Schutz der Elbe: *Hydrologische Auswertung des Frühjahrshochwassers 2006 im Einzugsgebiet der Elbe*. Magdeburg, 2007.

Jin, Y.: *Probabilistische FE-Analyse der Deichstandsicherheit*. Diplomarbeit 190, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, 2007.

Kanning, W.: *Safety format and calculation methodology slope stability of dikes - A probabilistic analysis on geotechnics to determine partial safety factors* -. Master-Thesis, Section Hydraulic and Geotechnical Engineering, TU Delft, 2005.

Kobus, H.: *Arbeitsunterlagen zur Vorlesung Technische Hydromechanik*, Teil 2, Universität Stuttgart, 6.22-6.29, 1997.

Koelewijn, A.R. Van, M.A.: Stability analysis for embankments prone to uplift induced failure. *Proceedings of the 8th Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VIII)*, Rome, 561-564, 2002.

Kortenhaus, A., Oumeraci, H.: *Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche (ProDeich)*, Technische Universität Braunschweig, Leichtweiss-Institut für Wasserbau, Bericht Nr. 877, September 2002.

Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz (LUBW) Baden-Württemberg und Bayerisches Landesamt für Umwelt (LfU): *KLIWA – Klimaveränderung und Wasserwirtschaft, Auswirkungen auf die Wasserwirtschaft in Süddeutschland*, Stand: August 2006.

Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg (LUBW): *Hochwasser-Vorhersage-Zentrale*, http://www.hvz.lubw.baden-wuerttemberg.de, Stand: 23.03.2009.

Lassing, B.L., Jonkman, S.N., van der Most, H., Calle, E.O.F.: *Schematisation and data collection of dikes and dunes*, report RHI-2002-098, FLORIS – Flood Risk and Safety in the Netherlands, September 2002.

Lungu, D., Rackwitz, R.: *Joint Committee on Structural Safety (JCSS) Probabilistic Model Code, Part 2: Loads*, Updated Version, February 2001.

Merkel, U.: Unsicherheitsanalyse hydraulischer Einwirkungen auf Hochwasserschutzdeiche und Verbesserung der Einsatzmöglichkeiten durch adaptive Strömungsmodellierung. Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Universität Stuttgart, 2009. Veröffentlichung im Herbst 2009 geplant.

Merz, B.: *Hochwasserrisiken*. E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart, 2006.

Möllmann, A., Vermeer, P.A., Westrich, B.: Reliability Analysis of River Embankments - using analytical methods and finite elements -. *Proceedings of the 4th International Symposium on Flood Defence*, Toronto, 7-1 - 7-8, 2008.

Möllmann, A., Huber, M., Vermeer, P.A.: Risikobasierte Bemessung von Flussdeichen. *3. Symposium Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen*, Siegen, 12-13 März 2009a.

Möllmann, A., Leoni, M., Valentino, R., Montrasio, L.: Hydraulic and mechanical back-analysis of a test embankment using Finite Elements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009b, zur Veröffentlichung eingereicht.

Most, Th.: An adaptive response surface approach for reliability analyses of discontinuous limit state functions. *Proceedings of the 6th International Probabilistic Workshop*, Darmstadt, 26-27 November 2008, 381-395, 2008.

Mrabet, Z., El Ouni, M.R., Kheder, K.: Probabilistic modelling and reliability analysis of earth structures in geotechnical engineering. *Proceedings of the First Euromediterranean Symposium on Advances in Geomaterials and Structures*, Hammamet, 3-5 Mai 2006, 693-700, 2006.

Nestorova, A.L.: *A Probabilistic analysis of a dike stability*. Masterarbeit 181, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, 2007.

Ng, C.W.W., Shi, Q.: A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage. *Computers and Geotechnics 22 (1)*, 1-28, 1998.

O'Sullivan C., Creed M.: Back analysis of a stage-constructed embankment on very soft estuarine silt. *Proceedings of the International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice*, Noordwijkerhout, 305-310, 2003.

Phoon, K.-K., Kulhawy, F.H.: Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal 36*, 625-639, 1999.

Plate, E.J.: *Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure*. Ernst & Sohn, Berlin, 1993.

Plate, E.J.: *Risk Analysis for Water Resources Modelling*. Vorlesungsunterlagen am Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart, Stand: Oktober 2004.

Pohl, R.: Historische Hochwasserdaten in der wasserbaulichen Bemessung. *Fünf Jahre nach der Flut, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 35*, 391-402, 2007.

Pula, W.: *Applications of the Response Surface Method*. Kursunterlagen "Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering", Udine, 10-14 Juli 2006.

Rieß, R.: Grundwasserströmung – Grundwasserhaltung. *In*: *U. Smoltczyk, ed., Grundbautaschenbuch, Teil 2*, 6. Aufl., Ernst & Sohn, Berlin, 438, 2001.

Richtlinie 2007/60/EG des europäischen Parlaments und des Rates über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken, Amtsblatt der Europäischen Union L 288/27, 6 November 2007.

Russelli, C..: *Probabilistic Methods applied to the Bearing Capacity Problem*. Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 58, 2008.

Sandhu, R.S., Rai, I.,S., Desai, C.S.: Variable time step analysis of unconfined seepage. *In: Finite Element Methods in Flow Problems, Proceedings for the International Symposium on Finite Element Methods in Flow Problems*, Swansea, 573-579, 1974.

Saucke, U.: *Bewertung der Erosionsanfälligkeit strukturierter körniger Sedimente*. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 162, 2004.

Schneider, H., Schuler, U., Kast, K., Brauns, J.: *Bewertung der geotechnischen Sicherheit von Hochwasserschutzdeichen und Grundlagen zur Beurteilung von Sanierungsmaßnahmen*. Mitteilungen der Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 7, 1997.

Schneider, J.: *Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen: Grundwissen für Ingenieure*, 2. überarbeitete Auflage, Teubner, Stuttgart, 1996.

Scheuermann, A.: *Instationäre Durchfeuchtung quasi-homogener Erddeiche*. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 164, 2005.

Schweckendiek, T.: *Structural reliability applied to deep excavations – coupling reliability methods with finite elements* -. Master-Thesis, Section Hydraulic and Geotechnical Engineering, TU Delft, 2006.

Sellmeijer, J.B.: *On the Mechanism of Piping under Impervious Structures*. LGM_Medelingen, Delft Geotechnics 96, October 1988.

Steenbergen, H.M.G.M., Lassing, B.L., Vrouwenvelder, A.C.W.M. and Waarts, P.H.: Reliability analysis of flood defence systems. *Heron 49 (1)*, 51-73, 2004.

Steenbergen, H.M.G.M., Vrouwenvelder, A.C.W.M.: *Theoriehandleiding PC-Ring Versie 4.0, Deel A: Mechanismenbeschrijvingen*. TNO-rapport 2003-CI-R0020, April 2003a.

Steenbergen, H.M.G.M., Vrouwenvelder, A.C.W.M.: *Theoriehandleiding PC-Ring. Versie 4.0. Deel B: Statistische modellen*. TNO-rapport 2003-CI-R0021, April 2003b.

TAW: *Technische Adviescommissie voor de waterkeringen, Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken; Deel 1-Bovenrivierengebied*, Den Haag, 1989.

Umweltinformationssystem Sachsen, Fachinformationssystem Hydrogeologie: *Elektronische Datenbank des Landesamts für Umwelt und Geologie Sachsen*, http://www.umwelt.sachsen.de/lfug/geologie-la-a_570.html, Stand: Oktober 2007.

van der Meer, J.W.: *Golfoploop en golfoverslag bij dijken*. Delft, Waterloopkundig Laboratorium H2458/H3051, 1997.

van Mierlo, M.C.L.M., Vrouwenvelder, A.C.W.M., Calle, E.O.F., Vrijling, J.K., Jonkman, S.N., de Bruijn, K.M., Weerts, A.H.: Assessment of flood risk accounting for river system behaviour. *International Journal of River Basin Management 5 (2)*, 93-104, 2007.

Vermeer, P.A., Westrich, B., Möllmann, A., Merkel, U., Huber, M.: *PC-River - Zuverlässigkeitsanalyse und Risikoabschätzung für den Hochwasserschutz unter integrierter Berücksichtigung geotechnischer, hydrologischer und hydraulischer Einflussgrößen*, Abschlussbericht des vom BMBF geförderten Forschungsvorhabens, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 65, 2009, Veröffentlichung im September 2009 geplant.

Verruijt, A.: *Theory and applications of transport in porous media.* Computational Geomechanics: Vol. 7, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1995.

Vrijling, J.K., van Gelder., P.H.A.J.M.: *Probabilistic Design, Lecture Notes*. TUDelft, August 2000.

Vrouwenvelder, A.C.W.M., Steenbergen, H.M.G.M.: *Theoriehandleiding PC-Ring Versie 4.0, Deel C: Rechentechnieken*. TNO-rapport 2003-CI-R0022, April 2003.

Vrouwenvelder, A.C.W.M.: Spatial effects in reliability analysis of flood protection systems, *Proceedings of the Second International Forum on Engineering Decision Making*, Lake Louise, 26-29 April 2006.

Vrouwenvelder, A.C.W.M., Steenbergen, H.M.G.M.: *Lengte effect in PC-Ring, Deel C: Rechentechnieken*. TNO-rapport 2006-D-M121/SNH, Januar 2007.

Waarts, P.H.: *Structural reliability using Finite Element Analysis*. PhD-Thesis, TU Delft, Delft University Press, Delft, 2000.

WL/HKV: *De veiligheid van Nederland in Kaart, Inventariseren en inbouwen van hydraulische randvoorwaarden in PC-Ring, Fase 1: Inventarisatie belastingmodellen en gegevensverzameling koplopers*. Diermanse, F., Lammers, I., Thonus, B., den Heijer, F., WL Delft Hydraulics en HKV Lijn in Water, April 2003a.

WL/HKV: *De veiligheid van Nederland in Kaart, Inventariseren en inbouwen van hydraulische randvoorwaarden in PC-Ring, Fase 2: Uitwerken en implementeren van belastingmodellen*. Diermanse, F., Lammers, I., Thonus, B., den Heijer, F. WL Delft Hydraulics en HKV Lijn in Water, April 2003b.

Zesch, R., Saucke, U., Scheuermann, A., Bieberstein, A.: *Instationäre Durchfeuchtung von Deichen – Analytische Berechnungsmethode für die operationelle Anwendung*. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 170, 2008.

Zhu, D.Y., Lee, C.F., Jiang, H.D.: Generalised framework of limit equilibrium methods for slope stability analysis. *Géotechnique 53 (4)*, 377–395, 2003.

Anhang A

Anwendung des Point Kriging Verfahrens

Nach Ermittlung der Korrelationslänge θ kann mittels des Point Kriging Verfahrens Mittelwert μ und Standardabweichung σ für einen Eingangsparameter bestimmt werden. In Abhängigkeit der verfügbaren Datenpunkte und unter Annahme einer der oben genannten Korrelationsfunktionen lässt sich eine Korrelationsmatrix $\boldsymbol{\varrho}$ aufstellen. Die Korrelationsmatrix wird mit der Varianz σ_x^2 der Parametereigenschaften in den einzelnen Datenpunkten $\mathbf{x}$ unter Annahme unabhängiger Datenpunkte multipliziert und um eine Spalte und Zeile jeweils mit den Einträgen 1 und auf der Hauptdiagonalen 0 zur Matrix $\mathbf{K}$ erweitert (Fenton, 2006). In gleicher Weise kann ein Korrelationsvektor $\boldsymbol{\varrho}$ mit Hilfe des Abstands der Datenpunkte vom Mittelpunkt der Deichstrecke bestimmt werden. Dieser wird ebenfalls mit der Varianz σ_x^2 multipliziert und um eine Zeile mit dem Eintrag 1 zum Vektor $\mathbf{M}$ erweitert. Die Lösung des Gleichungssystems (A.1) liefert den Lösungsvektor $\boldsymbol{\beta}_\varrho$ der Kriging-Gewichtungen.

$$\mathbf{K}^{\mathbf{T}} \cdot \boldsymbol{\beta}_{\rho} = \mathbf{M} \tag{A.1}$$

Der um die letzte Zeile reduzierte Gewichtungsvektor $\boldsymbol{\beta}_\varrho$ besitzt die Eigenschaft, dass hieraus der relative Einfluss des einzelnen Datenpunkts auf den Mittelpunkt der Deichstrecke abgeleitet werden kann. Die Summe der Einträge des Gewichtungsvektors $\boldsymbol{\beta}_\varrho$ ergibt eins. Hieraus lassen sich aus dem Vektor der Parametereigenschaften in den einzelnen Datenpunkten $\mathbf{x}$ und deren Varianz σ_x^2 der Mittelwert μ und Standardabweichung σ für den Mittelpunkt der Deichstrecke unter Berücksichtigung der räumlichen Korrelation abschätzen:

$$\mu = \mathbf{x}^{\mathbf{T}} \cdot \boldsymbol{\beta}_{\rho} \tag{A.2}$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_{\mathbf{x}}^2 \left[1 + \boldsymbol{\beta}_{\rho}^{\mathbf{T}} \left(\boldsymbol{\rho} \cdot \boldsymbol{\beta}_{\rho} - 2 \cdot \boldsymbol{\rho}\right)\right]} \tag{A.3}$$

Gemäß Abbildung A.1 soll exemplarisch die Bestimmung des Mittelwerts μ und der Standardabweichung σ für die Höhenlage des luftseitigen Deichfußes für den Mittelpunkt des Deichabschnitts gezeigt werden. Für die beiden Querschnitte Q1 und Q2 in einem Abstand von 70m bzw. 200m vom Mittelpunkt m des Deichabschnitts wurde eine Höhenlage $\mathbf{x}$ von 88,50 m bzw. 88,43 mNN bestimmt. Unter Annahme unabhängiger Datenpunkte ergibt sich eine Varianz σ_x^2 = 0,00245 m². Die Korrelationslänge kann gemäß Abschnitt 4.3.3 zu 600 m abgeschätzt werden.

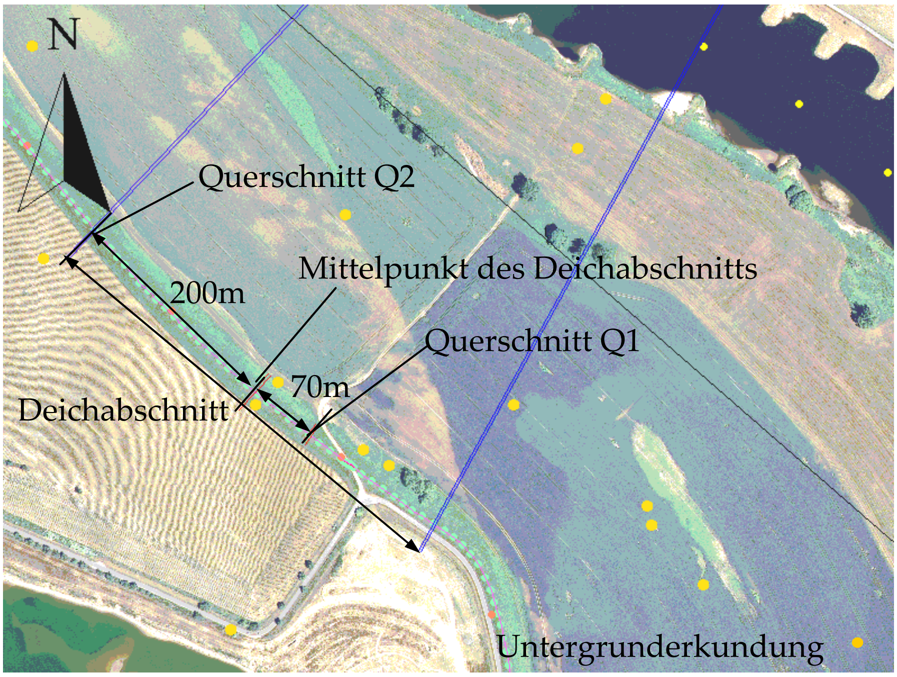


Abbildung A.1: Orthofoto eines Abschnitts einer Deichstrecke an der sächsischen Elbe als Beispiel für die Anwendung des Point Kriging Verfahrens

Gemäß einer Gauss-Korrelation lassen sich die Korrelationskoeffizienten bestimmen zu:

$$\rho_{12} = e^{-\left(\frac{270\text{m}}{600\text{m}}\right)^2} = 0{,}817; \quad \rho_{1m} = 0{,}987; \quad \rho_{2m} = 0{,}895$$

Die erweiterte symmetrische Korrelationsmatrix **K** und der erweiterte Korrelationsvektor **M** ergeben sich zu:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} 0{,}00245 & 0{,}00200088 & 1 \\ 0{,}00200088 & 0{,}00245 & 1 \\ 1 & 1 & 0 \end{bmatrix} \qquad \mathbf{M} = \begin{bmatrix} 0{,}00241688 \\ 0{,}00219236 \\ 1 \end{bmatrix}$$

Der reduzierte Lösungsvektor der Kriging-Gewichtungen liefert dann $\boldsymbol{\beta}_\rho$:

$$\beta_\rho = \begin{bmatrix} 0{,}749959 \\ 0{,}250041 \end{bmatrix}$$

Die Einträge des Lösungsvektors addieren sich zu eins. Der Mittelwert der Höhenlage des luftseitigen Deichfußes in der Mitte des Deichabschnitts wird zu 75 % durch den nahen Querschnitt Q1 beeinflusst und nur zu 25 % durch den weiter entfernt liegenden Querschnitt Q2. Der Mittelwert μ ergibt sich mit Gleichung (A.2) zu:

$$\mu = \begin{bmatrix} 88,50 \\ 88,43 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0,749959 & 0,250041 \end{bmatrix} = 88,483\,\text{m}$$

Die Standardabweichung beträgt:

$$\sigma = \sqrt{0,00245 \cdot \left[1 + \begin{bmatrix} 0,749959 \\ 0,250041 \end{bmatrix} \cdot \left(\begin{bmatrix} 1 & 0,817 \\ 0,817 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0,749959 \\ 0,250041 \end{bmatrix} - 2 \cdot \begin{bmatrix} 0,985 & 0,895 \end{bmatrix} \right) \right]}$$

$$= 0,003176\text{ m}$$

Die ermittelte Standardabweichung unterschreitet den unter der Annahme nicht räumlich korrelierter Datenpunkte bestimmten Wert deutlich ($\sigma_{x,\,unabh} = 0,0495$ m). Die Berücksichtigung einer räumlichen Korrelation wirkt sich dabei mindernd auf die Streubreite aus. Die Streubreite wird umso kleiner, je näher Datenpunkte beieinander liegen, je größer die ermittelte Korrelationslänge ist und je näher die in den Datenpunkten ermittelten Werte des Eingangsparameters beieinander liegen. Bleibt eine räumliche Korrelation unberücksichtigt, stellt dies für die Bestimmung einer Versagenswahrscheinlichkeit also ein konservatives Vorgehen dar.

