

Die Beurteilung von hydrodynamischen Bodendeformationsvorgängen in Deichen und Dämmen – Ein integraler Ansatz

Ronald Haselsteiner

Fichtner GmbH & Co. KG, Wasserkraft, Sarweystraße 3, 70191 Stuttgart

1 Einleitung

Die in der internationalen Praxis entwickelte und bereits an vielen Talsperren umgesetzte Herangehensweise zur Beurteilung von Erosions- und Suffosionsvorgängen in Erdbauwerken, primär Dammbauwerken, ermöglicht dem planenden Ingenieur die Beurteilung der hydrodynamischen Bodendeformation auch unter Berücksichtigung des Risikos und der Schnittstellen zum Katastrophenschutz. Hierbei werden nicht nur die physikalischen Prozesse, die zu einer Bodenumlagerung führen können, betrachtet, sondern alle einflussnehmenden Faktoren von der Belastung bis hin zum eben genannten Katastrophenmanagement.

Die mathematisch-physikalische Betrachtung und auch Modellierung der Vorgänge bedürfen einer Kenntnis der Abfolge von Einzelprozessen und ggf. deren Interaktion. Für eine Untergliederung in einzelne, zeitlich nacheinander folgende Prozesse ist ein grundlegendes Verständnis des Verhaltens von Deichen und Dämmen unter hydraulischer Belastung, das Erkennen von möglichen Erosionspfaden und -bereichen sowie das Spannungs-Verformungs-Verhalten von Erdbauwerken notwendig, um hieraus kritische Ereignispfade zu entwickeln und diese zu beurteilen. Inzwischen verfolgen zahlreiche Arbeiten, wie z. B. FELL et al (2005), FOSTER & FELL (1999), FELL & FRY (2007) eine Herangehensweise, die eine prozessorientierte Beurteilung von hydrodynamischen Bodendeformationsvorgängen ermöglicht.

Während sich FELL et al (2005) noch auf den Prozess der hydrodynamischen Bodendeformation konzentrieren und innerhalb der vier betrachteten Teilprozesse auf weiter greifende Aspekte, wie z. B. Verformungen und Belastungen, eingeht, betrachten FELL & FRY (2007) bereits acht Schritte bzw. Aspekte, in denen auch die genannten vier physikalischen Prozesse integriert sind. Werden Maßnahmen des Katastrophenschutzes im Gefährdungsbereich erst einmal außen vor gelassen, können die in Abb. 1 gezeigten Prozesse und Maßnahmen unterschieden werden. Im angegebenen Flussdiagramm sind bereits Stichpunkte und Kriterien genannt, die zur Beurteilung der einzelnen Teilprozesse herangezogen werden können.

Der vorliegende Beitrag behandelt Dämme und Deiche, wobei beide Arten der genannten Erdbauwerke aufgrund der unterschiedlichen Randbedingungen wie Belastung, Größe, vorhandenes Schadens- und Risikopotential, etc. im Entwurf, in der Ausführung und während der Überwachung und Unterhaltung auch im Hinblick auf Erosions- und Suffosionsprozessen unterschieden werden können. Dauerhaft eingestaute Dämme und temporär mit Hochwasser beaufschlagte Deiche können auf unterschiedliche Weise und unterschiedlich schnell durch innere Erosionsvorgänge geschädigt werden. Eine quantitative Beurteilung dieser Vorgänge ist stark von den örtlichen Randbedingungen, den hydraulischen Randbedingungen und besonders dem Zustand des Erdbauwerks bzw. seine geohydraulischen Eigenschaften abhängig.

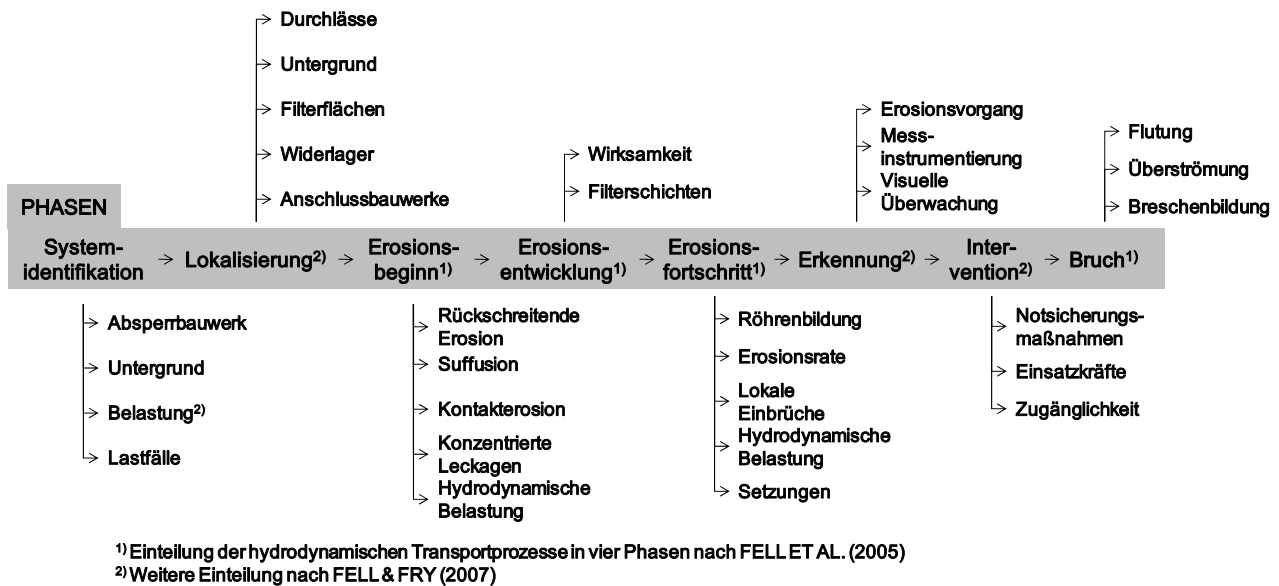


Abb. 1: Prozessunterteilung erweitert nach FELL et al (2005) und FELL & FRY (2007)

Anzumerken verbleibt, dass, obwohl z. B. Hochwasserrückhaltebecken (HRB) mit Trockenbecken aufgrund ihrer Belastung eher Deichen gleichen, sie normativ zu den Stauanlagen zählen. Besonders bei HRB mit Trockenbecken kann ein instationärer Durchsickerungszustand maßgebend sein, wie dies auch bei Deichbauten der Fall sein kann. Beide Bauwerkstypen, ihre Randbedingungen und Durchsickerung wurden bereits in Veröffentlichungen diskutiert (HASELSTEINER, 2007a,b,c,d). In den Normen und Regelwerken werden aktuell jedoch Dämme an Hochwasserrückhaltebecken und Hochwasserschutzdeiche getrennt behandelt, obwohl ihre Beanspruchung und auch ihr Entwurf praktisch identisch sein können (DIN 19712/1997, DWA-507/2006 (Entwurf), DIN 19700/2004). Natürlich stellt dies in der praktischen Ingenieurarbeit keinen Stolperstein dar, da der Ingenieur ungeachtet der Normung versuchen wird, ein „optimales“ Bauwerk zu entwerfen und zu betreiben. Die Kenntnis der entsprechenden, spezifischen Fachliteratur zu Hochwasserschutzdeichen und Talsperren ist hierbei sicherlich hilfreich.

Dieser Beitrag konzentriert sich auf klassische Damm- und Deichbauwerke aus dem Tätigkeitsbereich Wasserbau und Wasserkraft:

- Dauerhaft eingestaute Talsperrendämme (nach DIN 19700-10+11)
- Stauhaltungsdämme an Wasserkraftanlagen (nach DIN 19700-10+13)
- Dämme für Hochwasserrückhaltebecken mit Trockenbecken (DIN 19700-10+12)
- Deiche an Fließgewässern (DIN 19712)

Natürlich sind Tidedeiche, Küstendeiche, Sedimentationsbecken und andere Erdschüttbauwerke, die eine hydraulische Belastung erfahren, ähnlichen Prozessen unterworfen, so dass für diese speziellen Bauwerke auch Schlussfolgerungen aus der dargestellten Thematik gezogen werden können. Anzumerken ist, dass Küstendeiche im Wesentlichen durch Wellenbeanspruchung (Druckschlag) belastet werden und sich aufgrund des möglichen unterschiedlichen Belastungsbildes auch der Entwurf im Vergleich zu Hochwasserschutzdeichen an Fließgewässern entscheidend unterscheidet (vgl. KORTENHAUS & OUMERACI, 2002). Die Erosionsprozesse treten bei Küstendeiche deshalb eher oberflächlich auf, wodurch eine möglichst widerstandsfähige, kohäsive Oberflächenschicht auch auf der landseitigen Böschung des Deiches vorgehalten werden muss. Dies widerspricht den Entwurfsprinzipien von klassischen Hochwasserschutzdeichen, bei denen darauf ge-

achtet wird, dass durchlässige Dränelemente auf der Landseite die Entwässerung des Deiches und ggf. einen günstigen Potentialabbau sicherstellen.

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) hat seit geraumer Zeit schon ein strukturiertes Vorgehen bei der Beurteilung von möglichen Bodenumlagerungsprozessen an Stauhaltungs-dämmen entwickelt. Hieraus ließ sich ein Ablaufschema ableiten (Abb. 2). Geht man strikt nach dem Ablaufdiagramm vor, dann können zur Beurteilung der einzelnen Aspekte die wichtigsten Nachweise zwar geführt werden, aber die Reihenfolge, wie sie sich in nacheinander abfolgenden, physikalischen Einzelprozessen einstellen sollte, ist nicht gewahrt. Fragen zum Erosionsbeginn, ob die hydraulischen Kräfte überhaupt auftreten oder groß genug sind, Partikelbewegung zu verursachen, werden erst gestellt, nachdem die Filterwirksamkeit bereits beurteilt wird. Dies muss praktisch keine Auswirkungen haben, wenn alle Nachweise immer geführt werden. Aber in dem Fall, dass die hydraulischen Gradienten dauerhaft niedrig sind, kann die Notwendigkeit der Filter entsprechend anders (neu)beurteilt werden. Generell kann bei einem prozessorientierten, physikalisch korrekten Ablaufschema die Interaktion der Einzelprozesse besser betrachtet und beurteilt werden.

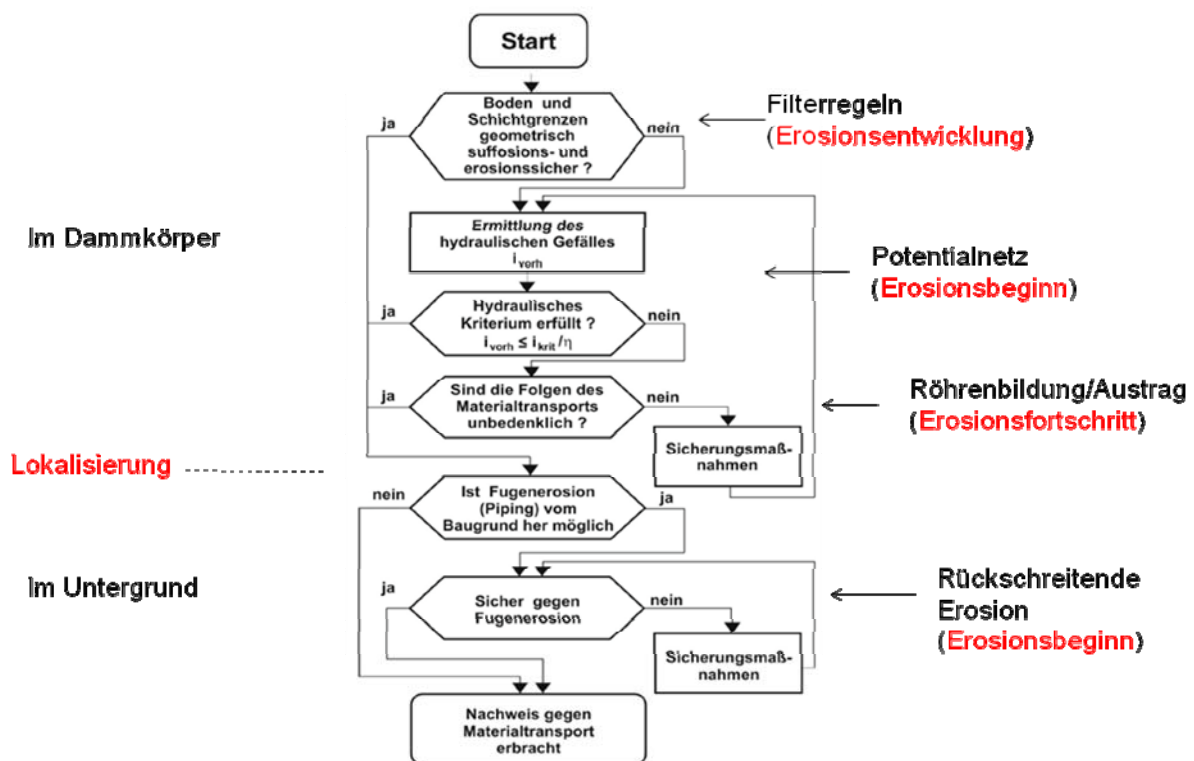


Abb. 2: Ablaufschema aus BAW MSD (2005) und prozessorientierte Phasen

Weitere prozessorientierte Ablaufschemata oder Versagensbäume für Bodenumlagerungsprozesse vom Erosionsbeginn bis hin zum Damm-/Deichversagen sind z. B. in KORTENHAUS & OUMERAUCI (2002) und HUBER (2008) zu finden.

HUBER (2008) stützt sich hierbei bereits auf die Erkenntnisse aus Australien und stellt die Unterteilung in die vier Einzelprozesse anhand eines Versagensbaumes nach FOSTER & FELL (1999) dar.

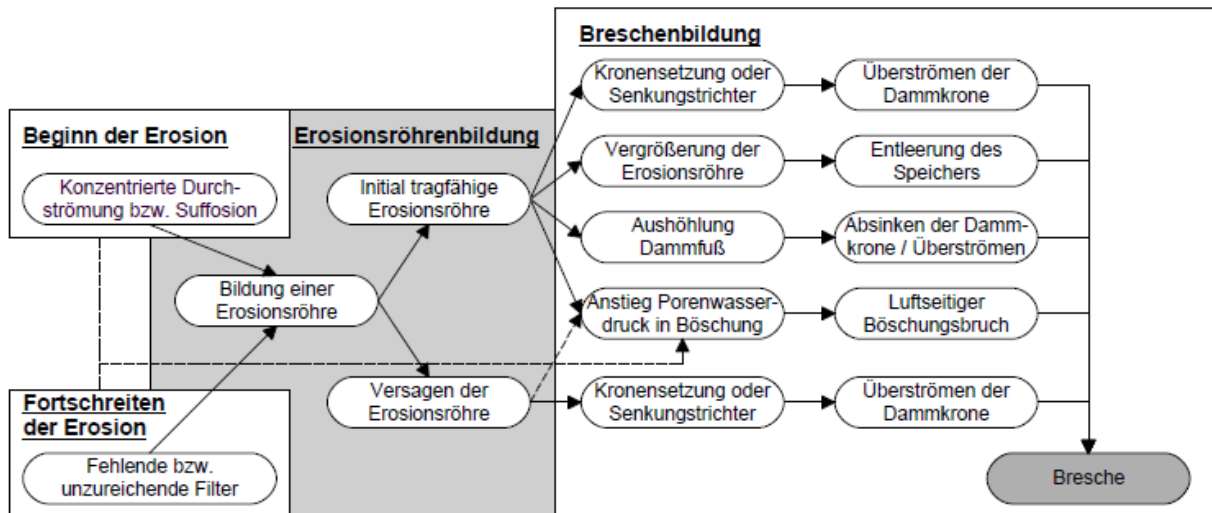


Abb. 3: Ablaufschema nach FOSTER & FELL (1999) (aus HUBER, 2008)

Folgendes Diagramm, das die Abhängigkeit der Einflüsse auf die Einzelprozesse der Inneren Erosion übersichtlich darstellen soll, zeigt, wie umfangreich und aufwendig die Aufgabe werden kann, sobald die relativ einfache Prozesseinteilung nach FELL et al (2005) verlassen wird und ggf. noch quantitative Risiken bestimmt werden wollen.

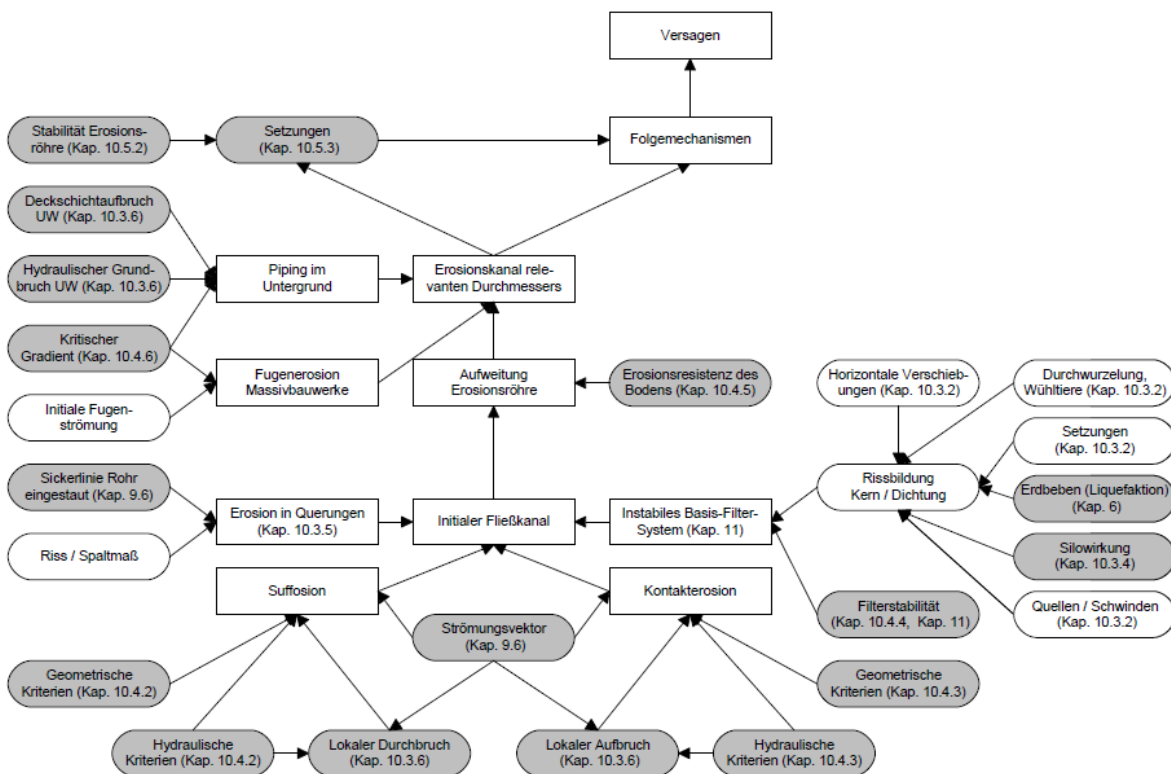


Abb. 4: Einflussdiagramm für Innere Erosion (aus HUBER, 2008)

Besonders die quantitative Bestimmung von Risiken bzw. Versagenswahrscheinlichkeiten obliegt nach Meinung des Autors eine sehr großen Unsicherheit und sicherlich auch eines großen Beurteilungs- und Bewertungsspielraumes. Dies liegt zum einen daran, dass die zugrundeliegenden Bewertungsregeln und Berechnungsverfahren immer einen gewissen Spielraum zulassen, sei es bei der Wahl der Eingangsgrößen oder bei der Beurteilung der Ergebnisse. Zum anderen werden bei den gängigen Verfahren und Ansätzen zur Bestim-

mung von absoluten Versagenswahrscheinlichkeiten von Talsperren oder Dämmen/Deichen immer vereinfachte Versagenskriterien und Wahrscheinlichkeitszuordnungen benutzt, so dass mit hoher Sicherheit die dann auftretenden physikalischen Prozesse nur ungenügend beschrieben und beurteilt werden können. Meist werden hier vier Versagensformen betrachtet, was nach Meinung des Autors, zieht man alleine die Vielfalt beim Ablauf der Inneren Erosion heran, ein zu grobes Vorgehen ist. Die so ermittelte Wahrscheinlichkeit ist nur ein Modell, das ggf. die wahren Prozesse nicht mehr abbildet. Hier kann rasch ein Black-Box-Verfahren geschaffen werden, dessen Beurteilung Schwierigkeiten aufwerfen kann. Sobald jedoch genauere Herangehensweisen verfolgt werden (HUBER, 2008), werden die Verfahren sehr schnell sehr aufwändig und unübersichtlich. Abschließend sollte man sich noch fragen, was absolute Versagenswahrscheinlichkeiten helfen, wenn sie nach ihrer Ermittlung nicht zur subjektiven Risikoeinschätzung oder Risikoakzeptanz passen.