Folgende ergänzende Hinweise können zur Anwendung des Point Kriging Verfahrens gegeben werden:

- Wie bereits oben beschrieben, erhalten Korrelationsmatrizen bei Verwendung einer Gauss-Korrelationsfunktion und im Verhältnis zur Korrelationslänge geringen Abständen zwischen den Punkten häufig negative Eigenwerte (vgl. Fenton, 2006). Dieses führt, ungeachtet der in den Punkten angenommenen Werte, zu unzuverlässigen Aussagen über Mittelwert und Standardabweichung des Eingangsparameters. Dieser Effekt wird verstärkt, je mehr Punkte für das Point Kriging Verfahren verwendet werden. Das Auftreten singulärer Korrelationsmatrizen wird vermindert, in dem weniger Punkte zur geostatistischen Interpolation herangezogen werden oder indem statt der Gauss-Korrelationsfunktion eine Markov-Korrelation (vgl. Fenton, 2006) angenommen wird.
- Die Fläche, auf der der Baugrund erkundet wird, sollte immer größer als die Korrelationslänge und größer als die bebaute Fläche sein. Um die geostatistische Interpolation jedoch nicht zu rechenaufwändig zu machen, wird als Abstand vom betrachteten Punkt, für den Datenpunkte beim Point Kriging berücksichtigt werden sollten, die eineinhalbfache Korrelationslänge empfohlen. Weiter entfernt liegende Punkte wirken sich nur in geringem Maße auf Mittelwert und Standardabweichung des Eingangsparameters aus.

Anhang B

Hohenbichler-Rackwitz-Algorithmus zur Kombination von Versagenswahrscheinlichkeiten mit korrelierten Parametern

B.1 Paralleles System

Die Kombination zweier Versagensmechanismen als Parallelsystem wird durch folgende Gleichung beschrieben:

$$p(F) = p(Z_1 < 0 \text{ UND } Z_2 < 0) = p(Z_1 < 0) \cdot p(Z_2 < 0 \mid Z_1 < 0) \tag{B.1}$$

Die Zuverlässigkeitsindizes β_1 der Versagenszustandsgleichung Z_1 sowie β_2 der Versagenszustandsgleichung Z_2 sind dabei Eingangsparameter von Gleichung (B.1), wobei für die Zuverlässigkeitsindizes gelten muss, dass $\beta_1 > \beta_2$ ist.

Der Korrelationskoeffizient ρ zwischen zwei Versagensmechanismen ergibt sich aus der Summe der Produkte der Sensitivitätsfaktoren α_i der korrelierten Eingangsparameter:

$$\rho = \sum_{i=1}^{n} \alpha_{1i} \cdot \alpha_{2i} \tag{B.2}$$

Die Versagenszustandsgleichung für die Versagensmechanismen Z_1 und Z_2 kann vereinfacht werden, wenn u_1 und u_2 standard-normalverteilte Parameter mit $\mu = 0$ und $\sigma = 1$ sind:

$$Z_1 = \beta_1 - u_1 \quad \text{und} \qquad Z_2 = \beta_2 - u_2 \tag{B.3}$$

Um die korrelierten Parameter u_1 und u_2 unabhängig zu machen, wird der standard-normalverteilte Parameter u_3 eingeführt, der von u_1 unabhängig ist. Die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit lässt sich dann so bestimmen:

$$p(Z_2 < 0 \mid Z_1 < 0) = p\left(\beta_2 - \rho \cdot u_1 - u_3\sqrt{1-\rho^2} < 0 \mid \beta_1 - u_1 < 0\right) \tag{B.4}$$

Die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit mit dem standardnormalverteilten Parameter u_1 wird dann durch eine unabhängige Versagenswahrscheinlichkeit mit dem transformierten Parameter u′ ersetzt:

$$p(Z_2 < 0 \mid Z_1 < 0) = p(Z_2' < 0) = p\left(\beta_2 - \rho \cdot u' - u_3\sqrt{1-\rho^2} < 0\right) \tag{B.5}$$

Der transformierte Parameter u′ wird von u_1 abgeleitet, sodass für $u_1 < \beta_1$, $u' < 0$ ist. Die Transformation wird in Abbildung B.1 illustriert und lautet:

$$u' = \Phi^{-1}(1 - p \cdot \Phi(u_1)) \quad \text{mit} \quad p = p(u_1 > \beta_1) \tag{B.6}$$

Die transformierte Versagenszustandsgleichung Z'_2 kann dann folgendermaßen bestimmt werden:

$$Z_2' = \beta_2 - \rho \cdot \Phi^{-1}(1 - p \cdot \Phi(u_1)) - u_3\sqrt{1-\rho^2} \tag{B.7}$$

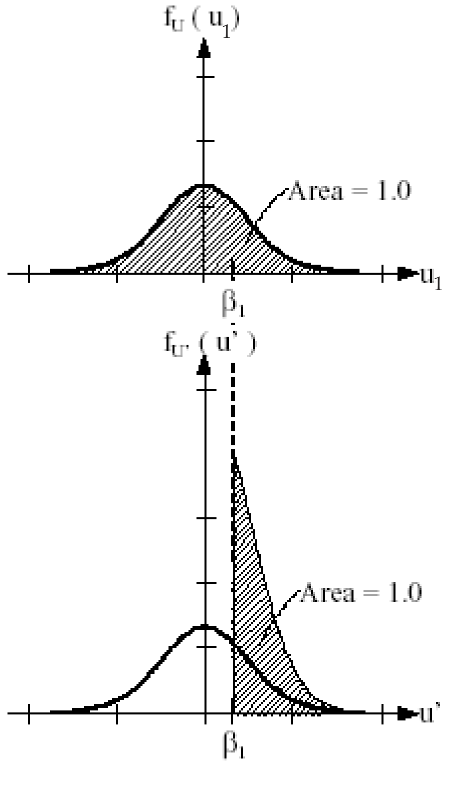


Abbildung B.1: Transformation des standardnormalverteilten Parameter u in den transformierten Parameter u′ (Vrijling und van Gelder, 2000) und (Vrouwenvelder und Steenbergen, 2003)

B.2 Reihensystem

Die Kombination zweier Versagensmechanismen als Reihensystem lässt sich in die Kombination eines Parallelsystems überführen:

$$p(F) = p(Z_1 < 0 \text{ ODER } Z_2 < 0) = p(Z_1 < 0) + p(Z_2 < 0) - p(Z_1 < 0 \text{ UND } Z_2 < 0) \quad (B.8)$$

B.3 Beispiel: Kombinierte Versagenswahrscheinlichkeit von Auftrieb und Erosionsgrundbruch

Da wenige Beispiele für die zahlenmäßige Anwendung des Hohenbichler-Rackwitz-Algorithmus existieren, soll dies hier durchgeführt werden. Der Versagensmechanismus Auftrieb / Erosionsgrundbruch (Piping) wird in Abschnitt 4.1.2 genauer erläutert. Parameter, die in beiden Versagenszustandsgleichungen auftauchen, sind die Mächtigkeit d des Grundwasserstauers als Deckschicht, der Binnenwasserstand h_b am landseitigen Deichfuß sowie der Abfluss Q.

Die Versagenswahrscheinlichkeiten p(F), Zuverlässigkeitsindizes β und Sensitivitätsfaktoren für die Mächtigkeit des Grundwasserstauers α_d, den Binnenwasserstand α_{hb} sowie den Abfluss α_q wurden gemäß Tabelle B.1 bestimmt.

Daraus ergibt sich folgender Korrelationskoeffizient:

$$\rho = \sum_{i=1}^{n} \alpha_{1j} \cdot \alpha_{2j} = 0{,}2615 \cdot 0{,}0500 + 0{,}0156 \cdot 0{,}0188 + 0{,}9561 \cdot 0{,}8139 = 0{,}7915$$

Tabelle B.1: Eingangsparameter für die Kombination der Versagensmechanismen Auftrieb und Erosionsgrundbruch

	p(F)	β	α_d	α_{hb}	α_q
Für Auftrieb:	$9{,}73 \cdot 10^{-4}$	$\beta_2 = 3{,}100$	0,2615	0,0156	-0,9561
Für Piping:	$2{,}30 \cdot 10^{-5}$	$\beta_1 = 4{,}080$	0,0500	0,0188	-0,8139

Tabelle B.2: Transformation aus Parameter u′ zu u_1

	$\Phi(u')$	$p \cdot \Phi(u_1)$	$\Phi(u_1)$	u_1
Für u′ = 4,1:	0,9999793	$2{,}07 \cdot 10^{-5}$	0,9182	1,3931
Für u′ = 5:	0,999999713	$2{,}8650 \cdot 10^{-7}$	0,01273	-2,234

Die transformierte Versagenszustandsgleichung Z'_2 ergibt sich damit zu:

$$
\begin{aligned}
Z_2' &= \beta_2 - \rho \cdot \Phi^{-1}\left(1 - p \cdot \Phi(u_1)\right) - u_3 \sqrt{1-\rho^2} \\
&= 3{,}100 - 0{,}7915 \cdot \Phi^{-1}\left(1 - p \cdot \Phi(u_1)\right) - u_3 \cdot 0{,}6112
\end{aligned}
$$

Für Z'_2 kann die First Order Reliability Methode verwendet werden, um den Zuverlässigkeitsindex β'_2 zu bestimmen. Es ergeben sich Zuverlässigkeitsindex β'_2 und Versagenswahrscheinlichkeit p ($Z_2' < 0$):

$$\beta'_2 = -0{,}211629, \quad p\left(Z_2' < 0\right) = 0{,}5838$$

Damit ergibt sich die kombinierte Versagenswahrscheinlichkeit aus Auftrieb und Erosionsgrundbruch:

$$p(F) = p\left(Z_1 < 0 \text{ UND } Z_2 < 0\right) = p\left(Z_1 < 0\right) \cdot p\left(Z_2' < 0\right) = 2{,}25 \cdot 10^{-5} \cdot 0{,}5838 = 1{,}314 \cdot 10^{-5}$$

Die kombinierte Versagenswahrscheinlichkeit ist etwas geringer als die kleinere der beiden Eingangsversagenswahrscheinlichkeiten.

Anhang C

Anwendung des Iterationsschemas zur Berechnung der zeitreferenzierten Versagenswahrscheinlichkeit

Das Iterationsschema der Abbildung 3.5 soll anhand eines Beispieldeichs an der Iller illustriert werden. Als Versagensmechanismus wird die Validierung mit einem 100-jährlichen Hochwasser unter alleiniger Betrachtung des Überströmens betrachtet. Die Versagenszustandsgleichung lautet:

$$Z = h_d - h \tag{C.1}$$

mit der Deichkronenhöhe h_d und dem zeitreferenzierten Wasserstand im Fluss h.

Für die Validierung des Deiches bei Fluss km 9,69 mit einem 100-jährlichen Hochwasser, ist die Deichkronenhöhe h_d deterministisch. Eine Unsicherheit des Wasserstands Δh_{Fluss} wird hier nicht berücksichtigt. Der 100-jährliche Wasserstand beträgt 488,23 mNN, der zugehörige jährliche Maximalabfluss Q = 900 m³/s. Folgende Beziehungen beschreiben die hydraulische Charakteristik des Flusses:

Die Überschreitungsdauerlinie bezogen auf Tage ist:

$$N(Q) = -2{,}583E-08 \cdot Q^3 + 0{,}00004399 \cdot Q^2 - 0{,}02241 \cdot Q + 4{,}1576 \quad [\text{Tage}]$$

Das elementare Zeitintervall ist acht Stunden. Daher ist die Überschreitungsdauerlinie bezogen auf das elementare Zeitintervall:

$$N(Q) = -7{,}749E-08 \cdot Q^3 + 0{,}00013197 \cdot Q^2 - 0{,}06723 \cdot Q + 12{,}4728 \quad [8\ \text{Stunden}]$$

Der Anfangswert der Blockgröße wird zu 18 elementaren Zeitintervallen oder 6 Tagen gewählt. Für die Auswertung des Schritts 1 des Iterationsschemas muss die Summenhäufigkeitsverteilung des Abflusses auf die Blockgröße bezogen werden.

Die Überschreitungswahrscheinlichkeit für den jährlichen Maximalabfluss bezogen auf die Blockgröße beträgt dann:

$$p(Q > Q^*) = (1 - F_Q(Q)) \cdot \frac{N(Q)}{365\ d} \tag{C.2}$$

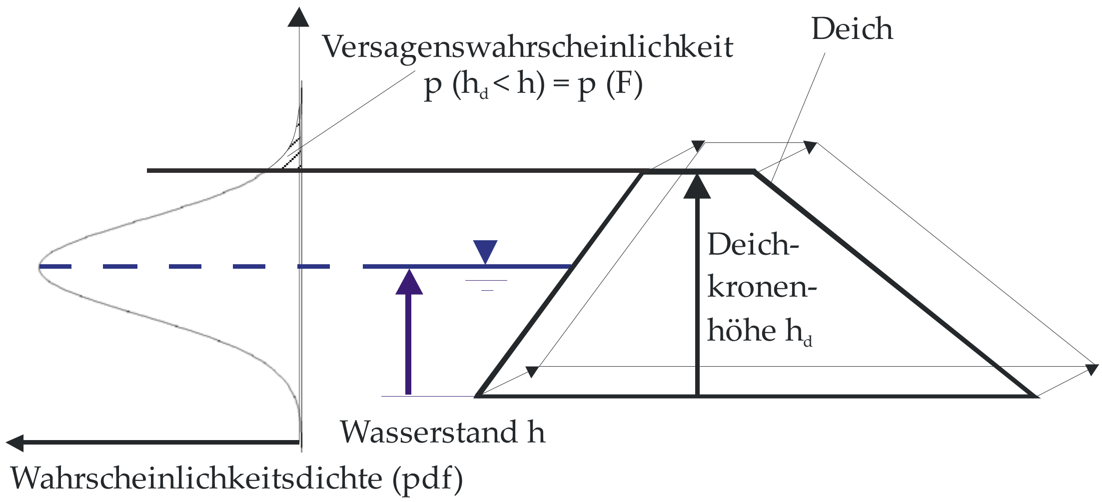


Abbildung C.1: Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit für die Validierung mit einem 100-jährlichen Hochwasser

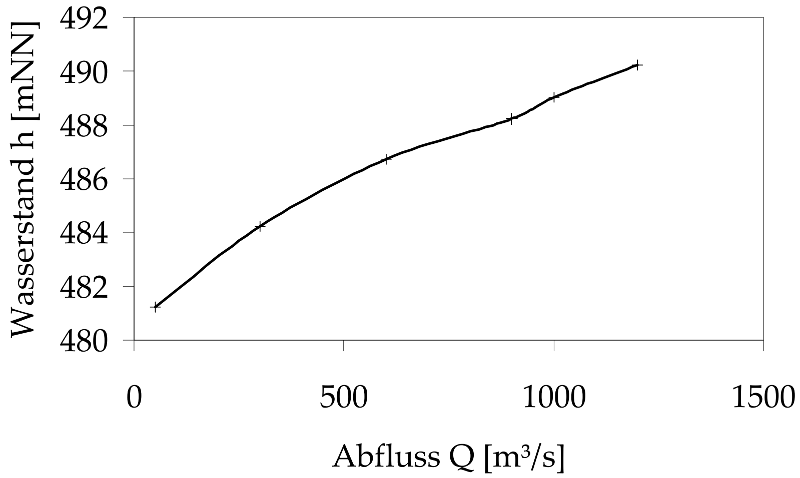


Abbildung C.2: Angenommene Wasserstands-Abfluss-Beziehung für Iller km 9,69

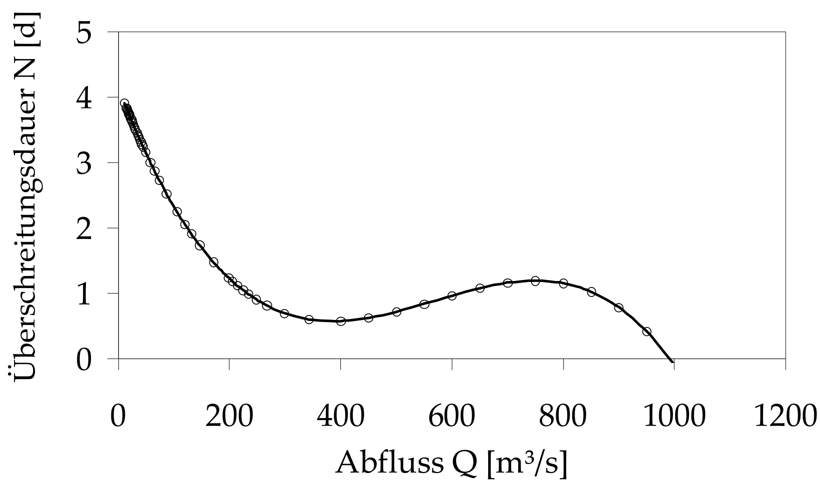


Abbildung C.3: Überschreitungsdauerlinie für den Abfluss am Pegel Wiblingen (Modifikation gegenüber Abbildung 4.27)

Da h_d deterministisch ist, muss die Wahrscheinlichkeit bestimmt werden, dass der Wasserstand größer als 488,23 m ist. Gemäß Abbildung C.2 entspricht dieser Wasserstand einem Abfluss von 900 m³/s.

Die Beziehung zwischen jährlichem Maximalabfluss und Wiederkehrperiode in Jahren wird dann auf diese Blockgröße bezogen. In Abbildung C.4 ist dieser Wechsel der Bezugszeiträume in zwei unterschiedlichen Darstellungen erläutert. Für ein logarithmisches Auftragen der Wiederkehrperiode entspricht die Transformation einer Parallelverschiebung, für das Auftragen der Überschreitungswahrscheinlichkeit über dem jährlichen Maximalabfluss entspricht die Transformation einer Stauchung. In ähnlicher Weise kann eine Umrechnung zwischen unterschiedlichen Bezugszeiträume für winderzeugte Wellen erfolgen. Die zunächst für ein elementares Zeitintervall bestimmte Beziehung zwischen Windgeschwindigkeit und Überschreitungswahrscheinlichkeit vor und nach Wechsel des Bezugszeitraums auf eine Blockgröße ist in Abbildung C.5 dargestellt.

Die in Abbildung 4.12 dargestellte Beziehung von jährlichem Maximalabfluss und Wiederkehrperiode in Jahren kann auf den Bezugszeitraum 6 Tage gemäß Abbildung C.4 umgerechnet werden. Aus Abbildung C.6 kann die Überschreitungswahrscheinlichkeit zu $1{,}6 \cdot 10^{-4}$ je Blockgröße bestimmt werden.

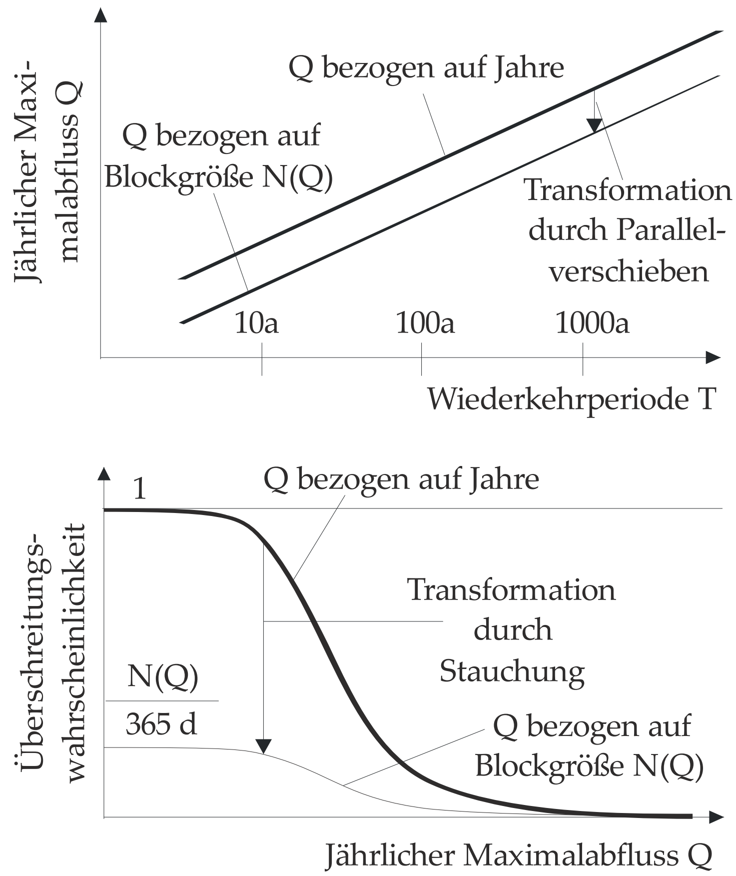


Abbildung C.4: Wechsel der Bezugszeiträume bei logarithmischem Auftragen der Wiederkehrperiode (oben) und bei Auftragen der Überschreitungswahrscheinlichkeit über dem jährlichen Maximalabfluss (unten)

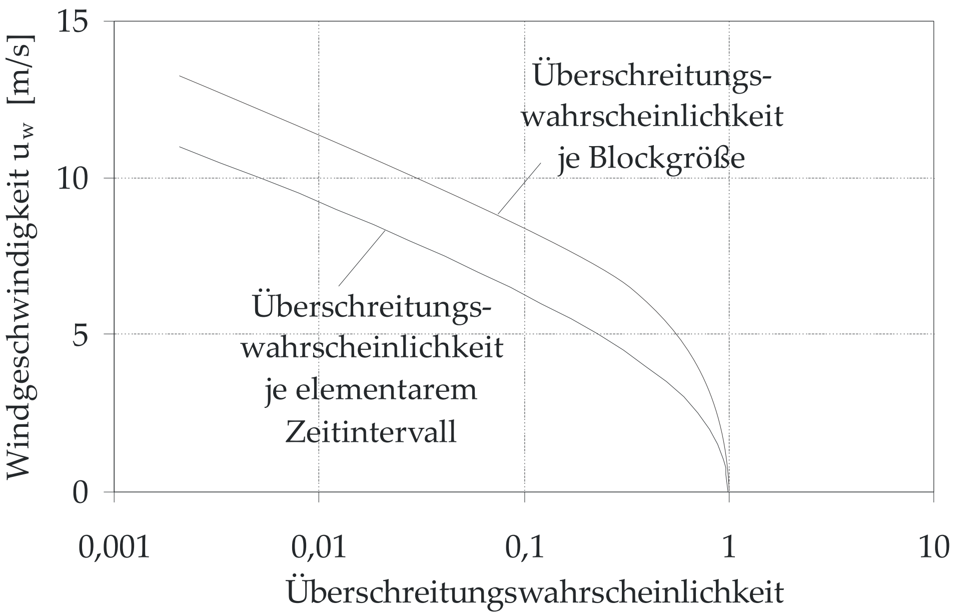


Abbildung C.5: Beziehung zwischen Windgeschwindigkeit und Überschreitungswahrscheinlichkeit für unterschiedliche Bezugszeiträume

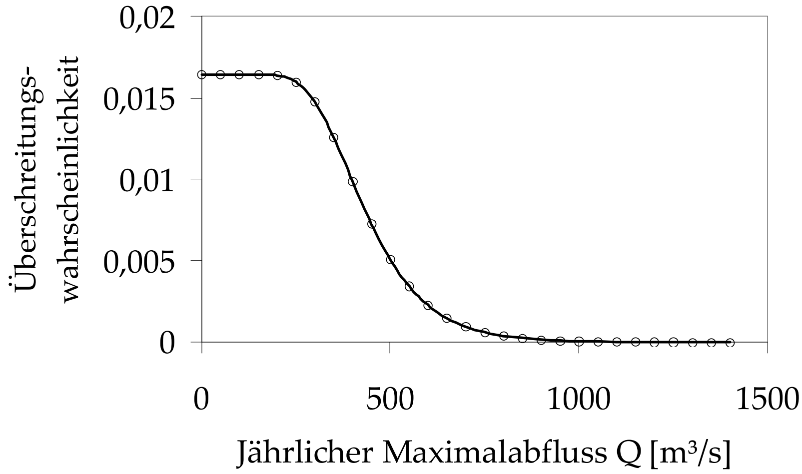


Abbildung C.6: Überschreitungswahrscheinlichkeit des Abflusses bezogen auf eine Blockgröße von 6 Tagen

PC-Ring liefert im ersten Iterationsschritt eine Wahrscheinlichkeit von $1{,}61 \cdot 10^{-4}$ je Blockgröße.

In Schritt 2 wird die Überschreitungswahrscheinlichkeit zu einem Jahr extrapoliert. Die Anwendung des Blockmodells auf den Wasserstand h_{Fluss} aus Abfluss und den Wasserstand h_{Welle} aus winderzeugten Wellen wird durch Abbildung C.7 erläutert. Für den Fall, dass die Einwirkungsparameter gegenüber den Widerstandsparametern dominieren ($\varrho \approx 1$) (vgl. Abbildung 3.4), lässt sich die jährliche Versagenswahrscheinlichkeit folgendermaßen berechnen:

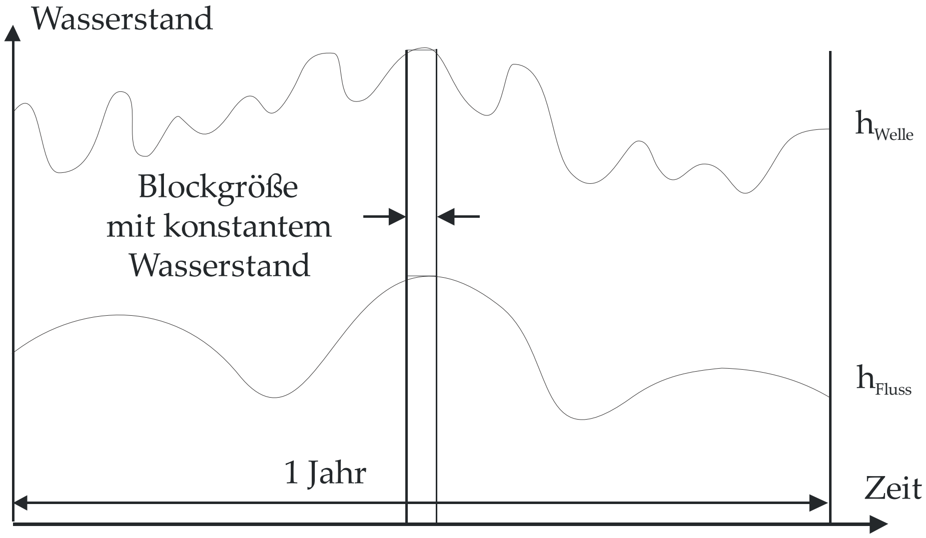


Abbildung C.7: Anwendung des Blockmodells auf den Wasserstand h_{Fluss} aus Abfluss und den Wasserstand h_{Welle} aus winderzeugten Wellen

$$p(F)_a = p(F)_N \cdot \frac{365\ d}{N(Q)} = 1{,}60 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{365\ d/a}{6\ d} = 9{,}73 \cdot 10^{-3}\ 1/a$$

Bei bekanntem β- und α-Wert, kann der standard-normal verteilte Abfluss u_q bestimmt werden:

$$\beta = 2{,}3366,\ \alpha_q = 1{,}000, \quad u_q = \alpha \cdot \beta = 1{,}000 \cdot 2{,}3366 = 2{,}3366$$

Gemäß Abbildung 4.12 kann der zugehörige Abfluss im Bemessungspunkt in Schritt 3 zu 899,68 m³/s bestimmt werden. Mit der Überschreitungsdauerlinie in Abbildung C.3 ergibt sich N(Q) zu:

$$N(Q) = \text{-}2{,}583E\text{-}08 \cdot (899{,}68\ m^3/s)^3 + 0{,}00004399 \cdot (899{,}68\ m^3/s)^2$$
$$\text{-}\,0{,}02241 \cdot (899{,}68\ m^3/s) + 4{,}1576 = 0{,}79\ d$$

welche 2,37 elementaren Zeitintervallen à acht Stunden entspricht. In Schritt 4 der Iteration wird ein Wasserstand bezogen auf die neue Blockgröße N(Q) bestimmt. Abbildung C.6 muss in eine neue Blockgröße transformiert werden.

Da der Welleneffekt für die Versagenszustandsgleichung (C.1) zu vernachlässigen ist, entfällt Schritt 5 des Iterationsschemas. In Schritt 1 des zweiten Iterationszyklus' liefert die Auswertung von Abbildung C.8 für einen Abfluss von 899,68 m³/s eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von $2{,}1 \cdot 10^{-5}$ je Blockgröße. PC-Ring liefert im zweiten Iterationsschritt $2{,}16 \cdot 10^{-5}$ je Blockgröße.

Extrapolation auf ein Jahr liefert eine sehr ähnliche jährliche Versagenswahrscheinlichkeit wie im ersten Iterationszyklus von:

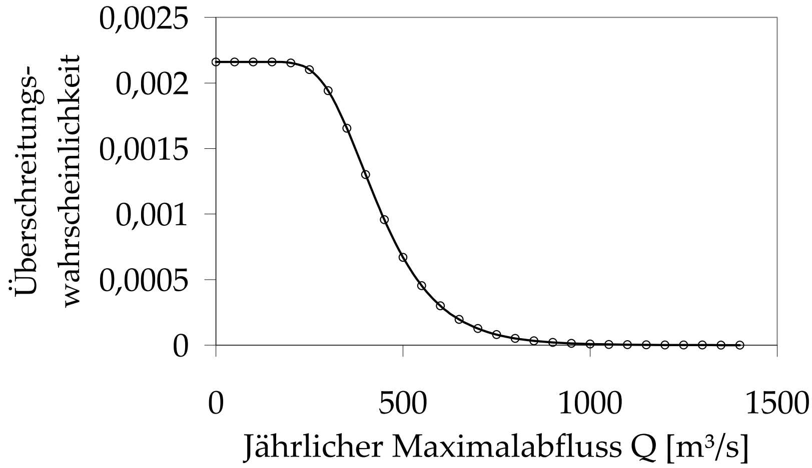


Abbildung C.8: Überschreitungswahrscheinlichkeit des Abflusses bezogen auf eine Blockgröße von 0,79 Tagen

$$p(F)_a = p(F)_N \cdot \frac{365\ d}{N(Q)} = 2{,}10 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{365\ d/a}{0{,}79\ d} = 9{,}70 \cdot 10^{-3}\ 1/a$$

Die Iteration hat konvergiert. Nach drei Iterationszyklen liefert PC-Ring eine jährliche Versagenswahrscheinlichkeit von $9{,}73 \cdot 10^{-3}$ 1/a und eine Überschreitungsdauer von 0,80 Tagen. Eine gute Übereinstimmung zwischen der PC-Ring-Berechnung und dem Iterationsschema kann festgestellt werden.

Anhang D

Vergleich der Sensitivität verschiedener Piping-Modelle auf die Versagenswahrscheinlichkeit

Für die Deichstrecke C an der Elbe, für die in Abschnitt 4.3.4 die Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt wird, soll die Sensitivität verschiedener Piping-Modelle auf die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit untersucht werden. Neben dem Modell nach Weijers und Sellmeijer (Sellmeijer, 1988) werden auch die einfacheren Piping-Modelle nach Müller-Kirchenbauer und nach Chugaev (vgl. Saucke, 2004) untersucht. Es werden hierbei Wasserstände aus einem eindimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modell verwendet.

Zur Bestimmung des vorhandenen hydraulischen Gradienten wird gemäß der Anwendung des Modells nach Weijers und Sellmeijer für die Modelle nach Müller-Kirchenbauer und nach Chugaev die 0,3-fache Schichtmächtigkeit d des Grundwasserstauers von der Differenz der hydraulischen Höhen zwischen Wasser- und Luftseite abgezogen. Zum Vergleich bleibt die Schichtmächtigkeit d in einer Untersuchung des Piping-Modells nach Chugaev jedoch unberücksichtigt.

Die Kornverteilungslinien, mit denen nach dem Modell nach Weijers und Sellmeijer die Durchlässigkeit k und der Korngrößendurchmesser d_{70} bestimmt wurden, werden dazu verwendet, den Aquifer unter dem Deich als Grobsand/Kies, Mittel- oder Feinsand einzustufen. Mittels geostatistischer Verfahren werden Mittelwerte und Standardabweichungen für einen kritischen hydraulischen Gradienten i_{krit} ermittelt. Im Programm PC-River wurde für diese Untersuchung die Subroutine, in dem die Versagenszustandsgleichung für das Piping definiert wird, entsprechend modifiziert.

Abbildung D.1 stellt die Wiederkehrintervalle des Versagens für die verschiedenen Piping-Modelle dar. Unter Verwendung des Modells nach Müller-Kirchenbauer werden sehr geringe Wiederkehrintervalle berechnet. Der kritische hydraulische Gradient liegt hierbei sehr niedrig. Das Modell nach Chugaev liefert als Absolutwerte des Wiederkehrintervalls eine vergleichbare Größenordnung wie das Modell nach Weijers und Sellmeijer, ohne Berücksichtigung der 0,3-fachen Schichtmächtigkeit d des Grundwasserstauers liegen die Wiederkehrintervalle etwa um den Faktor 2 niedriger. Allen verwendeten Modellen ist jedoch gemeinsam, dass sehr große relative Unterschiede der Wiederkehrintervalle für die einzelnen Deichabschnitte vorliegen. Das Ziel, durch die Verwendung einfacherer Piping-Modelle eine geringere Sensiti-

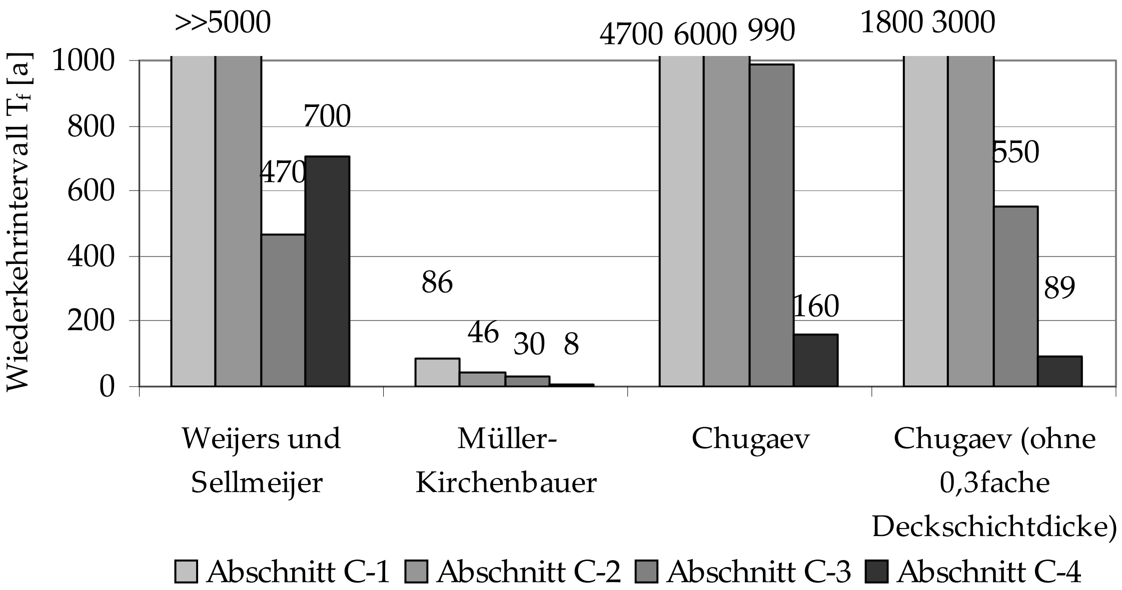


Abbildung D.1: Vergleich der Wiederkehrintervalle für die verschiedenen Piping-Modelle für die Deichstrecke C

tivität der Versagenswahrscheinlichkeit zu erlangen, wird nicht erreicht. Insofern erscheint es nicht sinnvoll, die einfacheren Piping-Modelle als Erweiterung des bestehenden Modells im Programm PC-River weiterzuverfolgen.