Während sich die Arbeiten von FELL et al (2005) und FELL & FRY (2007) auf die physikalischen, operativen und organisatorischen technischen Prozesse konzentrieren, beschreibt BROWN (2007) bereits die Einbindung des erarbeitenden Prozessverständnisses in ein integrales Risikomanagementkonzept. Innerhalb dieser umfassenden Betrachtung sind die Bewertung und die Beurteilung der Einzelprozesse ein Baustein, um schließlich über die Ermittlung von möglichen Auswirkungen (engl.: consequences) von Katastrophen über den Vergleich von Kosten und Nutzen zu einer Entscheidung für und wider Maßnahmen zu kommen.

2 Schäden durch Innere Erosion

2.1 Allgemeines

MÜLLER-SALZBURG (1992) diskutiert die Versagenswahrscheinlichkeit von unterschiedlichen Talsperrentypen und bestätigt basierend auf Arbeiten des ICOLD, dass erstens das „Gründungsversagen und die Durchsickerungen“ zu einem Drittel einen hohen Anteil der Versagensursachen bilden und dass zweitens Schüttdämme wesentlich häufiger Schäden oder ein Totalversagen bzw. einen Bruch erleiden als Gewichtsmauern. Hierbei liegen die Risikoursachen zu über 50% in der Geologie, in der Konstruktion und dem Betrieb sowie dem Unterhalt begründet. Das sind alle Faktoren, welche das Auftreten, das Erkennen und die Einleitung von Maßnahmen im Zusammenhang mit Erosion in Erdschüttauwerken beeinflussen. Neuere Arbeiten greifen auf statistische und mathematische Werkzeuge zurück, kommen aber auch nicht zu anderen Erkenntnissen.

FOSTER et al (1998, 2000) gehen bei ihrer Auswertung auf Erdschüttdämme ein und zeigen, dass ca. 47% der Totalversagensfälle auf Erosionsvorgänge zurückzuführen sind. Interessant ist auch die Aussage, dass Brüche mit Erosionsvorgängen im Schüttkörper selbst als Ursache zu 50% beim Ersteinstau versagen, wohingegen Erosionsvorgänge im Untergrund verzögert zu 50% in den ersten fünf Betriebsjahren zu einem Totalversagen führen. Hiermit wird noch einmal die Bedeutung eines Probestaus und des Ersteinstaus unterstrichen. Während beider Vorgänge übernimmt die Überwachung anhand der integrierten Messinstrumente eine wichtige Rolle. Bei allzu ungünstigen Randbedingungen kann dies jedoch im Ernstfall keinen Bruch und eine dadurch verursachte Katastrophe verhindern, wie dies am Beispiel des Bruches des Teton-Dammes der Fall war (Näheres siehe unter Abschnitt 2.2).

In SINGH (1996) sind 85 Totalversagensfälle von Talsperren tabellarisch zusammengestellt. Die angegebene Tabelle beinhaltet auch Bruchparameter, wie z. B. den maximalen

Ausfluss oder die Breschenbreite, sofern derartige Informationen erhältlich waren. In SINGH (1996) wird auch auf die Arbeiten einiger Autoren verwiesen, die sich auch mit den Ursachen und der empirischen Häufigkeit von Talsperrenversagen auseinandergesetzt haben. Hierbei nimmt das Versagen durch hydrodynamische Bodendeformation einen Anteil von ca. 20 bis 40% ein. Hiervon eine genauere Aussage zu treffen, ist schwierig, weil die Kategorien von Autor zu Autor unterschiedlich gebildet wurden.

Interessant ist in diesem Zusammenhang auch, dass die Versagenswahrscheinlichkeit von Talsperren mit einer Höhe größer 15 m in Europa linear von 0,05 % auf ca. 0,01 % linear im Zeitraum von 1900 bis 1978 zurückging, wobei eine Betriebsdauer von 10.000 Jahren betrachtet wurde. Werden den europäischen Zahlen noch die der USA hinzugeschlagen nahm diese Versagenswahrscheinlichkeit von über 0,4 % auf ca. 0,03 % ab (SCHNITTER, 1993; aus SINGH, 1996).

Weiter fanden FOSTER et al (2000) heraus, dass nach 5 Jahren Betriebsdauer nur noch ca. 33% durch „Erosion im Schüttkörper“ und 25% durch „Erosionsvorgänge im Untergrund“ versagen. Dieser Prozentsatz ist nicht zu vernachlässigen, weshalb auf eine dauerhafte und wirksame Unterhaltung und Überwachung auch nach einer mehrjährigen Betriebszeit geachtet werden muss. Beispielsweise versagte in Indonesien Anfang 2009 ein homogener Damm aus Lateritboden nach ca. 60 Jahren Betriebszeit. Genauere Informationen hierzu waren jedoch nicht beschaffbar, nur dass das Versagen sich eine geraume Zeit durch Rissbildung und Verformungen angekündigt hat und hohe Wasserstände und starke Regenereignisse unmittelbar vor dem Versagen beobachtet werden konnten.

NIEMEYER (2007) hat im Rahmen ihrer Arbeit die möglichen Versagensursachen von Talsperrendämmen und Deichen betrachtet und die in Abb. 5 dargestellten Verteilungen ermittelt. Dabei stützt sie sich bei den Dämmen auf die bereits genannten Arbeiten und bei den Deichen auf die Erhebung von Schäden nach dem Hochwasser 2002 in Sachsen. Die Auswertung der Deichschäden in Sachsen ist in HORLACHER et al (2006) enthalten.

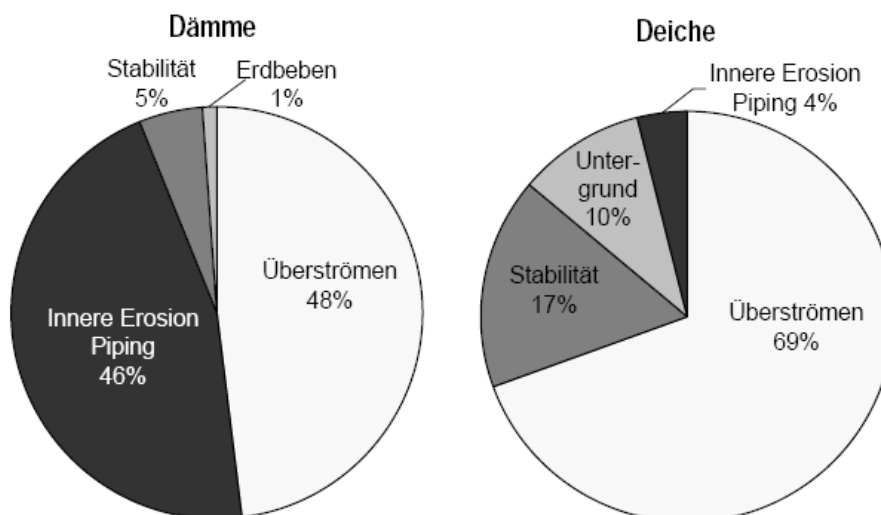


Abb. 5: Versagensursachen und ihre empirische Eintretenswahrscheinlichkeit für Dämme und Deiche (aus NIEMEYER, 2007; nach verschiedenen Autoren)

Weiter interessant erscheint in diesem Zusammenhang auch, dass die Versagenswahrscheinlichkeit von Erdschüttdämmen, welche vor 1950 errichtet wurden, um den Faktor drei größer ist als bei Dämmen nach 1950. Gründe hierfür sind sicherlich Hand in Hand

der Fortschritt der Bautechnik, Erfahrungen aus Schadensereignissen und die Fortentwicklung von theoretischen und empirischen Grundlagen und Wissen im Erd- und Talsperrenbau.

Im Vergleich zu Talsperrenbauwerken versagen Hochwasserschutzdeiche natürlich häufiger, nicht zuletzt deshalb, da hier andere Bemessungswahrscheinlichkeiten herangezogen werden dürfen. Das Bauwerksrisiko sollte aus theoretischer Sicht bei Ingenieurbauten durch die Berücksichtigung der Bauwerkssicherheit und des möglichen Schadens gleich sein, was sich auch in den Bemessungswahrscheinlichkeiten widerspiegelt. Bei gleichem Schadenspotential müsste deshalb das Bauwerksrisiko gleich sein. Hier müssen natürlich dauerhaft eingestaute Dämme und Deiche unterschieden werden. Deiche weisen i. d. R. im Vergleich zu Talsperrendämmen keine Messeinrichtung auf, sie werden i. d. R. nur selten und meist statistisch irrelevant mit Erdbebenlasten konfrontiert und werden i. d. R. auch nicht dauerhaft überwacht.

2.2 Schadensbeispiele

In HASELSTEINER & STROBL (2005) sind zahlreiche Schäden an Hochwasserschutzdeichen angegeben, die auch von Erosionsprozessen herrühren. Bei einem Totalversagen bzw. Bruch des Deiches ist die Ursachenforschung schwierig bis unmöglich, weshalb auch die oben angegebenen Statistiken auch nur Indikationen sein können. In Abb. 6 sind einige Beispiele von Deichbrüchen und Erosionsschäden aus Bayern dargestellt. Weitere Beispiele von Schäden und Schwachstellen an Erdbauwerken sowie deren Bewertung und Einteilung sind z. B. in SACKMANN (2001), NIESCHE & KRÜGER (1998), SACHWITZ et al (1982), POHL et al (1999), SCHOLZ (2005), DÖSCHER & ARMBRUSTER (1999), HEERTEN (2003), HERMANN (2003), HORLACHER (2003), HÜLS & SCHWINGE (2003), JENSEN & FRANK (2003) und SCHNEIDER et al (1997) gegeben.

Deichbruch an der Ammer während Hochwasser 1999
(Quelle: WWA Weilheim)



Erosion am landseitigen Deichfuß durch Sickerwasseraustritte - Sandsäcke zur Sicherung der Böschung
Quelle: unbekannt

Deichbruch eines Donaudeiches während Hochwasser 1988
(Quelle: TUM)



Konzentration von Erosionskanälen an Donaudeichen während des Hochwassers 1988
(Quelle: WWA Ingolstadt)

Längsrisse im Bereich der Deichkrone auf einem Ammerdeich nach dem Hochwasser 1999
(Quelle: WWA Weilheim)



Sickerwasseraustritt im Bereich einer Wurzel an einem Donaudeich während des Hochwassers 1988
(Quelle: WWA Deggen Dorf)

Abb. 6: Schadensbeispiele an Deichen aus HASELSTEINER & STROBL (2005) (Quelle: Behörden der Bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung)

Der Bruch des Teton-Dammes 1976 ist eines der berühmtesten Beispiele eines Totalversagens eines Schüttdammes aufgrund innerer Erosion. Aber obwohl der Bruch des Teton-Dammes in all seinen Prozessen photographisch und auf Film dokumentiert wurde und im Nachhinein zahlreiche Arbeiten über den Vorgang veröffentlicht wurden, bleibt die Versagensursache letztendlich nicht unumstritten, da die Ursache sowie der Prozess im Inneren des Dammes und des Untergrundes nicht verfolgt werden konnten.