Anhang E

Rechenbeispiel zur Bestimmung des Zuverlässigkeitsniveaus und des Zuverlässigkeitsbords

Die Bestimmung von Zuverlässigkeitsniveau und Zuverlässigkeitsbord, die im Abschnitt 4.2.4 beschrieben wird, soll durch folgendes Beispiel verdeutlicht werden. Das behandelte Beispiel beruht auf Wasserständen eines eindimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modells ohne Abbildung des Hinterlands. Eine probabilistische Analyse von zwei benachbarten Deichabschnitten liefert die folgenden Ergebnisse:

Tabelle E.1: Ergebnisse der probabilistischen Analyse von zwei benachbarten Deichabschnitten

	Deichabschnitt A	Deichabschnitt B
Wiederkehrperiode des Versagens durch Überströmen	462 Jahre	349 Jahre
Wiederkehrperiode des Versagens durch Auftrieb/Piping	1 021 450 Jahre	574 Jahre
Kombinierte Wiederkehrperiode des Versagens	460 Jahre	234 Jahre
Bemessungshochwasserstand mit einer Wiederkehrperiode T = 100 Jahre	90,14 mNN	90,05 mNN
Höhenlage der Deichkrone	91,14 mNN	90,88 mNN
Zuverlässigkeitsindex β	2,852	2,631
Sensitivitätsfaktor α_q	-0,9962	-0,9486
Sensitivitätsfaktor $\alpha_{\Delta h}$	-0,0825	-0,0780

Mit Bezug auf die in Abschnitt 4.2.4 beschriebenen Schritte lassen sich damit folgende Größen mittels der Gleichungen (4.26) – (4.30) ableiten.

Tabelle E.2: Schrittweise Bestimmung des Zuverlässigkeitsniveaus und des Zuverlässigkeitsbords

	Deichabschnitt A	Deichabschnitt B
Standardnormalverteilter Abfluss u_q gemäß Gleichung (4.26)	2,841	2,496
Zugehörige Überschreitungswahrscheinlichkeit p (Q > Q*) gemäß Gleichung (4.27)	$2{,}25 \cdot 10^{-3}$	$6{,}28 \cdot 10^{-3}$
Bestimmung der zugehörigen Wiederkehrperiode T des jährlichen Maximalabflusses Q* gemäß Gleichung (4.28)	444 Jahre	159 Jahre
Bestimmung des zugehörigen jährlichen Maximalabflusses im Bemessungspunkt Q* aus der Beziehung zwischen Abfluss und Wiederkehrperiode	5612 m^3/s	4749 m^3/s
Bestimmung des zugehörigen Wasserstands im Bemessungspunkt h^*_{Fluss}	91,11 mNN	90,38 mNN
Bestimmung des Bemessungspunkts der Wasserstandsunsicherheit Δh^*_{Fluss} gemäß Gleichung (4.29) ($\sigma_{\Delta h}$ = 0,15 m)	0,035 m	0,031 m
Bestimmung des Zuverlässigkeitsniveaus gemäß Gleichung (4.30): $h^*_{Zuverlässigkeit} = h^*_{Fluss} + \Delta h^*_{Fluss}$	91,14 mNN	90,41 mNN
Freibord = Deichkronenhöhe - Bemessungshochwasserstand	100 cm	83 cm
Zuverlässigkeitsbord = Zuverlässigkeitsniveau - Bemessungshochwasserstand	100 cm	36 cm

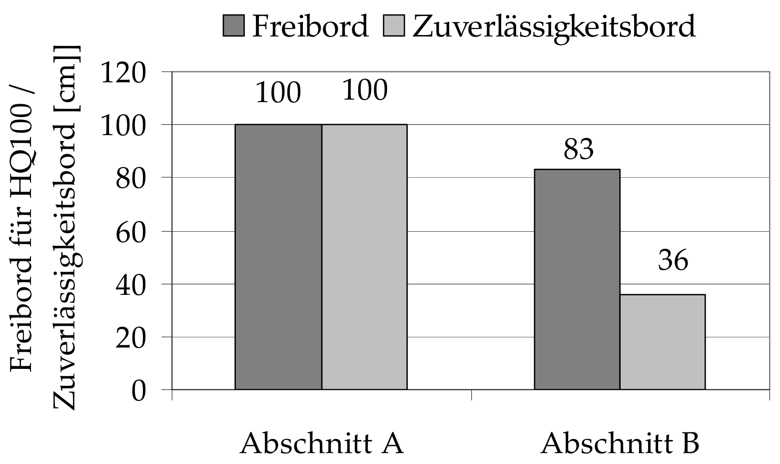


Abbildung E.1: Freibord und Zuverlässigkeitsbord für Deichabschnitt A und B im Rechenbeispiel

Am Beispiel wird deutlich, dass für Deichabschnitt A, bei dem nur das Überströmen für das Versagen des Deiches von Bedeutung ist, das Zuverlässigkeitsniveau auf gleicher Höhe wie die Deichkronenhöhe liegt. Der Zuverlässigkeitsbord entspricht dann dem Freibord. Deichabschnitt B weist einen signifikanten Beitrag des Mechanismus' Auftrieb / Piping zur kombinierten Versagenswahrscheinlichkeit auf. Dann sinkt das Zuverlässigkeitsniveau deutlich gegenüber der Deichkronenhöhe ab und der Zuverlässigkeitsbord beträgt in diesem Fall weniger als die Hälfte des Freibords.

Anhang F

Datenbasis der untersuchten Deichstrecke C an der Elbe

Im Folgenden werden die erforderlichen Daten für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit für die vier Abschnitte der Deichstrecke C an der Elbe zusammengestellt. Dem interessierten Leser soll damit die Möglichkeit gegeben werden, eine Nachrechnung der erzielten Ergebnisse zu ermöglichen.

Auf der hydraulischen Seite sind es die Beziehungen zwischen jährlichem Maximalabfluss und Wiederkehrperiode, die näherungsweise einer Logarithmusfunktion gemäß Abbildung 4.11 gehorchen, werden für die Berechnung mittels einer Summenfunktion gemäß Abbildung 4.12 definiert. Die Beziehung zwischen Abfluss und Überschreitungsdauer entspricht der Darstellung in Abbildung 4.16, die analytisch durch Gleichung (4.31) beschrieben wird. Die Beziehung zwischen Abfluss und Wasserstand, die einem zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Abflussmodell entstammt, welches von Merkel (2009) beschrieben wird, sind für die vier Deichabschnitte in Tabelle F.1 für unterschiedliche Abflussniveaus zusammengefasst.

Tabelle F.1: Wasserstände der zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modellierung für die Elbe für unterschiedliche Abflussniveaus

Abfluss Q	Deichabschnitt C-1	Deichabschnitt C-2	Deichabschnitt C-3	Deichabschnitt C-4
120 m³/s	82,557 mNN	82,492 mNN	82,43 mNN	82,239 mNN
298 m³/s	83,573 mNN	83,471 mNN	83,367 mNN	83,281 mNN
1220 m³/s	86,796 mNN	86,724 mNN	86,53 mNN	86,425 mNN
1640 m³/s	87,623 mNN	87,521 mNN	87,417 mNN	87,331 mNN
4290 m³/s	89,912 mNN	90,151 mNN	89,936 mNN	89,714 mNN
5000 m³/s	90,185 mNN	90,319 mNN	90,126 mNN	89,916 mNN
6000 m³/s	90,588 mNN	90,584 mNN	90,413 mNN	90,227 mNN
7000 m³/s	90,96 mNN	90,85 mNN	90,681 mNN	90,497 mNN
9000 m³/s	91,349 mNN	91,193 mNN	91,014 mNN	90,816 mNN

Für eine lokale Windstation ist die Windstatistik gemäß Windrichtung (vgl. Abbildung F.1) und Windgeschwindigkeit u_w (vgl. Abbildung F.2) auszuwerten. Die Beziehung zwischen Windgeschwindigkeit und Überschreitungswahrscheinlichkeit lässt sich mit Gleichung (3.1) gemäß WL/HKV (2003a) annähern:

$$\begin{aligned} P(u_w > u_w * | \text{Windrichtung}) &= \exp[-\exp(-K(u_w))] \\ &= \exp[-\exp(-(a_w \cdot u_w^2 + b_w \cdot u_w + c_w))] \end{aligned} \tag{F.1}$$

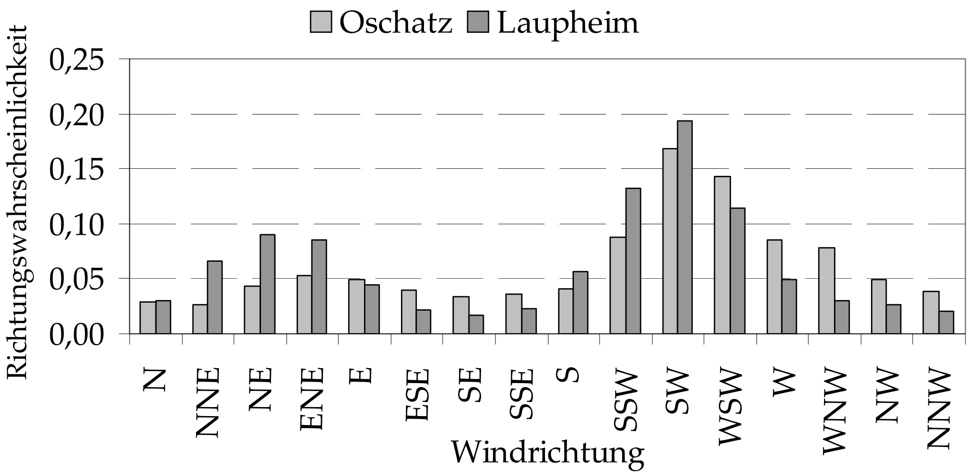


Abbildung F.1 Richtungswahrscheinlichkeiten für die Windstationen Oschatz (Sachsen) für die Elbe und Laupheim (Baden-Württemberg) für die Iller gemäß DWD, 2006 a und b

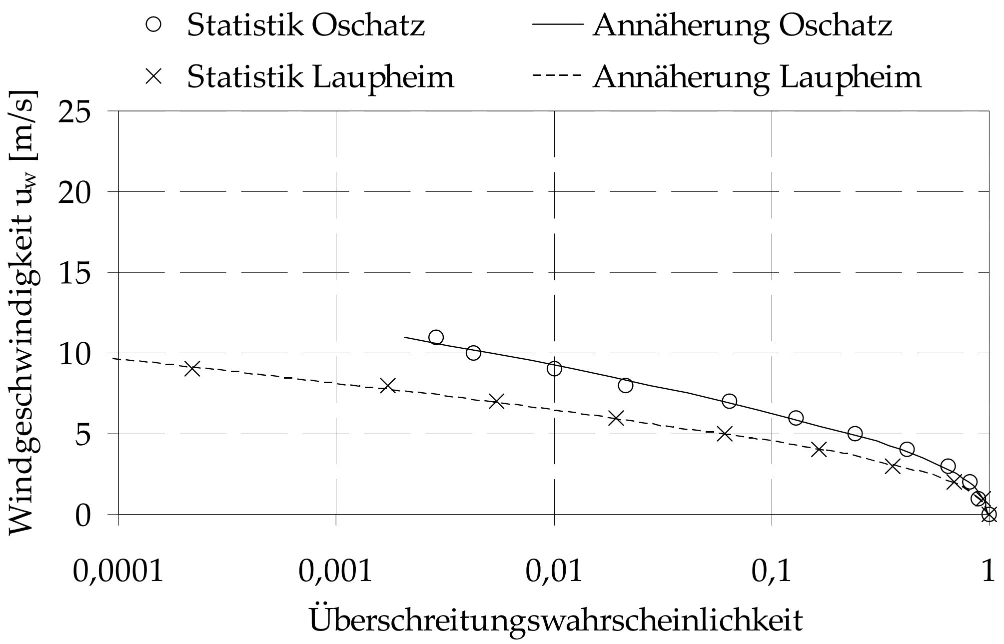


Abbildung F.2 Überschreitungswahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit für die Windrichtung Nord für die Windstationen Oschatz (Sachsen) und Laupheim (Baden-Württemberg) gemäß DWD, 2006 a und b

Tabelle F.2: Koeffizienten der Beziehung zwischen Windgeschwindigkeit und Überschreitungswahrscheinlichkeit für die einzelnen Windrichtungen für die Windstationen Oschatz (Sachsen) für die Elbe und Laupheim (Baden-Württemberg) für die Iller gemäß DWD, 2006 a und b

Windrichtung	Oschatz (Sachsen)			Laupheim (Baden-Württemberg)		
	a_w	b_w	c_w	a_w	b_w	c_w
N	0,0213	0,4627	-1,4916	0,0682	0,1858	-1,0147
NNE	-0,0058	0,8245	-2,1735	0,0518	0,2286	-1,0822
NE	0,0311	0,5211	-1,8589	0,0149	0,6297	-1,4142
ENE	0,0371	0,3368	-1,6215	0,0199	1,05	-1,7415
E	-0,0183	0,9131	-2,6019	-0,0525	1,61	-2,2038
ESE	-0,0227	0,9775	-2,6082	-0,0527	1,6547	-2,42
SE	-0,0201	0,8782	-2,3959	-0,0026	0,762	-1,3575
SSE	0,003	0,5238	-1,6878	0,0049	0,5038	-1,3421
S	0,0086	0,3632	-1,3519	0,0012	0,5199	-1,732
SSW	0,0184	0,1688	-1,2026	0,0042	0,5286	-2,1753
SW	0,0151	0,199	-1,6209	-0,0081	0,6897	-1,9581
WSW	0,0123	0,2387	-1,7664	-0,0136	0,8706	-2,3113
W	0,0162	0,2158	-1,5349	0,0313	0,4959	-1,2692
WNW	0,025	0,1798	-1,4656	0,022	0,673	-1,4822
NW	0,0144	0,4087	-1,6634	0,0682	0,1858	-1,0147
NNW	0,0313	0,3536	-1,4355	0,0518	0,2286	-1,0822

Die Orientierung und die Länge der Deichabschnitte sind in Tabelle F.3 angegeben. Zur Berechnung der auftretenden Wellenhöhen werden gemäß dem Modell nach Bretschneider (TAW, 1989) gemäß Gleichung (3.5) Vorlandhöhen und Streichlängen benötigt, die in Tabelle F.4 zusammengefasst sind.

Die geotechnischen Eingangsparameter für die vier Versagensmechanismen Überströmen / Wellenüberschlag, Auftrieb / Erosionsgrundbruch, Landseitiger Böschungsbruch und Versagen der wasserseitigen Deckschicht und Erosion des Deichkörpers werden einer geostatistischen Auswertung unterzogen, wie sie Abschnitt 4.2.2 und 4.2.3 entnommen werden kann. Die Querschnitte der vier untersuchten Deichabschnitte sind in Abbildung F.3 dargestellt. Die Eingangsparameter werden in den Tabellen F.4 bis F.10 angegeben.

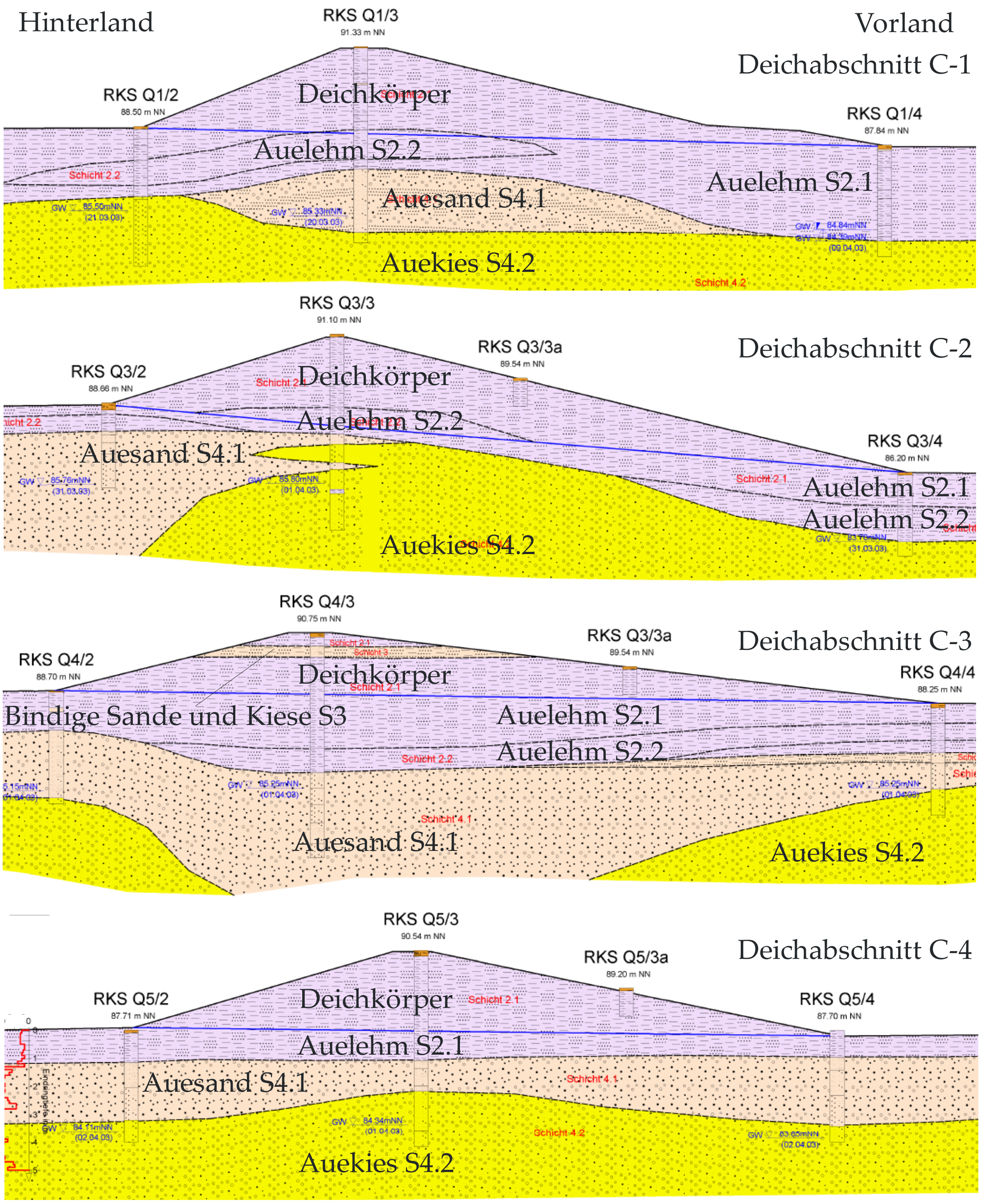


Abbildung F.3 Geometrie der untersuchten Deichabschnitte an der Elbe (Dresden Dorsch Consult Ingenieurgesellschaft, 2007a)

Tabelle F.3: Allgemeine Abschnittseingaben

	Deichab-schnitt C-1	Deichab-schnitt C-2	Deichab-schnitt C-3	Deichab-schnitt C-4
Richtung der Deichnormalen zur Nordrichtung	39°	55°	48°	62°
Deichabschnittslänge ΔL	400 m	470 m	350 m	480 m

Tabelle F.4: Vorlandhöhen und Streichlängen für die einzelnen Windrichtungen für die Deichstrecke C an der Elbe

Windrichtung	Deichabschnitt C-1		Deichabschnitt C-2		Deichabschnitt C-3		Deichabschnitt C-4	
	Vorlandhöhe	Streichlänge	Vorlandhöhe	Streichlänge	Vorlandhöhe	Streichlänge	Vorlandhöhe	Streichlänge
N	87,0 m	750 m	86,5 m	910 m	87,5 m	3090 m	87,0 m	2780 m
NNE	87,0 m	720 m	86,0 m	590 m	86,5 m	640 m	86,5 m	720 m
NE	87,0 m	790 m	86,5 m	540 m	86,5 m	590 m	85,0 m	540 m
ENE	87,0 m	830 m	86,0 m	790 m	86,5 m	580 m	86,5 m	520 m
E	87,0 m	1480 m	86,0 m	1120 m	87,5 m	770 m	87,5 m	640 m
ESE	87,0 m	1130 m	86,5 m	1740 m	87,5 m	2210 m	87,5 m	1700 m
SE	87,5 m	1100 m	86,5 m	1590 m	86,5 m	1950 m	87,0 m	2430 m
NNW	87,0 m	2830 m	85,5 m	2040 m	86,5 m	1470 m	85,0 m	960 m

Tabelle F.5: Stochastische Eingangsparameter für Überströmen / Wellenüberschlag

	Deichabschnitt C-1		Deichabschnitt C-2		Deichabschnitt C-3		Deichabschnitt C-4		
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	θ
Deichkronenhöhe h_d	aus Geometrie	0,019 m	aus Geometrie	0,041 m	aus Geometrie	0,141 m	aus Geometrie	0,070 m	600 m
Bermenhöhe		0,049 m							600 m
Bermenbreite		1,476 m							600 m
Deichfußhöhe (landseitig) h_{fl}		0,086 m		0,086 m		0,086 m		0,086 m	600 m
Wasserseitige Böschungsneigung	0,270	0,004	0,240	0,005	0,120	0,002	0,170	0,004	600 m
Landseitige Böschungsneigung α_l	0,398	0,010	0,265	0,006	0,244	0,006	0,246	0,006	600 m
Modellunsicherheit m_{qc}	1	0,5	1	0,5	1	0,5	1	0,5	1500 m
Modellunsicherheit m_{q0}	1	0,5	1	0,5	1	0,5	1	0,5	
Erosionsstabilität c_g	330000 ms		330000 ms		330000 ms		330000 ms		

Tabelle F.6: Stochastische Eingangsparameter für alle Versagensmechanismen

	Deichabschnitt C-1		Deichabschnitt C-2		Deichabschnitt C-3		Deichabschnitt C-4		
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	θ
Unsicherheit der Höhenlage des Deiches		0,30 m		0,30 m		0,30 m		0,30 m	900 m
Unsicherheit des lokalen Wasserstands		0,150 m		0,125 m		0,162 m		0,114 m	6000 m
Sturmdauer t_S	1,33 h	0,57 h	1,33 h	0,57 h	1,33 h	0,57 h	1,33 h	0,57 h	
Abweichung zwischen Wind- und Wellenrichtung		20°		20°		20°		20°	

Tabelle F.7: Stochastische Eingangsparameter für Auftrieb / Erosionsgrundbruch

	Deichabschnitt C-1		Deichabschnitt C-2		Deichabschnitt C-3		Deichabschnitt C-4		
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	θ
Deckschichtmächtigkeit d	2,21 m	0,179 m	1,54 m	0,521 m	1,73 m	0,510 m	1,65 m	0,500 m	600 m
Mächtigkeit des GWleiters D_s	41,93 m	2,74 m	41,93 m	2,74 m	41,93 m	2,74 m	41,93 m	2,74 m	600 m
Sickerweg L_s	24,54 m	0,351 m	29,47 m	0,389 m	30,91 m	0,961 m	30,90 m	0,859 m	600 m
Bettungswinkel θ_s	43°	3°	43°	3°	43°	3°	43°	3°	600 m
Korndurchmesser d_{70}	4,88 mm	0,54 mm	3,44 mm	0,46 mm	2,72 mm	1,33 mm	2,31 mm	1,18 mm	400 m
Schleppkraftfaktor η_{White}	0,3	0,045	0,3	0,045	0,3	0,045	0,3	0,045	
Deckschichtwichte γ	20 kN/m³	0,71 kN/m³	20 kN/m³	0,71 kN/m³	20 kN/m³	0,71 kN/m³	20 kN/m³	0,71 kN/m³	300 m
Kornwichte γ_K des GWleiters	27 kN/m³	0,64 kN/m³	27 kN/m³	0,64 kN/m³	27 kN/m³	0,64 kN/m³	27 kN/m³	0,64 kN/m³	300 m
Modellunsicherheit m_0	1,2	0,12	1,2	0,12	1,2	0,12	1,2	0,12	
Modellunsicherheit m_p	1	0,08	1	0,08	1	0,08	1	0,08	
Modellunsicherheit m_h	1	0,1	1	0,1	1	0,1	1	0,1	
Durchlässigkeit k des GWleiters	$5{,}02 \cdot 10^{-3}$ m/s	$1{,}22 \cdot 10^{-4}$ m/s	$6{,}3 \cdot 10^{-3}$ m/s	$6{,}2 \cdot 10^{-4}$ m/s	$6{,}4 \cdot 10^{-3}$ m/s	$2{,}4 \cdot 10^{-4}$ m/s	$8{,}5 \cdot 10^{-4}$ m/s	$2{,}8 \cdot 10^{-4}$ m/s	600 m
Binnenwasserstand h_b	85,53 mNN	0,006 m	85,71 mNN	0,016 m	85,55 mNN	0,051 m	84,43 mNN	0,060 m	600 m

Tabelle F.8: Stochastische Eingangsparameter für landseitigen Böschungsbruch

	Deichabschnitt C-1		Deichabschnitt C-2		Deichabschnitt C-3		Deichabschnitt C-4	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ
Wasserstand 1	91,71 mNN		91,56 mNN		91,40 mNN		91,21 mNN	
Wasserstand 2	90,71 mNN		90,56 mNN		90,40 mNN		90,21 mNN	
Wasserstand 3	88,84 mNN		87,20 mNN		89,25 mNN		88,70 mNN	
Deichkörper: Feuchtwichte γ	13,4 kN/m³		19,5 kN/m³		13,4 kN/m³		13,4 kN/m³	
Gesättigte Wichte γ_r	15,3 kN/m³		20,5 kN/m³		15,3 kN/m³		15,3 kN/m³	
Reibungswinkel φ′	27,5°	4,13°	27,5°	3,14°	27,5°	4,13°	27,5°	4,13°
Kohäsion c′	10 kN/m²	4,0 kN/m²	2,0 kN/m²	0,8 kN/m²	10 kN/m²	4,0 kN/m²	10 kN/m²	4,0 kN/m²
Auelehm S2.1: Feuchtwichte γ	19,5 kN/m³		19,5 kN/m³		19,5 kN/m³		19,5 kN/m³	
Gesättigte Wichte γ_r	20,5 kN/m³		20,5 kN/m³		20,5 kN/m³		20,5 kN/m³	
Reibungswinkel φ′	27,5°	3,14°	27,5°	3,14°	27,5°	3,14°	27,5°	3,14°
Kohäsion c′	2,0 kN/m²	0,8 kN/m²	2,0 kN/m²	0,8 kN/m²	2,0 kN/m²	0,8 kN/m²	2,0 kN/m²	0,8 kN/m²
Auelehm S2.2: Feuchtwichte γ	18,5 kN/m³		18,5 kN/m³		18,5 kN/m³		18,5 kN/m³	
Gesättigte Wichte γ_r	19,5 kN/m³		19,5 kN/m³		19,5 kN/m³		19,5 kN/m³	
Reibungswinkel φ′	22,5°	3,14°	22,5°	3,14°	22,5°	3,14°	22,5°	3,14°
Kohäsion c′	2,0 kN/m²	0,8 kN/m²	2,0 kN/m²	0,8 kN/m²	2,0 kN/m²	0,8 kN/m²	2,0 kN/m²	0,8 kN/m²
Auesand S4.1: Feuchtwichte γ	19,0 kN/m³		19,0 kN/m³		**Bindige Sande und Kiese S3:** 20,5 kN/m³		19,0 kN/m³	
Gesättigte Wichte γ_r	20,0 kN/m³		20,0 kN/m³		21,5 kN/m³		20,0 kN/m³	
Reibungswinkel φ′	32,5°	1,29°	32,5°	1,29°	27,5°	3,14°	32,5°	1,29°
Kohäsion c′	-	-	-	-	2,0 kN/m²	0,8 kN/m²	-	-

Tabelle F.10: Stochastische Eingangsparameter für Versagen der wasserseitigen Deckschicht und Erosion des Deichkörpers

	Deichabschnitt C-1		Deichabschnitt C-2		Deichabschnitt C-3		Deichabschnitt C-4		
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	θ
Dicke der Grasdeckschicht d_G	0,05 m	0,01 m	0,05 m	0,01 m	0,05 m	0,01 m	0,05 m	0,01 m	150 m
Breite der Tonschicht L_{Ks}	0,01 m	0,20 m	0,01 m	0,20 m	0,01 m	0,20 m	0,01 m	0,20 m	900 m
Wirksame Breite des Deichkörpers L_B	2,00 m	0,20 m	2,00 m	0,20 m	2,00 m	0,20 m	2,00 m	0,20 m	1500 m
Wasserseitige Kernneigung	0,270	0,004	0,240	0,005	0,120	0,002	0,170	0,004	600 m
Landseitige Kernneigung	0,398	0,010	0,265	0,006	0,244	0,006	0,246	0,006	600 m
Erosionsstabilität c_g	330000 ms	0	330000 ms	0	330000 ms	0	330000 ms	0	300 m
Erosionsstabilität C_{RK}	7000 ms	0	7000 ms	0	7000 ms	0	7000 ms	0	
Erosionsstabilität C_{RB}	7000 ms	0	7000 ms	0	7000 ms	0	7000 ms	0	

Anhang G

Deterministische Überprüfung der Standsicherheit im Bemessungspunkt

Für den Deichabschnitt C-3, für den in Abschnitt 4.3.4.2 die Versagenswahrscheinlichkeit berechnet wurde, wird überprüft, ob im Bemessungspunkt tatsächlich eine Standsicherheit $\eta = 1$ auftritt. Q entspricht dabei dem Abfluss, Δh der Unsicherheit des Wasserstands vor dem Deich, h_d der Deichkronenhöhe und h_{fl} der Höhenlage des landseitigen Deichfußes. Das behandelte Beispiel beruht auf Wasserständen eines zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modells mit Abbildung des Hinterlands, mit welchem auch die in Abbildung 4.22 dargestellten Ergebnisse ermittelt wurden.

Mit Hilfe der Gleichungen (4.26) – (4.28) lässt sich die Jährlichkeit des Abflusses im Bemessungspunkt bestimmen:

$$u_q = -\alpha_q \cdot \beta = 0{,}952 \cdot 3{,}410 = 3{,}247$$

$$p(Q > Q^*) = 1 - \Phi(u_q) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u_q} e^{-\frac{1}{2}x^2} dx = 1 - \Phi(3{,}247) = 0{,}000583142$$

Tabelle G.1: Vorwerte für die deterministische Überprüfung der Standsicherheit im Bemessungspunkt

	Versagens-wahrscheinlichkeit für Überströmen	Zuverlässigkeitsindex β	Sensitivitätsfaktor α_q	Sensitivitätsfaktor $\alpha_{\Delta h}$	Sensitivitätsfaktor α_{hd}
Deichabschnitt C-3	$3{,}252 \cdot 10^{-4}$ 1/a	3,410	-0,952	-0,203	0,226
	Mittelwert $\mu_{\Delta h}$	Mittelwert μ_{hd}	Standardabweichung $\sigma_{\Delta h}$	Standardabweichung σ_{hd}	Höhenlage h_{fl}
Deichabschnitt C-3	0,00 m	90,88 m	0,162 m	0,141 m	88,70 m

$$T = -\frac{1}{\ln\left[1 - p(Q > Q^*)\right]} = -\frac{1}{\ln\left[1 - 0{,}000583142\right]} = 1714 \text{ Jahre}$$

Aus der Beziehung zwischen Abfluss und Wiederkehrperiode ergibt sich ein zugehöriger Abfluss im Bemessungspunkt von 6834 m^3/s, Mit den Ergebnissen des hydrodynamisch-numerischen Modells ergibt sich damit ein Wasserstand vor dem Deich im Bemessungspunkt von 90,62 m, der noch 26 cm unterhalb der Deichkrone liegt.

Die Bemessungspunkte der Unsicherheit des Wasserstands und der Deichkrone ergeben sich mit den Gleichungen (2.18) zu:

$$\Delta h^* = \mu_{\Delta h} - \alpha_{\Delta h} \cdot \beta \cdot \sigma_{\Delta h} = 0{,}00\text{m} + 0{,}203 \cdot 3{,}410 \cdot 0{,}162\text{m} = 0{,}112\text{m}$$

$$h_d^* = \mu_{hd} - \alpha_{hd} \cdot \beta \cdot \sigma_{hd} = 90{,}88\text{m} - 0{,}226 \cdot 3{,}410 \cdot 0{,}141\text{m} = 90{,}77\text{m}$$

Die Standsicherheit als Quotient aus Widerstand und Einwirkung ergibt sich dann aus Gleichung (4.33). Die Höhenlagen werden dabei jeweils auf den landseitigen Deichfuß bezogen.

$$\eta = \frac{h_d^* - h_{fl}}{h_q^* + \Delta h^* - h_{fl}} = \frac{90{,}77\text{m} - 88{,}70\text{m}}{90{,}62\text{m} + 0{,}112\text{m} - 88{,}70\text{m}} = 1{,}019$$

Die Standsicherheit beträgt damit ungefähr 1, Es wird damit bestätigt, dass der Bemessungspunkt als wahrscheinlichster Versagenspunkt einen Grenzzustand beschreibt.

Anhang H

Datenbasis der untersuchten Deichstrecke B an der Unteren Iller

Wie für die Elbe wird die vorhandene Datenbasis zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit für die Deichstrecke B auf bayrischem Gebiet zusammengestellt. Die hydraulischen Randbedingungen werden in Abbildung 4.26 und 4.27 angegeben. Die Beziehung zwischen Abfluss und Wasserstand aus einem zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modell nach Merkel (2009) sind in Tabelle H.1 angegeben.

Die Auswertung der Windstatistik nach Windrichtung und Windgeschwindigkeit für die Windstation Laupheim für die Iller wurde bereits im Anhang F in den Abbildungen F.1 und F.2 und in Tabelle F.2 dargestellt. Die allgemeinen und geotechnischen Eingangsparameter werden dann in den Tabellen H.2 bis H.9 zusammengefasst.