Fontenelle Dam

USBR, Green River
Wyoming, USA

Construction: 1961-63
Failure: 1965

Piping failure:
Seepage percolation along
valley-side sheet joints in
sandstone

Source:
ROGERS (2005)



Teton Dam

USBR, Teton River
Idaho, USA

Construction: 1972-75
Failure: 1976

Piping failure:
Piping through fractured
abutments, compaction,
hydraulic fracturing, design

Source:
ROGERS (2005)



Danube Levee

Bavarian Water Authorities

Failure: 2002

Piping failure:
Piping, Sliding failure

Source:
HASELSTEINER & STROBL
(2005)



Abb. 7: Ausgewählte Schadensbeispiele (verschiedene Quellen)

Dass der Bruch des Teton-Dammes in jedem Fall mit den ungünstigen Widerlagerbedingungen zu tun hatte, erscheint dem Autor als sehr wahrscheinlich, wie dies auch ROGERS (2005) vermutet wird. Weitere Beispiele von „Talsperrenkatastrophen“ auch infolge von innerer Erosion sind in MÜLLER-SALZBURG (1992) und SINGH (1996) aufgelistet. Ausführlich beschäftigen sich FOSTER et al (2000) mit der statistischen Auswertung des Versagens von Erdschüttdämmen weltweit (siehe auch FELL et al, 2005).

3 Integraler Ansatz

3.1 Allgemeines

Das Erkennen und das Nachvollziehen von Bodenbewegungen im Inneren eines Erdbauwerks können nur indirekt anhand von sichtbaren Materialaustritten, Sackungen, Senkungen und/oder Quellen erfolgen oder durch Veränderung des Durchsickerungs- und Spannungs-Verformungsverhalten, welches wiederum indirekt durch die Messung von Porenwasser- oder Erddruck, der Standrohrspiegelhöhe oder ggf. auch durch geophysikalische Messungen erfolgen kann. Meist wird der Messung der Veränderung der Durchsickerungsverhältnisse die meiste Aufmerksamkeit gewidmet, obwohl diese trotz auftretender Bodenumlagerung nicht zwangsläufig oder nur verzögert messbare Veränderungen erfahren (FELL et al, 2003).

Trotz vieler dokumentierter Schadensfälle bleibt der genaue Schadenshergang mit Ursache oft im Dunkeln und Gegenstand nicht beweisbarer Spekulationen. Dennoch haben sich zahlreiche Arbeiten ambitioniert diesem Thema gewidmet und auch zum besseren Verständnis von möglichen Schadensprozessen beigetragen (HUBER, 2008; ARMBRUSTER-VENETI, 1999; HORLACHER et al, 2006).

Ein integraler Ansatz zur Beurteilung der Gefahr des Auftretens von innerer Erosion in Erdbauwerken muss sich, wie z. B. FELL & FRY (2007) empfehlen, nicht nur mit den unmittelbaren Prozessen der hydraulisch verursachten Bodenbewegung und deren Auswirkungen beschäftigen, sondern vor allem mit dem System und den möglichen Ursachen. In einer integralen Betrachtung spielen statische und dynamische Beanspruchungen und die möglichen Bodenverformungen eine Rolle sowie die Unterscheidung, ob es sich um eine bestehende oder eine zu planende und neu zu errichtende Anlage handelt.

Die Innere Erosion ist jedoch nur eine von mehreren möglichen Versagensursachen bzw. -formen. Ebenso wäre es möglich, die statische oder dynamische Böschungsstabilität zu betrachten und als Einflussfaktor die Bodenumlagerung einzubeziehen. In FELL & FRY (2007) sind tabellarisch die zu berücksichtigenden und zu bewertenden Einflussfaktoren der Inneren Erosion genannt, was summa summarum einem integralen Ansatz gleichkommt. Nach Meinung des Autors ist eine prozessorientierte Aufgliederung dem Zweck am dienlichsten, da so erstens die Beurteilung transparent und nachvollziehbar erfolgt und die Berücksichtigung von analytischen oder numerischen Rechenverfahren, empirischen Ansätzen und Erfahrungen an der richtigen Stelle bzw. der dem richtigen Prozess erfolgen kann. Eine Übersicht einer möglichen Prozessunterteilung folgt im nächsten Abschnitt.

3.2 Ablaufschema / Übersicht

Die in der Einleitung bereits erwähnte mögliche Unterteilung in mehrere nacheinander, interagierender Prozesse kann auch wie folgt dargestellt werden (Abb. 8). Eine weiterführende Risikobetrachtung im Rahmen von Risikomanagementplänen wird hierbei nicht berücksichtigt.

Die einzelnen Phasen und Prozesse, wie sie in Abb. 8 abgebildet sind, können interaktiv bewertet und ein Baustein eines Risikomanagementsystems einer Talsperre sein. Hierbei werden die vier Bausteine Systemidentifikation, Prozessunterteilung, Überwachung und Maßnahmen unterschieden. Die Prozessunterteilung beschäftigt sich mit den vier Einzelprozessen und deren Nachweis- und Bewertungsverfahren im Einzelnen.

Bevor etwaige Bodenumlagerungsprozesse beurteilt werden können, ist eine möglichst realitätsnahe Beschreibung des Damm- oder Deichsystems und die Lokalisierung möglicher Erosionswege notwendig, was hier unter Systemidentifikation gefasst wird (siehe Kapitel 4). Dieser Vorgang beinhaltet auch die Bildung von Lastfällen bzw. Systemzuständen, welche die zu berücksichtigenden Lasten und Bauwerkszustände gegenüberstellen und Aussagen über die Bauwerkssicherheit nach erfolgter Beurteilung des nächsten Schrittes, der Prozessunterteilung, zulassen. Sowohl die Systemidentifikation als auch die Prozessunterteilung werden von Überwachung und Maßnahmen interaktiv beeinflusst.

Im Rahmen der Überwachung werden die Messinstrumentierung, die Auswertung der Messdaten und die visuellen Kontrollen in regelmäßigen Zeitabständen und nach Bedarf, z. B. bei Hochwasserereignissen, diskutiert. Ein fließender Übergang tritt zu den Maßnahmen auf. Hier werden Unterhaltung, Ertüchtigung sowie Sofort- und Notsicherungsmaßnahmen angesprochen. Überwachung und Maßnahmen bilden beide Schnittstellen zum Katastrophenschutz, der i.d.R. von öffentlichen Verantwortungsträgern organisiert und geleitet wird. Generell gilt, dass ein Schaden möglichst früh erkannt werden sollte, um nach einer erfolgten Bewertung der Auswirkungen bzw. der bestehenden Risiken Maßnahmen einleiten zu können.

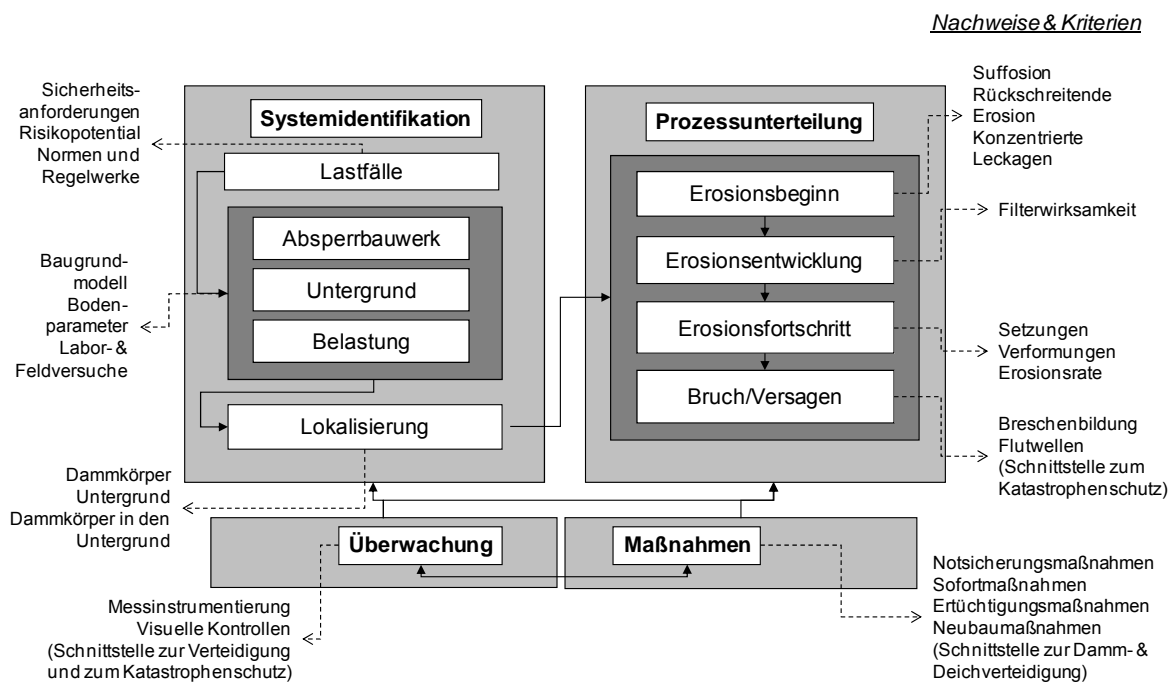
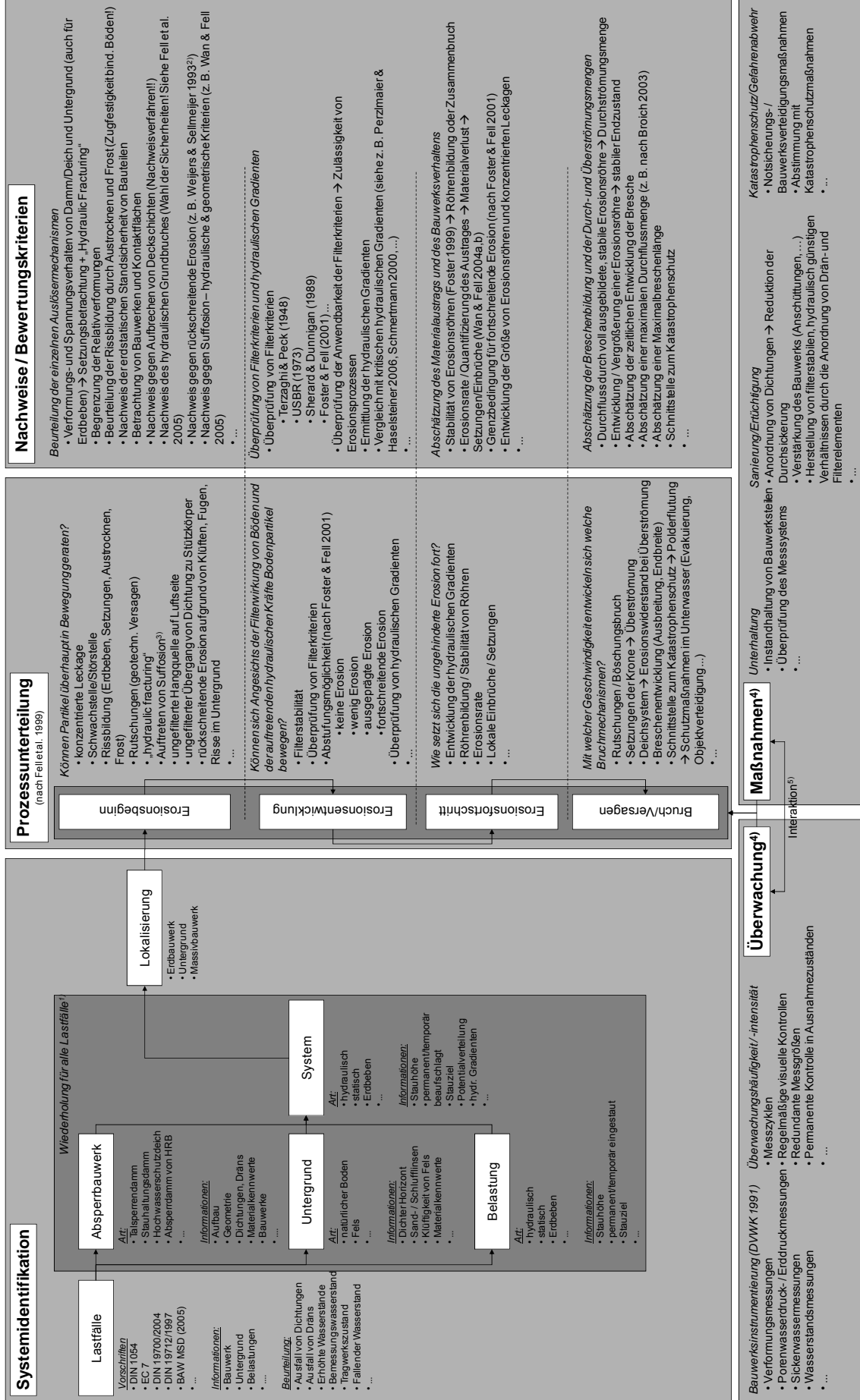