Tabelle H.1: Wasserstände der zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modellierung für die Iller für unterschiedliche Abflussniveaus

Abfluss Q	Deichabschnitt B-1	Deichabschnitt B-2	Deichabschnitt B-3
350 m³/s	492,32 mNN	493,20 mNN	494,03 mNN
450 m³/s	492,45 mNN	493,31 mNN	494,18 mNN
550 m³/s	492,56 mNN	493,40 mNN	494,27 mNN
750 m³/s	492,76 mNN	493,55 mNN	494,44 mNN
850 m³/s	492,85 mNN	493,62 mNN	494,52 mNN
950 m³/s	492,93 mNN	493,69 mNN	494,59 mNN
1050 m³/s	493,01 mNN	493,75 mNN	494,79 mNN
1150 m³/s	493,12 mNN	493,97 mNN	494,86 mNN
1250 m³/s	493,20 mNN	494,04 mNN	494,97 mNN

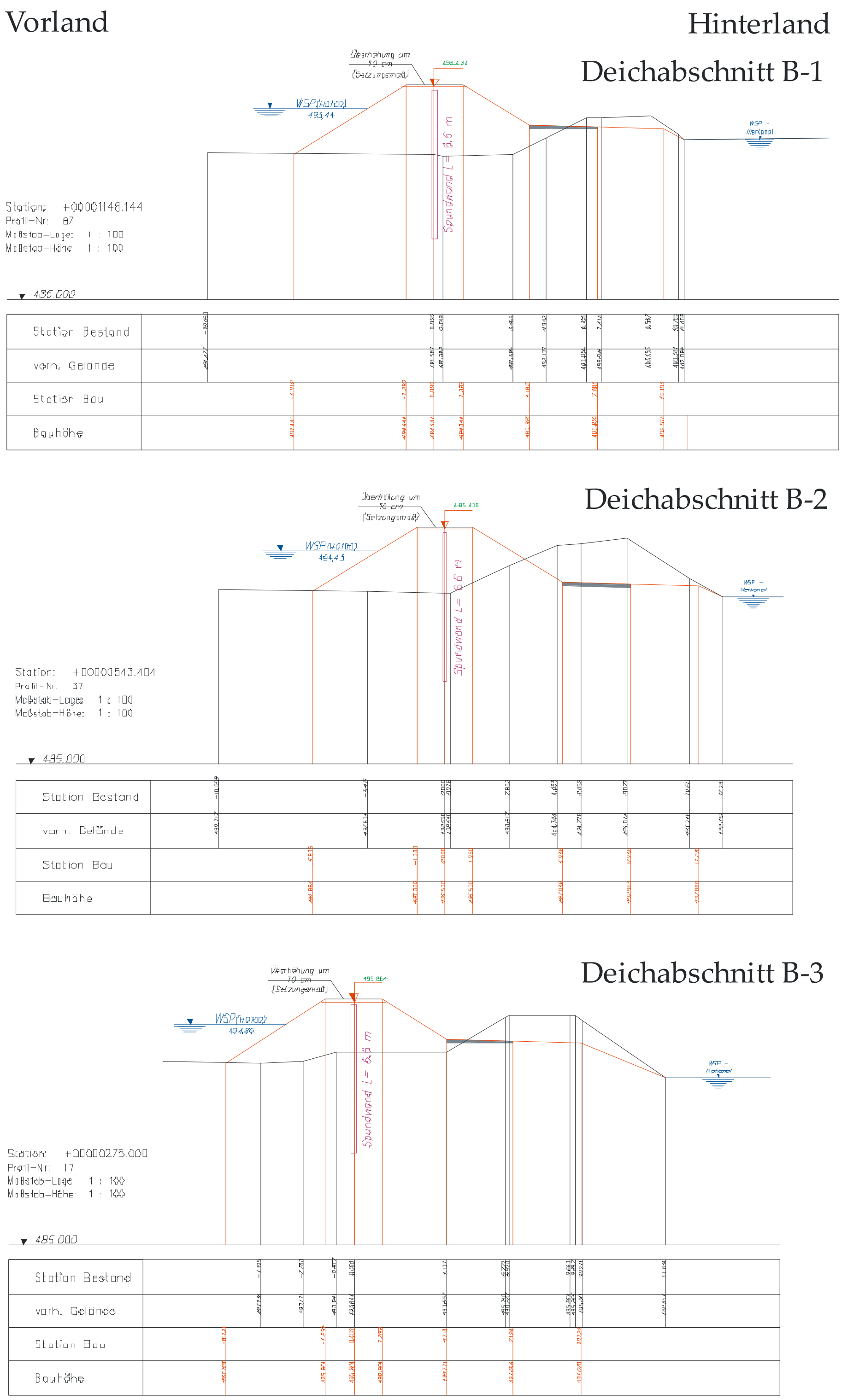


Abbildung H.1 Geometrie der untersuchten Deichabschnitte an der Iller (Bettendorf Consult, 2003)

Tabelle H.2: Allgemeine Abschnittseingaben

	Deichabschnitt B-1	Deichabschnitt B-2	Deichabschnitt B-3
Richtung der Deichnormalen zur Nordrichtung	247°	243°	243°
Deichabschnittslänge	484 m	500 m	400 m

Tabelle H.3: Streichlängen für die einzelnen Windrichtungen für die Deichstrecke B an der Iller

Windrichtung	Deichabschnitt B-1		Deichabschnitt B-2		Deichabschnitt B-3	
	Vorlandhöhe	Streichlänge	Vorlandhöhe	Streichlänge	Vorlandhöhe	Streichlänge
SE	491,0 m	650 m	492,0 m	150 m		
SSE	491,0 m	810 m	491,0 m	250 m		
S	491,0 m	1020 m	492,0 m	2180 m	492,5 m	1820 m
SSW	491,0 m	690 m	492,0 m	820 m	492,5 m	910 m
SW	491,0 m	580 m	492,0 m	690 m	492,5 m	510 m
WSW	491,0 m	640 m	492,0 m	800 m	492,5 m	580 m
W	491,0 m	1150 m	492,0 m	910 m	492,5 m	730 m
WNW	491,0 m	1380 m	492,0 m	1750 m	492,5 m	1640 m
NW					492,0 m	1240 m
NNW					492,5 m	510 m

Tabelle H.4: Stochastische Eingangsparameter für Überströmen / Wellenüberschlag

	Deichabschnitt B-1		Deichabschnitt B-2		Deichabschnitt B-3		
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	θ
Deichkronenhöhe h_d	aus Geometrie	0,00 m	aus Geometrie	0,001 m	aus Geometrie	0,004 m	600 m
Bermenhöhe	aus Geometrie	0,00 m	aus Geometrie	0,001 m	aus Geometrie	0,004 m	600 m
Bermenbreite	aus Geometrie	0,00 m	aus Geometrie	0,001 m	aus Geometrie	0,004 m	600 m
Deichfußhöhe (landseitig) h_{fl}	aus Geometrie	0,00 m	aus Geometrie	0,001 m	aus Geometrie	0,004 m	600 m

Tabelle H.5: Stochastische Eingangsparameter für Überströmen / Wellenüberschlag

	Deichab-schnitt B-1		Deichabschnitt B-2		Deichab-schnitt B-3		
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	θ
Wasserseitige Böschungsneigung	0,625	0,000	0,625	0,000	0,625	0,000	600 m
Landseitige Böschungsneigung α_l	0,625	0,000	0,625	0,000	0,634	0,000	600 m
Modellunsicherheit m_{qc}	1	0,5	1	0,5	1	0,5	1500 m
Modellunsicherheit m_{q0}	1	0,5	1	0,5	1	0,5	
Erosionsstabilität c_g	330000 ms		330000 ms		330000 ms		

Tabelle H.6: Stochastische Eingangsparameter für alle Versagensmechanismen

	Deichab-schnitt B-1		Deichabschnitt B-2		Deichab-schnitt B-3		
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	θ
Unsicherheit der Höhenlage des Deiches		0,30 m		0,30 m		0,30 m	900 m
Unsicherheit des lokalen Wasserstands		0,169 m		0,156 m		0,181 m	6000 m
Sturmdauer t_s	1,40 h	0,77 h	1,40 h	0,77 h	1,40 h	0,77 h	
Abweichung zwischen Wind- und Wellenrichtung		20°		20°		20°	

Tabelle H.7: Stochastische Eingangsparameter für Erosionsgrundbruch

	Deichab-schnitt B-1		Deichabschnitt B-2		Deichab-schnitt B-3	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ
Vertikaler Sickerweg L_{vert}	9,52 m	0,00 m	8,29 m	0,00 m	9,06 m	0,00 m
Horizontaler Sickerweg L_{horiz}	13,93 m	2,65 m	10,70 m	0,00 m	11,04 m	0,13 m
Piping-Koeffizient c_L	4,08	0,00	4,0	0,01	4,09	0,00
Modellunsicherheit m_L	2,20	0,27	2,20	0,27	2,20	0,27
Modellunsicherheit m_c	1,0	0,1	1,0	0,1	1,0	0,1
Binnenwasserstand h_b	489,26 mNN	0,003 m	490,82 mNN	0,000 m	490,08 mNN	0,001 m

Tabelle H.8: Stochastische Eingangsparameter für landseitigen Böschungsbruch

	Deichabschnitt B-1		Deichabschnitt B-2		Deichabschnitt B-3	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ
Wasserstand 1	494,50 mNN		495,24 mNN		494,96 mNN	
Wasserstand 2	494,00 mNN		494,74 mNN		494,46 mNN	
Wasserstand 3	492,44 mNN		493,44 mNN		493,16 mNN	
Deichkörper: Feuchtwichte γ	19,0 kN/m³		19,0 kN/m³		19,0 kN/m³	
Gesättigte Wichte γ_r	20,0 kN/m³		20,0 kN/m³		20,0 kN/m³	
Reibungswinkel φ′	35,5°	3,55°	35,5°	3,55°	35,5°	3,55°
Kohäsion c′	-	-	-	-	-	-
Auelehm: Feuchtwichte γ	19,5 kN/m³		19,5 kN/m³		19,5 kN/m³	
Gesättigte Wichte γ_r	20,0 kN/m³		20,0 kN/m³		20,0 kN/m³	
Reibungswinkel φ′	23,5°	4,97°	23,5°	4,97°	23,5°	4,97°
Kohäsion c′	17,7 kN/m²	18,8 kN/m²	17,7 kN/m²	18,8 kN/m²	17,7 kN/m²	18,8 kN/m²
Flusskies: Feuchtwichte γ	19,5 kN/m³		19,5 kN/m³		19,5 kN/m³	
Gesättigte Wichte γ_r	20,0 kN/m³		20,0 kN/m³		20,0 kN/m³	
Reibungswinkel φ′	34,1°	3,41°	34,1°	3,41°	34,1°	3,41°
Kohäsion c′	-	-	-	-	-	-
Grasdeckschicht: 20 cm Feuchtwichte γ	19,0 kN/m³		19,0 kN/m³		19,0 kN/m³	
Gesättigte Wichte γ_r	20,0 kN/m³		20,0 kN/m³		20,0 kN/m³	
Reibungswinkel φ′	35,5°	3,55°	35,5°	3,55°	35,5°	3,55°
Kohäsion c′	1,00 kN/m²	-	1,00 kN/m²	-	1,00 kN/m²	-

Tabelle H.9: Stochastische Eingangsparameter für Versagen der wasserseitigen Deckschicht und Erosion des Deichkörpers

	Deichabschnitt B-1		Deichabschnitt B-2		Deichabschnitt B-3		
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	θ
Dicke der Grasdeckschicht d_G	0,20 m	0,04 m	0,20 m	0,04 m	0,20 m	0,04 m	150 m
Breite der Tonschicht L_{Ks}	0,01 m	0,00 m	0,01 m	0,00 m	0,01 m	0,00 m	900 m
Wirksame Breite des Deichkörpers L_B	2,00 m	0,20 m	2,00 m	0,20 m	2,00 m	0,20 m	1500 m
Wasserseitige Kernneigung	0,625	0,000	0,625	0,000	0,625	0,000	600 m
Landseitige Kernneigung	0,625	0,000	0,625	0,000	0,634	0,000	600 m
Erosionsstabilität c_g	500000 ms	0	500000 ms	0	500000 ms	0	300 m
Erosionsstabilität C_{RK}	34000 ms	0	34000 ms	0	34000 ms	0	
Erosionsstabilität C_{RB}	34000 ms	0	34000 ms	0	34000 ms	0	

Anhang I

Linear elastisch ideal plastisches Stoffgesetz

Das linear elastische, ideal plastische Stoffgesetz mit dem Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb, welches für die Untersuchung des Grenzzustands der Böschungsstabilität verwendet wird, soll hier für den ebenen Verzerrungszustand formuliert werden. Meist werden nicht die effektiven Spannungen $\boldsymbol{\sigma}'$ und Dehnungen $\boldsymbol{\varepsilon}$ selbst miteinander in Beziehung gesetzt, sondern die Inkremente der Spannungen $\dot{\boldsymbol{\sigma}}'$ und Dehnungen $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$. Allgemein werden die Dehnungsinkremente in einen elastischen Anteil $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_e$ und einen plastischen Anteil $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_p$ aufgeteilt:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_p \tag{I.1}$$

Während sich die elastischen Dehnungen gemäß den Beziehungen in Gleichung (5.2), die auch für die Inkremente Gültigkeit besitzen, mit den effektiven Spannungen in Beziehung setzen lassen, können die plastischen Dehnungen aus dem plastischen Potenzial g_{Pl} abgeleitet werden. Dabei beschreibt $\dot{\lambda}$ den plastischen Multiplikator, der bei rein elastischem Materialverhalten gleich Null ist und später in Gleichung (I.11) definiert wird:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_p = \dot{\lambda} \cdot \frac{\partial g_{pl}}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \tag{I.2}$$

Das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb, welches die maximal aufnehmbare Scherfestigkeit τ_f gemäß Gleichung (4.15) beschreibt, lässt sich mit Hauptspannungen σ_1' und σ_3' bestimmen, wenn der Mohr'sche Spannungsraum gemäß Abbildung I.1 betrachtet wird. Die deviatorische Bruchspannung q_f als Differenz der beiden Hauptspannungen entspricht dem Durchmesser des Mohr'schen Spannungskreises, der die Bruchgerade gemäß Gleichung (I.3) berührt:

$$\tau_f = c' + \sigma_n' \cdot \tan\varphi' \tag{I.3}$$

Über trigonometrische Beziehungen wird die Bruchbedingung auch für die deviatorische Bruchspannung q_f und für die Hauptspannungen σ_1' und σ_3' formuliert:

$$q_f = 2c' \cdot \cos\varphi' + (\sigma_1' + \sigma_3') \cdot \sin\varphi' \tag{I.4}$$

$$\sigma_1' - \sigma_3' = 2c' \cdot \cos\varphi' + (\sigma_1' + \sigma_3') \cdot \sin\varphi' \tag{I.5}$$

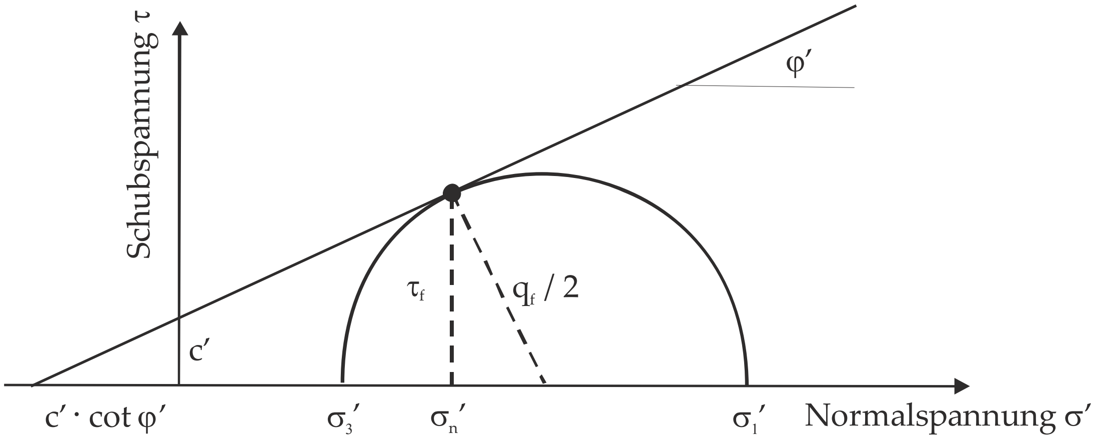


Abbildung I.1: Mit Hauptspannungen σ_1' und σ_3' formuliertes Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb im τ-σ'-Diagramm

Damit lautet die Fließfunktion f_{pl}:

$$f_{pl} = (\sigma_1' - \sigma_3') - 2c' \cdot \cos\varphi' - (\sigma_1' + \sigma_3') \cdot \sin\varphi' \tag{I.6}$$

Die Fließfunktion f_{pl} lässt sich auch für Spannungen in x- und y-Richtung in zweidimensionalen Problemen, z.B. für den ebenen Verzerrungszustand, umformulieren, wenn nicht mit Hauptspannungen gearbeitet wird:

$$f_{pl} = \sqrt{(\sigma_y' - \sigma_x')^2 + 4\sigma_{xy}'^2} - 2c' \cdot \cos\varphi' - (\sigma_y' + \sigma_x') \cdot \sin\varphi' \tag{I.7}$$

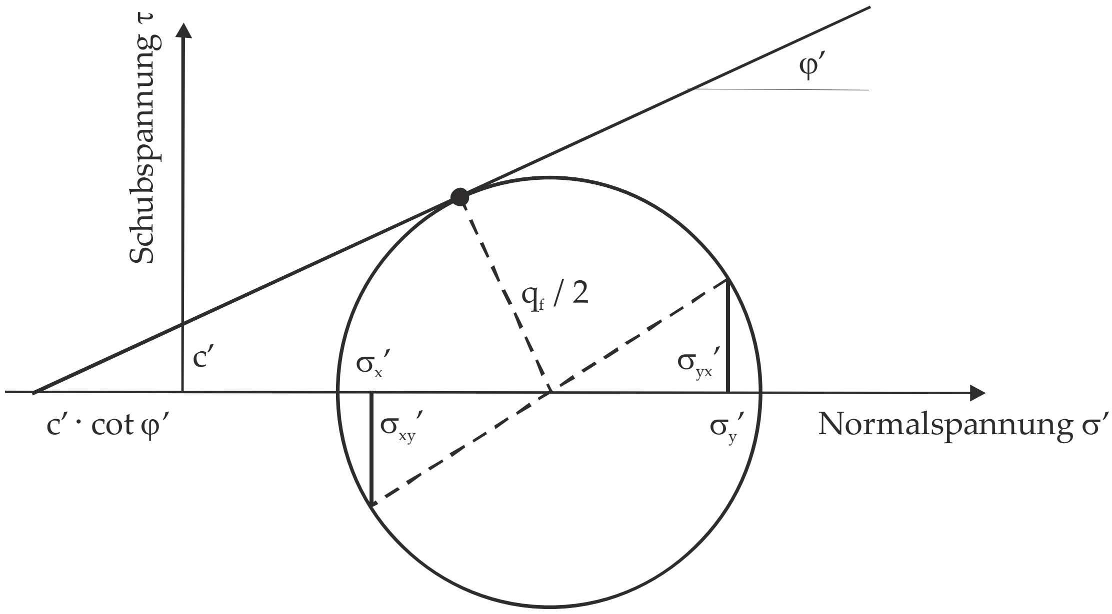


Abbildung I.1: Mit Normalspannungen σ_x' und σ_y' und Schubspannung σ_{xy}' formuliertes Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb im τ-σ'-Diagramm

Das plastische Potenzial g_{Pl} berücksichtigt Volumenveränderungen aufgrund einer Dilatanz ψ:

$$g_{pl} = (\sigma_1' - \sigma_3') - (\sigma_1' + \sigma_3') \cdot \sin\psi \tag{I.8}$$

Beobachtungen zeigen, dass für Böden keine so große plastische Volumenveränderung stattfindet, wie die Fließfunktion vorgibt. Daher gilt $\varphi' \neq \psi$ und $g_{Pl} \neq f_{Pl}$, wodurch das Fließverhalten bei Böden als nicht assoziiiert bezeichnet wird. Für die Untersuchung des mechanischen Bodenverhaltens bei der Böschungsstabilität wird schließlich nur von volumentreuen plastischen Dehnungen mit $\psi = 0$ ausgegangen.

Unter der Annahme linearer Elastizität mit der Elastizitätsmatrix **D** können auch die Spannungsinkremente $\dot{\boldsymbol{\sigma}}'$ aus den Dehnungsinkrementen gemäß Gleichung (I.1) hergeleitet werden:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{D} \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_e = \mathbf{D} \cdot \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_p\right) = \mathbf{D} \cdot \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\lambda} \cdot \frac{\partial g_{pl}}{\partial \boldsymbol{\sigma}'}\right) \tag{I.9}$$

Um den plastischen Multiplikator $\dot{\lambda}$ herzuleiten, wird die Konsistenzbedingung eingeführt, dass die Änderung der Fließfunktion $\dot{f}_{pl} = 0$ wird:

$$\dot{f}_{pl} = \frac{\partial f_{pl}^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \cdot \dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \frac{\partial f_{pl}^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D} \cdot \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\lambda} \cdot \frac{\partial g_{pl}}{\partial \boldsymbol{\sigma}'}\right) = \frac{\partial f_{pl}^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D} \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\lambda} \frac{\partial f_{pl}^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D} \cdot \frac{\partial g_{pl}}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} = 0 \tag{I.10}$$

Aus Gleichung (I.10) kann dann der plastische Multiplikator $\dot{\lambda}$ abgeleitet werden:

$$\dot{\lambda} = \frac{\dfrac{\partial f_{pl}^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D} \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{\dfrac{\partial f_{pl}^T}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \mathbf{D} \dfrac{\partial g_{pl}}{\partial \boldsymbol{\sigma}'}} \tag{I.11}$$

Anhang J

Böschungsstabilität mit Kohäsion und stationärer Sickerströmung

Die numerische Stabilitätsberechnung wird für stationäre Sickerströmungsberechnungen anhand von bekannten Lösungsverfahren überprüft. Als Berechnungsbeispiel dient eine Böschung aus homogenem kohäsiven Material. Die Geometrie der Böschung ist in Abbildung J.1 dargestellt. Tabelle J.1 gibt die verwendeten Bodenparameter an. Die sich unter den angegebenen Randbedingungen ausbildende Strömung wirkt aufgrund der resultierenden Auftriebs- und Strömungskräfte destabilisierend auf die Böschung.

Hoek und Bray (1977) stellen für einfache Baugrundverhältnisse Diagramme zur Bestimmung des Standsicherheitsfaktors zur Verfügung, die den Einfluss von Zugrissen an der Geländeoberfläche berücksichtigen. Für das betrachtete Beispiel beträgt der horizontale Abstand der Wasseroberfläche vom Böschungsfuß die sechsfache Böschungshöhe. Für die vier- bzw. achtfache Böschungshöhe sind die Standsicherheitsfaktoren vertafelt. Nach Interpolation zwischen den beiden Tafeln ergibt sich für die gewählte Geometrie und Bodenparameter ein Standsicherheitsfaktor η von 1,56.

Eine weitere Vergleichsmöglichkeit bietet das Lamellen-Gleitkreisverfahren nach Bishop (1954), welches in Abschnitt 4.1.3 beschrieben wird. Die Lage der Sickerlinie wird dabei vorgegeben. Der Vorteil des Lamellen-Gleitkreisverfahren nach Bishop ist, dass der Standsicherheitsfaktor durch eine einfache Handrechnung iterativ be-

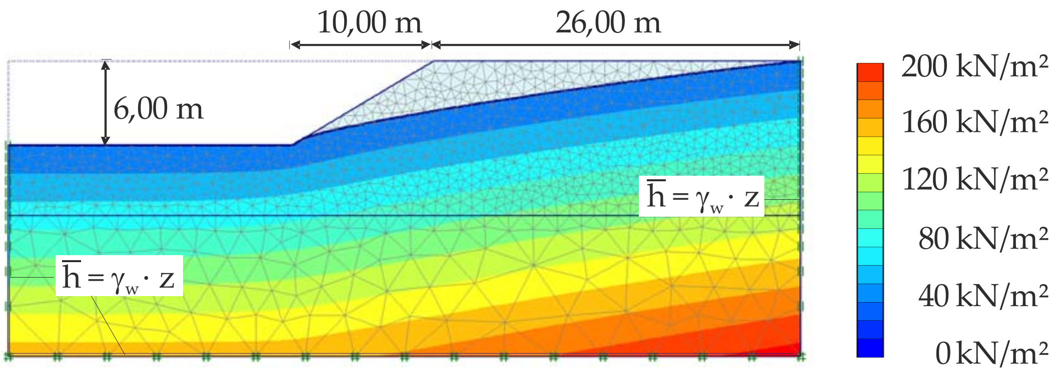


Abbildung J.1: Porenwasserdruckverteilung im Berechnungsbeispiel zur Überprüfung der Böschungsstabilität mit Sickerströmung mit Plaxis 8.6 (Brinkgreve et al., 2006)

Tabelle J.1: Bodenparameter der homogenen, kohäsiven Böschung im Berechnungsbeispiel

Bodenwichte γ_r, γ	20 kN/m³	Durchlässigkeit k	10^{-5} m/s
Reibungswinkel φ′	30°	Elastizitätsmodul E	50000 kN/m²
Kohäsion c′	10 kN/m²	Querdehnzahl υ′	0,30

stimmt werden kann. Die Lage des kritischen Gleitkreises ist jedoch iterativ zu bestimmen, was durch die Verwendung von Computerprogrammen unter Vorgabe eines möglichen Rasters an Gleitkreismittelpunkts und unterschiedlichen Radien erleichtert wird. Für eine Einteilung in 30 Lamellen ergibt sich mit dem Programm MStab (Deltares, 2004) ein Standsicherheitsfaktor η von 1,71. Aufgrund der Bestimmung des kritischen Gleitkreises lässt sich der Standsicherheitsfaktor durch eine einfache Handrechnung mit 5 Lamellen überprüfen und liefert dann 1,78. Der Einfluss der Sickerströmung kann einfach berücksichtigt werden, indem auf die Gleitfläche wirkenden Porenwasserdrücke für das haltende Moment berücksichtigt werden.

Die Finite-Elemente-Berechnung, die mit dem Programm Plaxis 8.6 (Brinkgreve et al., 2004) durchgeführt wird, bietet schließlich den Vorteil, dass sowohl die hydraulische Berechnung mit vorgegebenen Randbedingungen als auch die Stabilitätsberechnung gekoppelt durchgeführt werden kann. Gemäß Abbildung J.1 bildet sich die Lage der Sickerlinie frei aus. Zusätzlich wird die Beschränkung der Gleitfläche auf den Kreisbogen gegenüber dem Verfahren nach Bishop aufgehoben. Der Standsicherheitsfaktor bestimmt sich nach Verformungsberechnung aus der hydraulischen Belastung und anschließender Stabilitätsanalyse für die Böschung zu 1,66.

Tabelle J.2: Vergleich der Standsicherheitsfaktoren η aus unterschiedlichen Berechnungsverfahren für die Böschung im Berechnungsbeispiel

Diagramm nach Hoek und Bray → Berücksichtigung von Zugrissen	η = 1,56
Lamellen-Gleitkreisverfahren (MStab, 30 Lamellen) → Kreisförmige Gleitfläche	η = 1,71
Lamellen-Gleitkreisverfahren (Handrechnung, 5 Lamellen) → Kreisförmige Gleitfläche	η = 1,78
Finite-Elemente-Berechnung (Plaxis 8.6) → “Freie“ Gleitfläche	η = 1,66

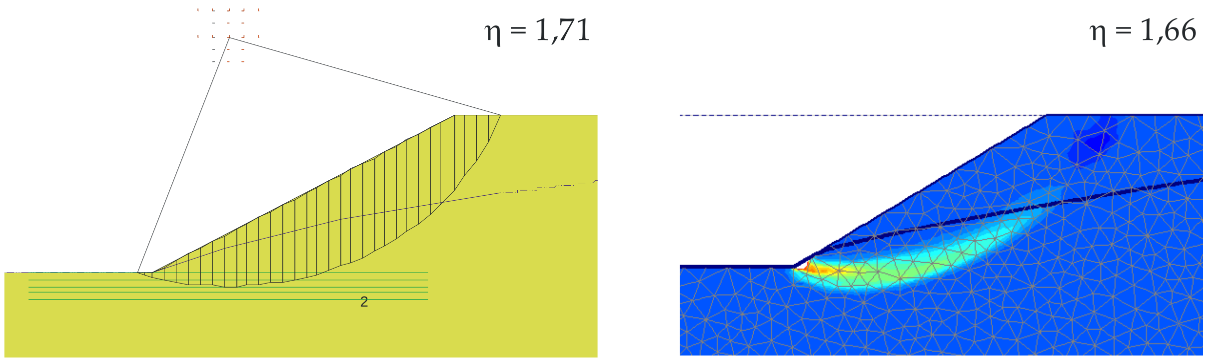


Abbildung J.2: Gleitflächen und Standsicherheitsfaktoren nach dem Lamellen-Gleitkreisverfahren mit MStab (Deltares, 2004) (links) und nach Standsicherheitsberechnung mit Finiten Elementen mit Plaxis 8.6 (Brinkgreve et al., 2004) (rechts) im Berechnungsbeispiel einer Böschung

Die berechneten Standsicherheitsfaktoren sind in Tabelle J.2 nochmals zusammengefasst. Die Standsicherheiten unterscheiden sich je nach Berechnungsverfahren um bis zu 15 %. Die gleiche Größenordnung des Unterschieds zwischen den Ergebnissen der Berechnungsverfahren kann in der Literatur für andere Geometrien festgestellt werden (Zhu et al., 2003; Koelewijn and Van, 2002). Die Ermittlung nach Hoek und Bray (1977) liefert eine konservative Standsicherheitsabschätzung aufgrund der Berücksichtigung eines Zugrisses an der Geländeoberfläche, wodurch die haltenden Scherkräfte insgesamt reduziert werden. Der mit dem klassischen Gleitkreisverfahren ermittelte Standsicherheitsfaktor wird durch die Beschränkung der Gleitfläche auf die Kreisbogenform beeinflusst. Der erhöhte Standsicherheitsfaktor für die Handrechnung gegenüber der computergestützten Berechnung erklärt sich aufgrund der groben Lamelleneinteilung und der Näherung der Lage der Schwerpunkte für die Handrechnung. Da sich in Finite-Elemente-Berechnungen Gleitflächen ohne eine solche Beschränkung entwickeln, kann die geringere ermittelte Standsicherheit als realistischere Abschätzung gegenüber dem Gleitkreisverfahren angesehen werden.

Eine weitere Vergleichsrechnung zwischen Gleitkreisverfahren und Stabilitätsanalyse mit Finiten Elementen bei stationärer Deichdurchsickerung ermöglicht auch die Nachrechnung eines Versuchsdeichs am Po in Viadana bei Mantova in Italien, welche im zur Veröffentlichung eingereichten Beitrag (Möllmann et al., 2009b) durchgeführt wird. Dabei wird die Deichstabilität sowohl ohne als auch mit Sickerströmung für zwei unterschiedliche Wasserspiegelhöhen berechnet. Die Böschungsseite, für die die geringere Standsicherheit ermittelt wird, wechselt von der wasserseitigen Deichschulter ohne Sickerströmung zur landseitigen Deichschulter bei höheren Wasserständen, die für eine Stabilisierung auf der Wasserseite und eine Destabilisierung der Landseite sorgen. Exemplarisch ist das Ergebnis für den maximalen Wasserspiegel 2,5 m oberhalb der Gründungssohle des Deiches in Abbildung J.3 dargestellt. Der Unterschied der Standsicherheitsfaktoren liegt unter 10 %.

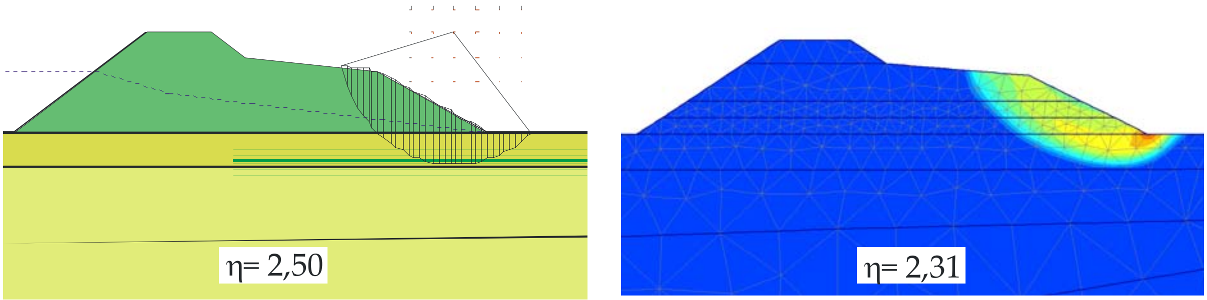


Abbildung J.3: Gleitflächen und Standsicherheitsfaktoren nach dem Lamellen-Gleitkreisverfahren mit MStab (Deltares, 2004) (links) und nach Standsicherheitsberechnung mit Finiten Elementen mit Plaxis 8.6 (Brinkgreve et al., 2004) (rechts) eines Versuchsdeichs in Viadana

Anhang K

Weitere Konvergenzkriterien der FORM-ARS-Anwendung

K.1 Anforderungen an die Finite-Elemente-Modellierung

Da die Berechnung von hydraulischen und mechanischen Anfangsrandwertproblemen mit der Finite-Elemente-Methode immer eine Näherung des wahren Bodenverhaltens darstellt, sind bestimmte Anforderungen an die Modellierung zu stellen, die in Abschnitt 5.1 erläutert werden. Die wichtigsten Aspekte sind die Wahl der Anfangs- und Randbedingungen, die Feinheit der räumlichen Diskretisierung des Simulationsgebiets insbesondere dort, wo große Gradienten auftreten, sowie die Zeitdiskretisierung. Aufgrund der durchgeführten Diskretisierung eines kontinuierlichen Verhaltens und aufgrund der Nichtlinearität der zu lösenden Differenzialgleichungen z.B. bei der Berechnung der Sickerströmung im ungesättigten Bereich und der Verformungsberechnung bei plastischem Bodenverhalten werden Gleichgewichtsbedingungen nur mit einer gewissen Toleranzgrenze erfüllt.

In der probabilistischen Analyse gewinnen diese Anforderungen an die Modellierung eine gesteigerte Bedeutung. Um zu einer Konvergenz der FORM-ARS-Iteration zu gelangen, sind dem Elementnetz und dem tolerierbarem Gleichgewichtsfehler besondere Beachtung zu schenken. Anhaltspunkt für eine ausreichend genaue Modellierung gibt der numerische Fehler *err* der Finite-Elemente-Berechnung gemäß Gleichung (5.29), Für ein konvergentes Verhalten bei der Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit sollte dieser im Mittel auf unter 5 % gebracht werden. Analysen zum Einfluss des tolerierbaren Gleichgewichtsfehlers bei der mechanischen Berechnung und der numerischen Stabilitätsanalyse mit Plaxis 8.6 zeigen, dass dieser von 0,01 auf 0,0002 abgemindert werden sollte (Nestorova, 2007).

Für die numerische Stabilitätsanalyse ist weiterhin sicherzustellen, dass für die Bestimmung des Grenzzustands in jedem Fall die Verformungen bei gleichbleibendem Standsicherheitsfaktor gemäß Abbildung 5.4 zunehmen. Ohne diese Gewährleistung wird kein Konvergenzverhalten erreicht. Eine Beibehaltung der Höhe des Lastinkrements gemäß Abschnitt 5.1.4 in der mechanischen Berechnung begünstigt eine Konvergenz. Damit werden größere Verformungen noch während der Verformungsberechnung des Deiches zugelassen, was die Vergleichbarkeit der bestimmten Standsicherheitsfaktoren verbessert.

K.2 Krümmungsorientierung der Antwortfunktion

Im Abschnitt 5.3.2.4 wurde bereits auf mögliche Typen von Antwortfunktionen eingegangen, die prinzipiell frei wählbar sind und möglichst genau die mögliche unbekannte Form der Versagenszustandsgleichung wiedergeben sollten. Die Konvergenz der FORM-ARS-Iteration wird durch die Krümmungsorientierung der Antwortfunktion beeinflusst. In Abbildung K.1 wird illustriert, wie die konkave, vom Koordinatenursprung weg gekrümmte Antwortfunktion in der Regel zu einer eindeutigen Lösung zur Bestimmung des Bemessungspunktes führt. Der Normalenvektor mit dem kürzesten Abstand zum Ursprung kann durch die Linearisierung der Antwortfunktion nach wenigen Iterationsschritten bestimmt werden.