Abb. 8: Überblick einer möglichen vereinfachten Unterteilung der Phasen/Prozesse der hydrodynamischen Bodendeformation (vgl. Abb. 1)

Die Darstellung in Abb. 8 ist in Abb. 9 mit Hinweisen und Anmerkungen auch zu möglichen Nachweis-, Bewertungsverfahren und einschlägigen Normen und Regelwerken ergänzt worden. Die Darstellung ist bei Weitem nicht vollständig, soll aber dem Verständnis der Zusammenhänge und Abläufe zuträglich sein.



¹⁾ Bei praktischen Anwendungen kann für die lokalisierten Umlagerungsprozesse ein maßgebender Lastfall festgelegt werden.
²⁾ Der Nachweis beschreibt hier nicht nur den Beginn, sondern auch die Entwicklung und z. T. auch die fortschreitende Erosion.
³⁾ Die Betrachtung der Suffosion wurde von Feil et al. (2005) dem Erosionsbeginn zugeschrieben, da sie als Auslöser für die Erosion betrachtet wurde. Genau so gut ist eine Verschiebung der Suffosion in Erosionsentwicklung möglich, wenn die Suffosion als besondere Form der Erosion gesehen wird. Sie geht jedoch bei Filter-Basis-Konstruktion in die Filter der Erosion der Basis voran.
⁴⁾ Die Maßnahmen zur Gewährleistung der Funktionstüchtigkeit des Bauwerks und die Überwachungsstufigkeit sind auch davon abhängig, welches Gefährdungspotential/-risiko die Stauanlage birgt und ob die Anlage temporär oder dauerhaft beansprucht wird. An Deichen stellen sich die Randbedingungen diesbezüglich bedeutend anders dar, als dies bei großen Talsperren der Fall ist.
⁵⁾ Die Notwendigkeit von Überwachung und von Maßnahmen beeinflussen sich gegenseitig. Es ist deshalb abzuwägen, in welchem Ausmaß beide Eingriffsmöglichkeiten herangezogen werden müssen.

Abb. 9: Übersicht und Fragestellung zum Vorgehen und Ablaufschema

3.3 Wahrscheinlichkeits- und Risikobetrachtung

Die Beurteilung der Inneren Erosion ist ein Baustein einer Risikobetrachtung eines Talsperrendammes, welche noch viel mehr auf die Auswirkungen und auf die Wahrscheinlichkeitstheorie eingeht sowie auf alle anderen Aspekte, welche die Tragfähigkeit, die Dauerhaftigkeit und die Betriebssicherheit betreffen.

Die Systematik des Risikomanagements und die Methoden der Risikobeurteilung für Talsperren, wie sie z. B. in Huber (2008) beschrieben werden, orientieren sich hin zu soziologischen und volkswirtschaftlichen Auswirkungen. Alle ingenieurtechnisch erfassbaren Größen, Einwirkungen, Bauwerkszustände, Bodenparameter etc. werden als wahrscheinlichkeitsverteilte Größen betrachtet. Alle Zustände, die einer Ist-Beurteilung zugrunde liegen oder zu einer Bemessung herangezogen werden, sind bekanntermaßen einem Wiederkehrintervall zugeordnet. Sofern mit globalen Sicherheiten gearbeitet wird, spiegelt sich das Wahrscheinlichkeitsdenken u. A. in der Größe des Sicherheitsbeiwertes und der Festlegung der wirksamen Scherparameter wider. Bei der Bildung der Lastfälle wird eine Überlagerung bestimmter Zustände und Einwirkungen durchgeführt und der zulässige Sicherheitsfaktor nimmt mit abnehmender Eintretenswahrscheinlichkeit ebenfalls ab. Das neue Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte packt die Wahrscheinlichkeit direkt an der Entstehungsquelle bei den Einwirkungen, Lasten und den Widerständen bzw. Bauwerkszuständen und betrachtet die Ausnutzung der Widerstände durch die Belastung. Mit fortschreitenden theoretischen und praktischen Erkenntnissen in diesen Bereichen wird versucht, die Bauwerke wirtschaftlicher zu gestalten und die erforderlichen Sicherheitsanforderungen bis ans Limit auszureizen. Die nun bereits dekadenweise, oft unter großen Aufwendungen und Verlusten errungenen Erfahrungen im Zusammenhang mit der Fortentwicklung von Bautechnik und theoretischen Erkenntnissen, Modellen und Stoffgesetzen sollten hier dennoch weiterhin berücksichtigt werden und als Maß herangezogen werden.

Die aktuellen deutschen Normen zeigen recht deutlich wohin der Weg gehen wird. Sie halten jedoch auch am Bewährten fest, während Forschung und Entwicklung bis dato noch aufzeigen, dass erstens noch ein erheblicher Aufwand hinter einer risikobasierten Betrachtung und Beurteilung von Erdbauwerken steckt und zweitens dass im Detail noch Grundlagenuntersuchungen notwendig sind, um für den praktisch tätigen Ingenieur ein nutzbares Handwerkzeug zur Verfügung zu stellen.

Wahrscheinlichkeitsverteilungen für Bodenkennwerte, Einwirkungen und Tragwerkszustände zur ermitteln und diese dann auch im Nachweisverfahren „durchzuziehen“, entspricht derzeit nicht der Ingenieurpraxis, sondern befindet sich noch im Entwicklungsstadium. Für Bodenkenngrößen ist die Ermittlung einer Wahrscheinlichkeitsverteilung jedoch bei ausreichend Messwerten in verlässlicher Weise möglich. Ein Beispiel für die Filterbemessung anhand von Kornverteilung ist in Abb. 10 dargestellt. Für die dargestellten Kornverteilungen oder Korngrößen können auf diese Weise Wahrscheinlichkeitsverteilung erstellt werden. Dies gilt dann auch für hiervon abgeleitete Bodenkenngrößen, wie z. B. die Durchlässigkeit. Bei der Filterbemessung können hier konkret für die Grenzflächen der Körnungsbänder der Basiserdstoffe Wahrscheinlichkeiten angenommen werden und mit den Wahrscheinlichkeiten der Filtererdstoffe überlagert werden. Sofern die Wahrscheinlichkeit, dass die feinsten Basiserdstoffe mit den größten Filtererdstoffen aufeinandertreffen, unter einen festzulegenden Grenzwert fallen, kann diese Eintretenswahrscheinlichkeit als nicht bemessungsrelevant beurteilt werden.