Im Gegensatz dazu können für konvexe, zum Koordinatenursprung hin gekrümmte Antwortfunktionen mehrdeutige Lösungen zur Bestimmung des Bemessungspunktes aufweisen, was durch die beiden gleich langen Vektoren der Zuverlässigkeitsindizes $\beta_{konvex,1}$ und $\beta_{konvex,2}$ in Abbildung K.1 illustriert wird. Auch für einen eindeutigen Bemessungspunkt ist die Iteration weniger robust, da die Rückführung der linearisierten Ebene auf die Antwortfunktion durch die First Order Reliability Methode, die in Abbildung 2.9 dargestellt wird, zu einer großen Schwankungen bei der Bestimmung des Bemessungspunkts führt.

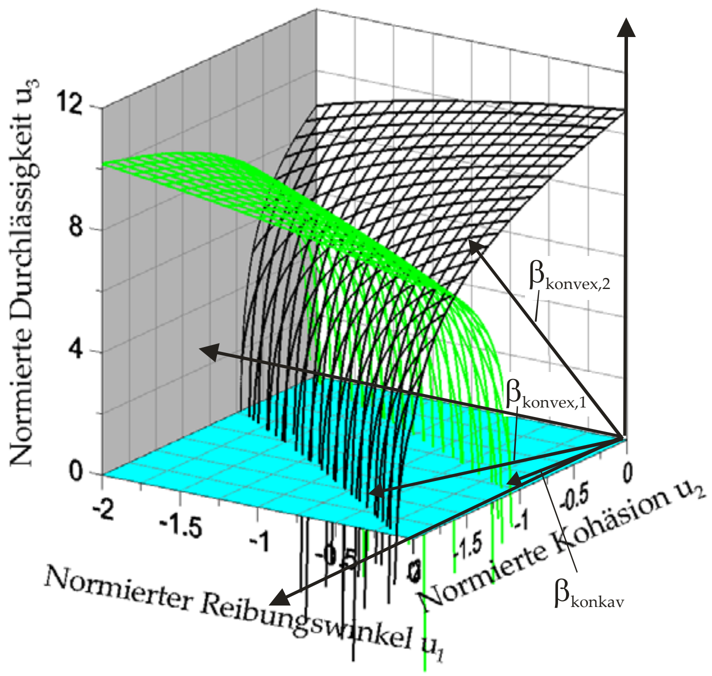


Abbildung K.1: Konkave und konvexe Antwortfunktion mit unterschiedlichem Konvergenzverhalten

K.3 Relaxation

Bei der First Order Reliability Methode führt die Iteration der Bestimmung des Bemessungspunkts unabhängig vom Typ der Antwortfunktion meist zu einem oszillierenden Konvergenzverhalten. Abbildung 2.9 skizziert die Eingrenzung des Bemessungspunkts von beiden Seiten durch die Linearisierung der Versagenszustandsgleichung. Diese Oszillation des Konvergenzverhaltens kann auch für die FORM-ARS-Iteration beobachtet werden. Die Ergebnisse der vorgehenden Iterationsschritte grenzen häufig den abschließend bestimmten Bemessungspunkt ein.

Zur Beschleunigung des Konvergenzverhaltens wird in Computerprogrammen zur probabilistischen Analyse ein Relaxationsfaktor δ verwendet (Courage und Steenbergen, 2005). Dieser Relaxationsfaktor beschreibt, wie weit vom neuen Bemessungspunkt zum Bemessungspunkt des vorgehenden Iterationsschritts zurückgegangen wird, um mit diesem Startpunkt im nächsten Iterationsschritt die Versagenszustandsgleichung neu auszuwerten. Die Linearisierung der Versagenszustandsgleichung liegt dann meist näher beim endgültigen Bemessungspunkt als ohne Relaxation. Bei der Anwendung der First Order Reliability Methode erweist sich häufig ein Relaxationsfaktor $\delta \approx 0{,}2$ als zielführend, um schnell zu einer Konvergenz des Bemessungspunkts zu gelangen.

Für die Anwendung der FORM-ARS kann die Verwendung eines Relaxationsfaktors zu einer Beschleunigung des Konvergenzverhaltens führen. Statt der Erzeugung neuer zufälliger Parameterkombinationen um den Bemessungspunkt wird dann ein Punkt zwischen dem Bemessungspunkt der letzten und der vorgehenden Iteration gewählt. Die Untersuchung des Einflusses eines Relaxationsfaktors zeigt keine allgemeingültige Tendenz, da das Konvergenzverhalten der FORM-ARS-Iteration nicht immer oszilliert. In manchen Fällen liegt der endgültige Bemessungspunkt nicht zwischen den Ergebnissen der vorhergehenden Iterationsschritte. Aus den Erfahrungen der durchgeführten Berechnungen kann daher keine Empfehlung über die Größenordnung eines Relaxationsfaktors gegeben werden.

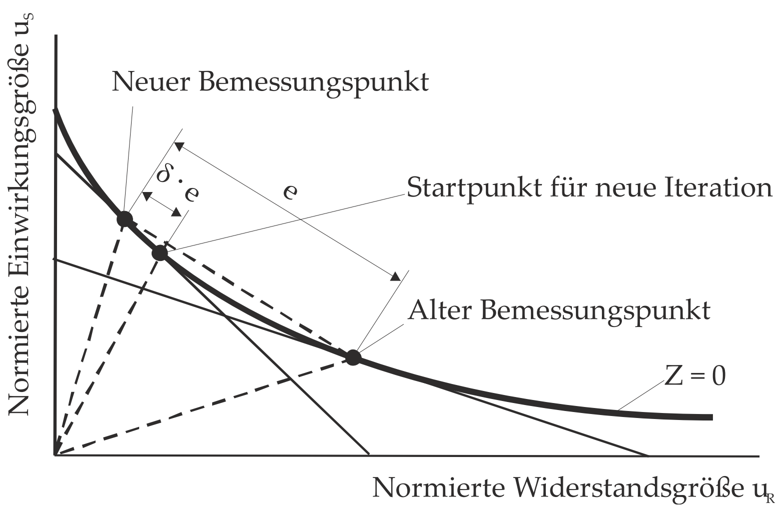


Abbildung K.2: Relaxationsfaktor δ zur Beschleunigung der FORM-Iteration

Anhang L

Bestimmung der gebietsabhängigen Standardabweichung mittels Varianzreduktion

Für den in Abschnitt 5.4 untersuchten Elbedeich werden die gebietsabhängigen Standardabweichungen der stochastischen Eingangsparameter Reibungswinkel φ', Kohäsion c' sowie die Durchlässigkeit k des Deichkörpers unter Berücksichtigung der Varianzreduktion aus den Standardabweichungen für einen Punkt bestimmt.

Für die stochastischen Eingangsparameter werden folgende Mittelwerte und auf einen Punkt bezogene Standardabweichungen gemäß Tabelle L.1 angenommen:

- Effektiver Reibungswinkel φ': Für eine Tiefe des Gleitkreises und einer vertikalen Korrelationslänge für die Scherparameter von 2,0 m kann der Varianzreduktionsfaktor $\gamma(\varphi')$ bzw, $\gamma(c')$ zu 0,5252 bestimmt werden. Statt des Reibungswinkels wird die gebietsabhängige Standardabweichung $\sigma_{\tan\varphi,g}$ durch Gleichung (2.25) mit dem Tangens des Reibungswinkels bestimmt:

$$\sigma_{\tan\varphi,g} = \sqrt{\gamma} \cdot \sigma_{\tan\varphi} = \sqrt{0{,}5252} \cdot 0{,}0435 = 0{,}0315$$

  Die zugehörige gebietsabhängige Standardabweichung $\sigma_{\varphi,g}$ des Reibungswinkels beträgt 1,806°, der Variationskoeffizient für den Tangens des Reibungswinkels beträgt 10 %.

- Effektive Kohäsion c': Für die log-normalverteilte Kohäsion c' wird zunächst eine Transformation in den normalverteilten Parameter x durchgeführt, bevor darauf die Varianzreduktion angewendet wird. Die zugehörigen statistischen Momente betragen dann mit Gleichung (2.5) $\mu_x = 1{,}3891$ und $\sigma_x = 0{,}6520$. Die gebietsabhängige Standardabweichung $\sigma_{x,g}$ beträgt dann:

$$\sigma_{x,g} = \sqrt{\gamma} \cdot \sigma_x = \sqrt{0{,}5252} \cdot 0{,}6520 = 0{,}4725$$

  Die Rücktransformation in die log-normalverteilte Kohäsion führt auch zu einer Veränderung des Mittelwerts. Die statistischen Momente nach Varianzreduktion lauten dann $\mu_{c,g} = 4{,}485$ kN/m² und $\sigma_{c,g} = 2{,}243$ kN/m² mit einem Variationskoeffizienten von 50 %.

Tabelle L.1: Verteilungsfunktionen und statistische Momente der stochastischen Eingangsparameter

Stochastischer Eingangsparameter	Verteilungsfunktion	Mittelwert μ	Standardabweichung σ	Variationskoeffizient v
Reibungswinkel φ′	normal	17,5°	2,49°	13,8 %
Kohäsion c′	log-normal	4,96 kN/m²	3,61 kN/m²	72,8 %
Durchlässigkeit k	log-normal	$1{,}13 \cdot 10^{-7}$ m/s	$3{,}44 \cdot 10^{-7}$ m/s	304 %

- Isotrope Durchlässigkeit k: In gleicher Weise wird für die Durchlässigkeit verfahren. Da aus den verfügbaren Werten in der Literatur die vertikale Korrelationslänge zu 1,0 m angenommen wird, beträgt der zugehörige Varianzreduktionsfaktor γ(k) = 0,2980. Nach Transformation in den normalverteilten Parameter y lauten die statistischen Momente μ_y = -17,158 und σ_y = 1,525. Die gebietsabhängige Standardabweichung $\sigma_{y,g}$ beträgt dann:

$$\sigma_{y,g} = \sqrt{\gamma} \cdot \sigma_x = \sqrt{0{,}2980} \cdot 1{,}525 = 0{,}8326$$

  Daraus ergeben sich die gebietsabhängigen statistischen Momente für die Durchlässigkeit zu $\mu_{k,g} = 5{,}0 \cdot 10^{-8}$ m/s und $\sigma_{k,g} = 5{,}0 \cdot 10^{-8}$ m/s mit einem Variationskoeffizienten von 100 %.

Lebenslauf

Name	Axel Florian Dirk Möllmann
Geburtsdatum	17. Juli 1975
Geburtsort	Radolfzell am Bodensee

Schulbildung

1982-1986	Grundschule Leonberg-Warmbronn
1986-1995	Albert-Schweitzer-Gymnasium Leonberg

Zivildienst

1995-1996	Kinderheim „Haus Johannes“ in Leonberg-Warmbronn

Studium

1996 – 2002	Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart, Auszeichnung mit dem Artur-Fischer-Preis
1999 – 2000	Studienaufenthalt an der University of Calgary, Kanada, im Rahmen eines Stipendiums des Deutschen Akademischen Austauschdienstes (DAAD)

Beruf

2002 – 2004	Tätigkeit in der Tragwerksplanung und bautechnischen Prüfung bei der Mayer- Vorfelder und Dinkelacker Ingenieurgesellschaft GmbH&Co. KG, Sindelfingen
seit 2004	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart
	Betreuung des Grund- und Vertiefungsfachs Geotechnik als Assistent in der Lehre
	Sachbearbeiter für das Forschungsprojekt: PC-River – Zuverlässigkeitsanalyse und Risikoabschätzung für den Hochwasserschutz unter integrierter Berücksichtigung geotechnischer, hydrologischer und hydraulischer Einflussgrößen (BMBF)

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

Nr. 01	Thamm, B. R.	(1974)	Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones € 5,11
Nr. 02	Gußmann, P.	(1975)	Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch € 2,56
Nr. 03	Feeser, V.	(1975)	Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften vom Löß **vergriffen**
Nr. 04	Du Thin, K.	(1976)	Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation **vergriffen**
Nr. 05	Smoltczyk, U./ Pertschi, O./ Hilmer, K.	(1976)	Messungen an Schleusen in der UDSSR. Schleusennorm der UDSSR (SN 30365) **vergriffen**
Nr. 06	Hilmer, K.	(1976)	Erddruck auf Schleusenkammerwände € 9,20
Nr. 07	Laumans, Q.	(1977)	Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens € 9,20
Nr. 08	Lächler, W.	(1977)	Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse **vergriffen**
Nr. 09	Spotka, H.	(1977)	Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand **vergriffen**

Nr. 10	Schad, H.	(1979)	Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben **vergriffen**
Nr. 11	Ulrich, G.	(1980)	Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden
	Gußmann, P.		Zum Modellgesetz der Konsolidation € 10,23
Nr. 12	Salden, D.	(1980)	Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten € 12,78
Nr. 13	Seeger, H.	(1980)	Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch € 12,78
Nr. 14	Schmidt, H.H.	(1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund € 12,78
Nr. 15	Smoltczyk, U./ Schweikert, O.	(1981)	Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen € 6,14
Nr. 16	Malcharek, K./ Smoltczyk, U.	(1981)	Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten € 7,67
Nr. 17	Gruhle, H.D.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes **vergriffen**
Nr. 18	Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen € 12,78
Nr. 19	Lutz, W.	(1983)	Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten € 12,78
Nr. 20	Smoltczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen “Bodenmechanik und Grundbau“; überarbeitete Ausgabe 1993 € 20,45

Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks € 10,23
Nr. 22	Vogt, N.	(1984)	Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand **vergriffen**
Nr. 23	Buchmaier, R.	(1985)	Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten € 12,78
Nr. 24	Schad, H. Smoltczyk, U./ Schad, H./Zoller, P.	(1985)	Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung € 17,90
Nr. 25	Gußmann, P.	(1986)	Die Methode der Kinematischen Elemente € 10,23
Nr. 26	Steinmann, B.	(1985)	Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung **vergriffen**
Nr. 27	Lee, S.D.	(1987)	Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzen im Sand neben Einzelfundamenten **vergriffen**
Nr. 28	Kolb, H.	(1988)	Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang € 12,78
Nr. 29	Ochmann, H.	(1988)	Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept € 12,78
Nr. 30	Breinlinger, F.	(1989)	Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen € 15,34
Nr. 31	Smoltczyk, U./ Breilinger, F./ Schad, H./ Wittlinger, M.	(1989)	Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise € 12,78

Nr. 32	Gußmann, P./ Schanz, T./ Smoltczyk, U./ Willand, E.	(1990)	Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck, Grundbuch, Standsicherheit von Böschungen) **vergriffen**
Nr. 33	Gruhle, H.D.	(1990)	Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten **vergriffen**
Nr. 34	Henne, J.	(1995)	Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe € 15.34
Nr. 35	Wittlinger, M.	(1994)	Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden € 15,34
Nr. 36	Schad, H.	(1992)	Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik – Experimentelle Erfassung und numerische Analyse € 15,34
Nr. 37	Belz, I.	(1992)	Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in situ aus der Systemantwort des Erregers € 15,34
Nr. 38	Ma, J.	(1994)	Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen € 15.34
Nr. 39	Smoltczyk, U.	(1994)	Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik € 15.34
Nr. 40	Rilling, B.	(1994)	Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm € 17.90
Nr. 41	Vermeer, P.A.	(1996)	Deponiebau und Geotechnik € 17,90
Nr. 42	Vermeer, P.A.	(1997)	Baugruben in Locker- und Festgestein € 17,90
Nr. 43	Brinkmann, C.	(1998)	Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudammbau € 17,90
Nr. 44	Fiechter-Scharr, I.	(1998)	Beeinflussung von Erdbaustoffen durch Beimischen eines organophilen Bentonits € 17,90

Nr. 45	Schanz, T.	(1998)	Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien € 17,90
Nr. 46	Akinrogunde, A.E.	(1999)	Propagation of Cement Grout in Rock Discontinuities Under Injection Conditions € 17,90
Nr. 47	Vogt-Breyer, C.	(1999)	Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker € 17,90
Nr. 48	Vermeer, P.A.	(1999)	Neue Entwicklungen in der Geotechnik € 17,90
Nr. 49	Marcher, T.	(2002)	Resultate eines Versuchsprogramms an Beaucaire Mergel € 17,90
Nr. 50	Marcher, T.	(2003)	Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone € 17,90
Nr. 51	Ruse, N.M.	(2004)	Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb **vergriffen**
Nr. 52	Beutinger, P.H.	(2005)	Ein geotechnischer Beitrag zur Standsicherheit mobiler Baumaschinen € 17,90
Nr. 53	Wehnert, M.	(2006)	Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik € 17,90
Nr. 54	Möller, S. C.	(2006)	Tunnel induced settlements and forces in linings € 17,90
Nr. 55	Benz, T.	(2007)	Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences € 17,90
Nr. 56	Abed, A.	(2008)	Numerical Modeling of Expansive Soil Behavior € 17,90

Nr. 57	Hintner, J.	(2008)	Analyse der Fundamentverschiebungen infolge vertikaler und geneigter Belastung € 17,90
Nr. 58	Russelli, C.	(2008)	Probabilistic Methods applied to the Bearing Capacity Problem € 17,90
Nr. 59	Peña Olarte, A.A.	(2008)	Influence of Particle Shape on the Global Mechanical Response of Granular Packings: Micromechanical Investigation of the Critical State in Soil Mechanics € 17,90
Nr. 60	Neher, H.P.	(2008)	Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden – Theorie und Anwendung € 17,90
Nr. 61	Vermeer, P.A.	(2008)	Von der Forschung zur Praxis: Symposium anlässlich des 80. Geburtstags von Prof. U. Smoltczyk € 17,90
Nr. 62	Syawal, Satibi	(2009)	Numerical Analysis and Design Criteria of Embankments on Floating Piles € 17,90
Nr. 63	Lächler, Annette	(2009)	Bedeutung herstellungsbedingter Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Schlitzwänden € 17,90
Nr. 64	Möllmann, Axel	(2009)	Probabilistische Untersuchung von Hochwasserschutzdeichen mit analytischen Verfahren und der Finite-Elemente-Methode € 17,90