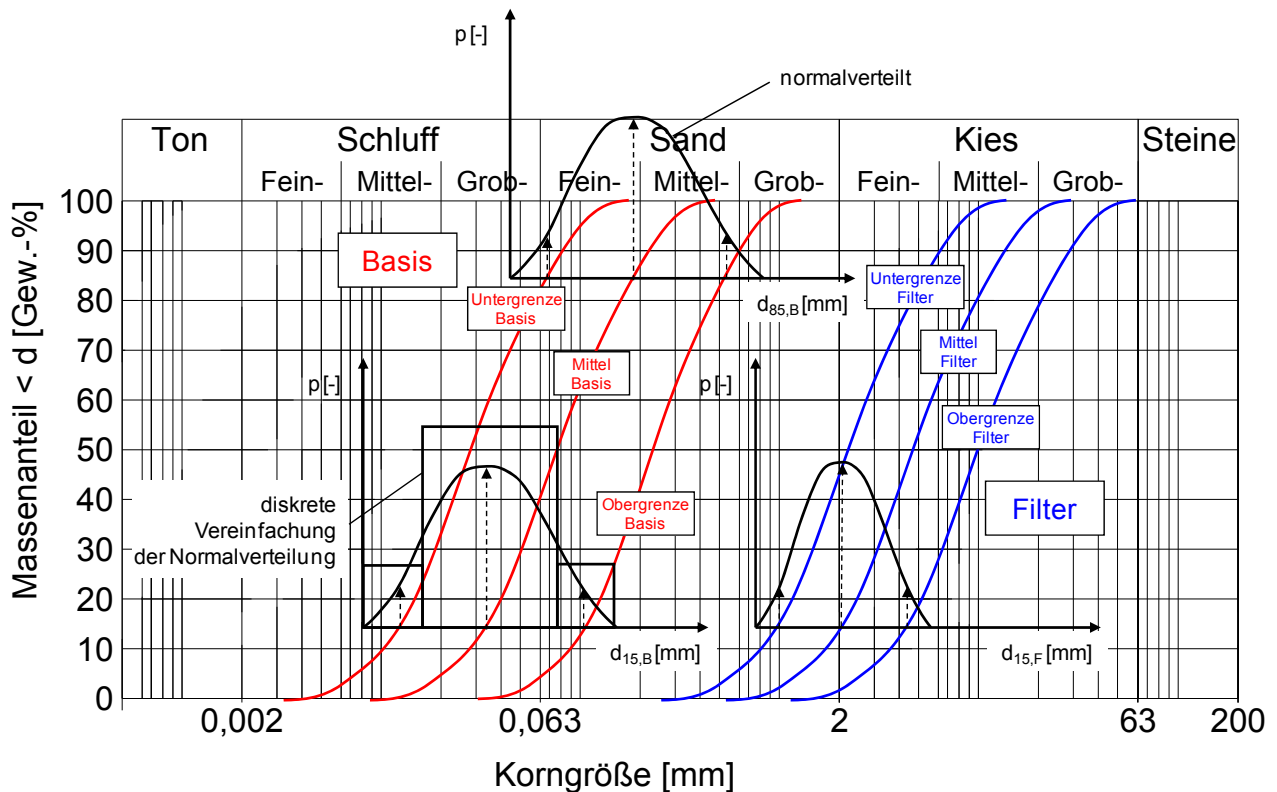


Abb. 10: Wahrscheinlichkeitsbasierte Betrachtung von Kornverteilungen

Natürlich ist die Verwendung von absoluten Wahrscheinlichkeitswerten sehr aufwendig und meistens auch nur auf Basis eines ausreichend großen Stichproben-/Messumfanges verlässlich. Bei labortechnisch untersuchten Bodenparametern sind Wahrscheinlichkeiten noch eher anwendbar als bei der Beurteilung von Prozessen. Hier kann die bewusste Verwendung von unscharfen Wahrscheinlichkeiten ein hilfreiches Werkzeug sein (PERZLMAIER & HASELSTEINER, 2006). Idealerweise können hierbei Langzeiterfahrungen und neue Erkenntnisse und Nachweisverfahren in Einklang gebracht und transparent in eine Gesamtbeurteilung einfließen.

4 Systemidentifikation / Lokalisierung

Innerhalb der Systemidentifikation soll ein möglichst realitätsnahes Modell des Erdbauwerkes erstellt werden, wobei Lasten/Einwirkungen, Widerstände und Bauwerkszustände überlagert werden. Dies entspricht im Wesentlichen dem Vorgehen der Bildung von Lastfällen nach den entsprechenden, nationalen Normen DIN 1054/2005, DIN 19700/2004 und DIN 19712/1997.

Hier sind vor allem die hydraulische Belastung in Form von Bemessungswasserständen und -abflüssen wichtig. Bei Deichen und bei Hochwasserrückhaltebecken mit Trockenbecken handelt es sich um temporär eingestaute Bauwerke, bei denen Hochwassern oder anderen regelmäßigen Flutungsvorgängen Trockenperioden folgen. Bei derartigen Bauwerken werden die Erosionsvorgänge entsprechend periodisch auftreten.

Das Gesamtsystem wird durch das Absperrbauwerk, den Untergrund und die Belastung/Einwirkung gebildet. Das System wird jeweils für die zu untersuchenden Lastfälle definiert und beurteilt. Die Lastfälle sind i. d. R. in den einschlägigen nationalen und internationalen Normen vorgegeben. Ausnahmelastfälle sind jedoch nicht selten und tragen den speziellen Randbedingungen einer Bauwerks Rechnung. Diese Vorgaben bewah-

ren jedoch die Verantwortlichen nicht davor, sich nicht Rechenschaft abzulegen, ob weitere Systemzustände einer Prüfung bedürfen. Gleiches gilt natürlich auch, wenn übliche Lastfälle aufgrund von Randbedingung nicht relevant bzw. maßgebend werden und ausgeschlossen werden können.

Bevor die hydrodynamischen Bodendeformationsprozesse genauer unter die Lupe genommen werden können, müssen die möglichen Transportprozesse lokalisiert werden. Hier geben FRY & FELL (2007) drei Möglichkeiten an:

- Im Erdschüttkörper
- Im Untergrund
- Austausch zwischen Untergrund und Erdschüttkörper

Der Erdschüttkörper selbst ist bei sachgerechter Planung und Ausführung oft weniger das Problem, sofern günstiges Schüttmaterial zur Verfügung steht. Sofern ungünstige Materialien für z. B. Kern und Filter zur Verfügung stehen, während des Bauprozesses Fehler gemacht und/oder auf eine teure Aufbereitung verzichtet wird, haben Erfahrungen gezeigt, dass es auch hier zu Problemen kommen kann (BARTSCH, 2007; GILLON, 2007, NILSSON, 2007).

Der Untergrund bestehend aus Fels oder Boden kann Umlagerungsprozesse erfahren, wodurch sich seine Eigenschaften entscheidend verändern und es zur Umlagerung des hydraulischen Potentials und/oder zu ungünstigen Verformungen führen kann. Zahlreiche Beispiele der Röhrenbildung unter Deichbauwerken mit landseitigem Auswurftrichter ist ein bekanntes Phänomen, besonders wenn auf Feinsanden und Schluffen Deiche errichtet wurden.

Mitverantwortlich für bekannte Beispiele von Talsperrenversagen war sicherlich auch der Abtransport von Bodenmaterial in den Untergrund, wie z. B. beim Teton-Damm, dessen Kern an der rechten Flanke direkt auf stark geklüfteten Fels geschüttet wurde (ROGERS, 2005; MÜLLER-SALZBURG, 1992).

Sofern auf stark verwittertem, klüftigem Fels Erdschüttkörper gegründet werden, sollte in jedem Fall beurteilt werden, inwiefern die Öffnungen von vorhandenen Störungen Partikeltransport zulassen. Hierbei ist zu beachten, dass sich Störungen unter Wasserdruck oder Strömungsdruck aufweiten können, so dass auch Material auch aus anfangs geschlossenen Klüften erodiert werden kann. Derartige Vorgänge können durch flächendeckende Filter vermieden werden.

5 Bodendeformationsprozesse und ihre Randbedingungen

5.1 Übersicht

Die aktuelle Forschungstätigkeit unterscheidet, wie bereits in Abschnitt 1 und Abschnitt 3 angemerkt in vier Stadien der hydrodynamischen Bodendeformation bzw. der Partikelbewegung (FELL et al 2005; FELL & FRY, 2007):

- Erosionsbeginn
- Erosionsentwicklung
- Erosionsfortschritt
- Bruch

Die vier genannten Prozesse sind i.d.R. nacheinander auftretende Ereignisse, die nacheinander, aber auch in Intervallen bei z.B. temporärer hydraulischer Beaufschlagung auftreten können.

Ein Hilfsmittel zur projektbezogenen Beurteilung bietet die Erstellung von Versagensbäumen, wie dies bereits für zahlreiche Beispiele durchgeführt wurde. Eine Übersicht gibt hier HUBER (2008) und die darin zitierte Literatur. Schon alleine für die Beurteilung der Inneren Erosion sind hierfür eine Vielzahl an Szenarien notwendig. Für den Fall, dass alle möglichen Versagensszenarien einer Talsperre derartig abgebildet und beurteilt werden sollen, steigt der Aufwand unverhältnismäßig rasch an.

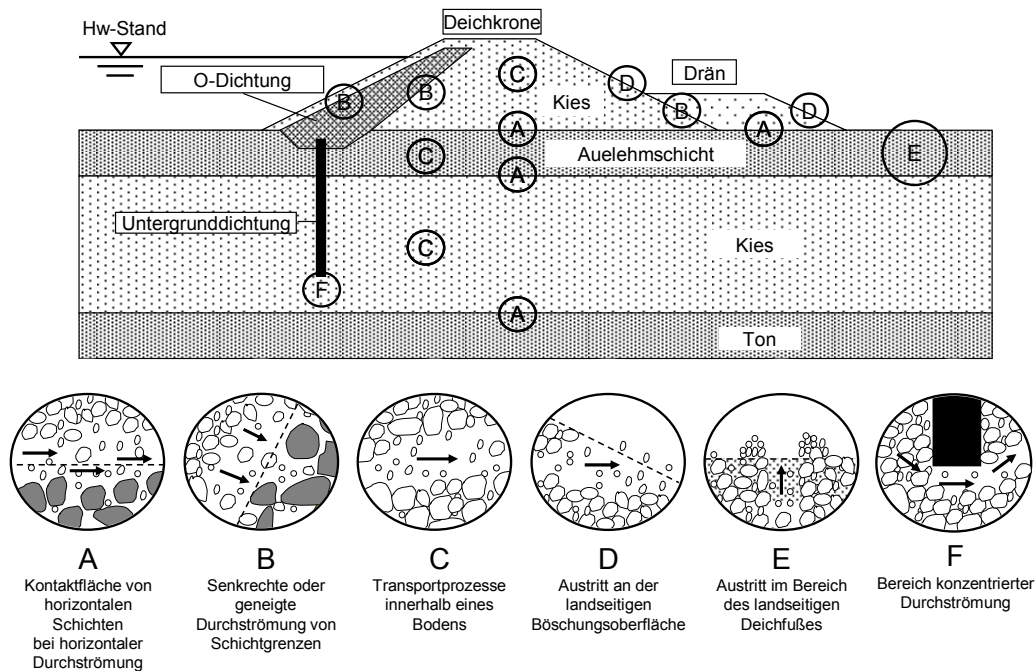


Abb. 11: Unterschiedliche Erosions- und Suffosionsvorgänge bei einem Hochwasserschutzdeich mit unvollkommener Oberflächendichtung auf einer Auelehmschicht (aus HASELSTEINER & STROBL, 2005)

Werden, wie in Abschnitt 1 in Abb. 1 und Kapitel 3 dargestellt ist, zusätzlich Aspekte, wie z. B. die Beschreibung des Erdbauwerks und seiner Belastung/Einwirkung auch betrachtet, führt der Weg hin zu einer integralen Betrachtung der hydrodynamischen Bodendeformation und kann, wie bereits erwähnt wurde, ein Baustein von Risikomanagementplänen von Deichen und Dämmen sein.

Kriterien und Nachweise für die nachfolgend beschriebenen vier Teilprozesse gibt es viele. Besonders Filterregeln wurden im Laufe der Zeit immer weiter verfeinert und auch im Anbetracht von Erosionsprozessen unterteilt bzgl. ihrer Wirksamkeit (FOSTER et al, 1998). Zusammenstellungen von Kriterien und Nachweise sind z. B. in LI (2008), WAGNER (2006), PARK (2003) und in der genannten Literatur enthalten. Eine Zusammenfassung des derzeitigen Stand des Wissens und einen Ausblick für die Forschung auf dem Themengebiet der Inneren Erosion haben MATTSSON et al (2008) in einem Forschungsbericht veröffentlicht.

5.2 Erosionsbeginn

5.2.1 Allgemeines

Den Erosionsbeginn und die damit verbundenen Aspekte und Prozesse in Erdschüttdämmen beschreibt FELL et al (2007). Besonders der Erosionsbeginn stiftet oft Verwirrung, die sich u. A. auch bis zur der Anwendung maßgeblicher hydraulischer Grenzgradienten fortsetzt.

Nach Lokalisierung des Vorgangs und nach System können sich unterschiedliche Versagensabläufe entwickeln. Der anschaulichste Ausbildung eines Erosionsversagens ist hier die rückschreitende Erosion mit Auswurftrichter, bei der Material entgegen der Strömungsrichtung erodiert wird. Bei dieser Versagensart spielen jedoch mehrere Einzelprozesse und Ursachen eine Rolle. Wie bei den anderen Erosionsprozessen auch, stellt sich auch hier die Frage, unter welchen Randbedingungen ein System Erosion erfahren kann. Sofern es sich um einen Deich auf einer bindigen Deckschicht handelt, müssten bereits zwei Vorgänge zum Zug kommen, bevor sich die Erosion überhaupt rückschreitend unter dem Deich bzw. unter der bindigen Deckschicht fortsetzt (Erosionsfortschritt). Zum einen müsste die bindige Deckschicht „aufreißen“ oder durchgehende Fehlstellen aufweisen und zum anderen müsste der hydraulische Gradient so hoch sein, um Partikel senkrecht gegen die Schwerkraft nach oben zu heben (engl.: heave), was einem klassischen hydraulischen Grundbruch gleichkommt. Näheres hierzu ist in Abschnitt 5.2.7 und Abb. 14 enthalten.

5.2.2 Durchströmung von Erdbauwerken

Bevor es überhaupt zu Prozessen der Bodenumlagerung kommen kann, muss der betroffene Erdkörper erst einer hydraulischen Belastung ausgesetzt sein. Hieraus können hydraulische Gradienten aber auch direkt die Scherkräfte in den Porenkanälen anhand von analytischen oder numerischen Modellen abgeleitet werden.

In der angegebenen Literatur wird die theoretische Kenntnis des (wahrscheinlichen) Durchströmungs-/Durchsickerungszustands eines Dammes oder eines Deiches nicht weiter behandelt bzw. erläutert. Für die gängigen Damm- und Deichbauwerke wurden bereits vor Generationen analytische Verfahren entwickelt, um Sickerlinie und Durchfluss zu ermitteln. Einige dieser Verfahren sind in SCHEUERMANN (2005) und HASELSTEINER (2007a) erläutert. Ausführlich mit der Durchsickerung von Dämmen beschäftigen sich CEDERGREN (1972), FELL et al (2005a) und z. B. BUSCH et al (1993).

Sobald Erosion oder Suffosion auftreten, handelt es sich um einen instationären Prozess, in dem sich die Bodenparameter Porosität und Durchlässigkeit mit der Zeit ändern, was wieder eine Rückkopplung auf den Durchsickerungszustand und den auftretenden Transportkräften hat. MATTSSON et al (2008) zeigen hierzu den Forschungsbedarf auf und geben bereits konkrete Anhaltspunkte, welchen Kriterien eine mikroskalige Modellierung genügen muss.

Die gängigen Grundwassermodelle basieren i.d.R. auf den Ansatz von DARCY für die gesättigte Grundwasserströmung und verwenden analytische Ansätze zur Abschätzung des Grundwasserstroms in der ungesättigten Zone. Meist findet hier das van-Genuchten-Mualem-Modell Anwendung. Wie in HASELSTEINER (2007a) bereits bemerkt wurde, spielt es keine Rolle, welches mathematische Modell für die Abschätzung der ungesättigten Verhältnisse herangezogen wird, sondern dass das Modell die realen Verhältnisse möglichst exakt wiedergibt. Schon die Tatsache, dass die Bestimmung von Saugspan-

nungskurven vom Messverfahren beeinflusst sind und von Messung zu Messung wesentliche Abweichungen aufweisen können, macht deutlich, dass bereits bei der Ermittlung der geohydraulischen Eingangsparameter starke Streuungen und Abweichungen auftreten können, welche bei der Beurteilung der Modellierung im Rahmen von Sensitivitätsanalysen berücksichtigt werden müssen. Gleichzeitig werden in den gängigen Grundwassermodellen der prä- und postlaminare DARCY-Strömungsbereich i.d.R. nicht berücksichtigt. D.h., dass die Durchsickerung bei Tondichtungen und die Leistungsfähigkeit bei Kiesfilter überschätzt werden. Diesem kann durch Anpassung der Eingangsparameter oder Eingangskurven oder durch die Verwendung von angepassten Sicherheitsbeiwerten begegnet werden.

5.2.3 Ungefilterter Austritt der Sickerlinie

Ein ungefilterten Austritt der Sickerlinie tritt auf, wenn kein Filter vorhanden ist oder die Filterelemente nicht wirksam sind bzw. überlastet werden. Ein klassischer Fall hierfür kann stellt ein homogener Deich/Damm dar. Tritt die Sickerlinie auf der landseitigen Böschung aus, kann in der Praxis die Grasnarbe den Partikeltransport verhindern. Hierfür gibt es aber keine Bemessungsansätze oder Beurteilungskriterien. Erfahrungen bei Hochwassern der letzten Zeit haben aber gezeigt, dass es bei zu dichten Vegetationsdecken, die zwar alle Partikel zurückhalten können, zu Entwässerungsproblemen und somit zu hohen Wasserdrücken unter der wasserseitigen Vegetationsdecke kommen kann. Sobald die dann reißt bzw. aufbricht, kann wieder von einem ungefilterten Austritt ausgegangen werden.

Wirksame Mittel sind Filterelemente, welche das Sickerwasser fassen und unter geringen hydraulischen Gradienten schadlos ins Unterwasser leiten. Im Rahmen der Deich- und Dammverteidigung und im Rahmen von Ertüchtigungsmaßnahmen haben sich vor allem Auflastfilter bewährt. Meistens handelt es hier im Zusammenhang mit Hochwasserschutzbauwerken um schnell durchgeführte Sofortmaßnahmen, die nach dem Hochwasser wieder entfernt werden müssen. Bei Dammbauten werden derartigen Filter i.d.R. planmäßig und dauerhaft eingesetzt. Die positive Wirkung von Auflastbermen bzw. Auflastdräns besteht darin, dass das bestehende Erdbauwerk gefiltert wird und zusätzlich eine undrained Auflast die Scherkräfte in deiner potentiellen Gleitfuge erhöhen. Ein Beispiel für die Auswirkung von derartigen Maßnahmen auf die Standsicherheit eines Deiches ist in HASSELSTEINER et al (2008) zu finden.

Um die Filterwirksamkeit von (Auflast)Dränfiltern bei bestehenden Erdbauwerken beurteilen zu können, müsste der Aufbau und die Zusammensetzung des Basismaterials bekannt sein. Dies ist bei kleinen Hochwasserschutzdeichen oft schwierig. Hier wird dann häufig der Bestand abgeräumt und ein neuer Deich mit Drän gebaut. Bei hohen Talsperrendämmen sind entsprechende Feld- und Laboruntersuchungen im ausreichenden Umfang gerechtfertigt und zielführend.

5.2.4 Aufbruch einer bindigen Deckschicht

Der Nachweis zum Aufbruch einer bindigen Deckschicht ist in DVWK 210/1986 zu finden und wurde auch in DIN 19712/1997 übernommen. Wahrscheinlich wird dieser Nachweis auch dem neu bearbeiteten Merkblatt DWA 507 zu finden sein. Bei diesem Nachweis handelt es sich um eine Gleichgewichtsbetrachtung, bei der die Auflast einer bindigen Deckschicht zuzüglich anderen Auflasten aus Bermen oder Ähnlichem dem statischen Wasserdruck unter der Deckschicht entgegengesetzt wird. Wer den Nachweis schon einmal geführt hat, bemerkte sicherlich, dass dem Potentialabbau unter dem Deich eine wesentliche Rolle zukommt. Bei geschlossenen durchgängigen (Auenlehm-)Deckschichten, die weit ins Hinterland reichen können, wird sich der Wasserdruck, der sich vor dem Deich

einstellt, fast unabgemindert fortsetzen. Am Rhein haben KÄRCHER et al (1997, 2001) einen hydraulischen Gradienten von 0,5 bis 1,5 % ermittelt. Wird der Wasserdruck unter Deckschicht angesetzt (siehe unten) und die Deckschicht selbst als Auflast mit voller Wichte angenommen, dann ergibt sich der in Glg. 1 dargestellte Zusammenhang, woraus sich Glg. 2 ableiten lässt.

$$\frac{(H_D + d_{DS}) \cdot 10 \text{ kN} / \text{m}^3}{(d_{DS} \cdot 20 \text{ kN} / \text{m}^3)} \leq 1,0 \quad \text{Glg. 1}$$

$$H_D \leq d_{DS} \quad \text{Glg. 2}$$

An Ungleichung (Glg. 2) sieht man auch, dass eine bindige Deckschicht gleich der Deichhöhe sein muss, um das Gleichgewicht zu erreichen. Die Dicken von Auelehmschichten bewegen sich erfahrungsgemäß bei weniger als 2,0 m. So wären bei hohen Deichen, die Deckschichten rechnerisch meist auftriebsgefährdet. Auch die Anbringung einer Auflast verlagert den Aufbruch nur wenige Meter Richtung Hinterland, ohne dass eine wesentliche Wasserdruckreduktion bewerkstelligt werden kann. In diesem Fall wird dann der Aufbruch „erfahrungsgemäß“ in Kauf genommen, da der Deich keiner direkten Gefährdung ausgesetzt ist, sondern die Berme ein „Sicherheitspolster“ darstellt.

Die notwendige Dicke einer Auflastschicht (Bermendicke) kann aus folgendem Diagramm (Abb. 12) abgelesen werden. Vereinfachend wurde für die bindige Deckschicht (DS) die Wichte (nicht unter Auftrieb) und für die Auflast die gleiche Wichte von 20 kN/m³ angesetzt. Als Wasserdruckhöhe h_{WD} [m] wurde die Deichhöhe H_D [m] zzgl. der Dicke der bindigen Deckschicht d_{DS} angesetzt $h_{WD} = (H_D + d_{DS}) \cdot 10 \text{ kN/m}^3$. Ein Wasserdruckabbau unter dem Deich und (Teil)Sicherheitsbeiwerte wurden nicht berücksichtigt.

Bei höher werdenden Deichen spielt die Dicke der undurchlässigen Deckschicht keine entscheidende Rolle mehr und die Auflastberme muss bei Volleinstau des Deiches die halbe Deichhöhe haben, sprich das Verhältnis der Bodenwichte zur Wichte des Wassers.

Die Verlagerung der Auftriebsproblematik durch eine Auflastberme ins Hinterland, ist natürlich erst einmal als unzureichend zu bewerten, da keine bedeutende Verbesserung gegen das Auftreten von rückschreitender Erosion herbeigeführt wird. Wenn aber zusätzlich betrachtet wird, dass durch eine Auflastberme gleichzeitig die globale Standsicherheit des Deiches bemerkenswert verbessert (siehe z.B. HASELSTEINER et al, 2008) und wenn bei dünnen bindigen Deckschichten zuerst die Bermen auftretende Hohlräume durch Sackungen wieder verschließen würden, dann ist die Herangehensweise sicherlich zu rechtfertigen. Dabei müssen aber auch die folgenden Prozesse Erosionsentwicklung und Erosionsfortschritt betrachtet werden. Durch die angesprochene Sackung wäre der Erosionsfortschritt erheblich beeinflusst.

Dennoch bildet der geführte Nachweis nicht immer die realen Verhältnisse ab. Feinkörnige Böden wie z.B. Auenlehmen können Kohäsion aufweisen. Besonders wenn ungesättigte Verhältnisse vorliegen, spielt auch die scheinbare Kohäsion, der Durchströmungs- bzw. Sättigungsvorgang und die effektiven Spannungsverhältnisse eine erhebliche Rolle, die bei dem vorliegenden Nachweis nicht berücksichtigt werden. Besonders gefährdete Böden dürften deshalb dünne Schichten bestehend aus gesättigten Schluffen und Feinsanden darstellen, was aber nicht den typischen Lehmböden entspricht, die in den Flus-sauen häufig angetroffen werden. Die vereinfachte, oben beschriebene

Gleichgewichtsbedingung ist nach Meinung des Autors ein Nachweis, der als grober Anhaltspunkt und lediglich zur Bemessung der Dicke von Auflastelementen herangezogen werden sollte. Wesentlich interessanter und zutreffender ist hier der Nachweis des hydraulischen Grundbruchs für bindige Erdstoffe, was im nächsten Abschnitt behandelt wird.

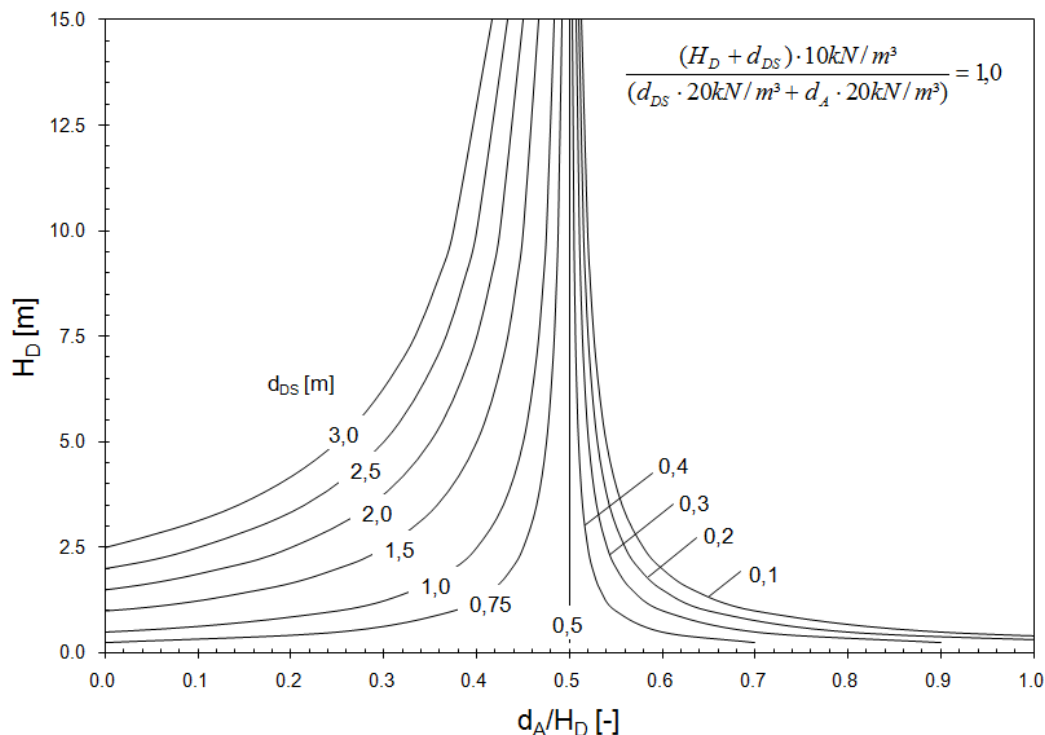


Abb. 12: Rechnerische notwendige Dicke einer Auflastberme zur Vermeidung des Aufbrechens/Aufschwimmens einer bindigen Deckschicht für Deichhöhen bis 15,0 m und Deckschichtdicken bis 3,0 m

Wenn keine genaueren Aussagen über die Dicke und Beschaffenheit der bindigen Deckschichten vorliegen, sollten auf der sicheren Seite liegend diese als vorhanden jedoch statisch unwirksam angenommen werden. Dies ist in der Realität sicher dort der Fall, wo Fehlstellen aufgrund von Durchwurzelung oder menschlichen Eingriffen (Ackerbau, Bodenentnahme ...) wahrscheinlich sind.

Ferner werden nicht selten Entlastungsbrunnen oder –dräns im Hinterland angeordnet, um den unter den bindigen Deckschichten anstehenden Wasserdruck abzubauen. Dadurch soll ein ungewolltes Aufreißen der bindigen Deckschicht an unbekannter Stelle verhindert und durch Potentialabbau jenseits der Entlastungsbauwerke Bodenbewegung ausgeschlossen werden. Der Autor ist jedoch der Auffassung, dass eine bindige Deckschicht, besonders kohäsive Auenlehme, ein nicht unerhebliches Sicherheitselement darstellen können. Geht man z.B. von einer ausreichend dicken und kohäsiven Deckschicht mit hohem Tonanteil aus, dann können Deich und Untergrund hydraulisch wie auch geostatisch getrennt betrachtet werden und die Transportprozesse im Untergrund sollten schon aufgrund der niedrigen hydraulischen Gradienten geringe Bedeutung haben. Im Falle des Vorhandenseins eines Dräns wird der hydraulische Wasserdruck komplett abgebaut und der hydraulische Gradient entsprechend erhöht. Bei der Bemessung derartiger Bauwerke muss zudem beachtet werden, dass die Leistungsfähigkeit mit entsprechender Sicherheit gewährleistet wird und dass die Filterstabilität (Erosionsentwicklung) nachgewiesen wird. Hier ist zu auch zu beachten, dass suffusions- oder erosionsgefährdete Systeme und Böden im Untergrund nicht selten trotz ordnungsgemäßem geotechnischen Untersuchungs-

programm unentdeckt bleiben und der Filter eventuell nicht auf den richtigen Boden abgestimmt wurde. Kolmation oder wirkungsloses Filtrationsverhalten können Folgen sein.

5.2.5 Hydraulischer Grundbruch

Der hydraulische Grundbruch bezeichnet den Versagensfall, dass Bodenpartikel aufgrund der Strömungskraft gegen die Schwerkraft (senkrecht nach oben) verschoben werden. Der kritische hydraulische Gradient eines nicht kohäsiven Bodens wird mit folgender Gleichung Glg. 3 berechnet:

$$i_c = \frac{(1-n) \cdot (\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w} \quad \text{Glg. 3}$$

Setzt man für die Kornwichte $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$ und für die Wichte des Wassers $\gamma_w = 10,0 \text{ kN/m}^3$ an, dann bleibt als einzige variable Größe der Porenanteil n [-]. Wie in PERZLMAIER et al (2007) erwähnt, ergeben sich somit für $0,25 \leq n \leq 0,48$ kritische Gradienten von $0,83 \leq i_c \leq 1,2$.

Die in Abschnitt 5.2.7 beinhalteten Nachweiskriterien zielen jedoch auf kritische hydraulische Gradienten ab, die mit $i_c \approx 0,05$ bis $0,35$ um das Vielfache geringer sind. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die tatsächliche Bodenstruktur sehr heterogen ist und sich lokal Potentialunterschiede aufbauen können, die sehr viel größer sind, als die mittleren hydraulischen Gradienten, die zur Nachweisführung herangezogen werden. SAUCKE (2004) entwickelte hierzu speziell eine Herangehensweise zur Abschätzung der Erosionsgefährdung, welche die Heterogenität von körnigem Untergrund berücksichtigt.

Der klassische Nachweis des hydraulischen Grundbruchs kommt eher aus dem Bereich der Baugruben und spielt bei Deichen oder Dämmen dann eine Rolle, wenn hohe Wasserdrücke sich bis zum Deich- bzw. Dammfuß fortsetzen. Dort kann dann ein typischer hydraulischer Grundbruch auftreten, bei dem nach dem auch charakteristischen „Boiling“-Effekt bei körnigen Böden ein flächige Verschiebung oder Rissbildung auftreten kann.

In WITT & WUTTKE (2006 & 2007) sind die unterschiedlichen Ansätze zum Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch für kohäsive und nicht kohäsive Böden genannt. Zudem wird ein neuer Ansatz, der auch in WUTTKE & WITT (2007 & 2008) beschrieben ist, vorgestellt. Dabei können die analytischen Verfahren konservativere Bemessungen ergeben als die numerischen Verfahren, wie dies in WUTTKE & WITT (2008) dargestellt ist.

In BRANDL & HOFMANN (2006) wurde die Erosionsstabilität von Dämmen bzw. Hochwasserschutzdeichen unter besonderer Berücksichtigung von Sicherheitsfaktoren und unter Berücksichtigung entsprechender normativer Regelungen diskutiert. Kritische hydraulische Gradienten wurden sowohl für den hydraulischen Grundbruch als auch für die rückschreitende Erosion zusammengestellt (Abb. 13).

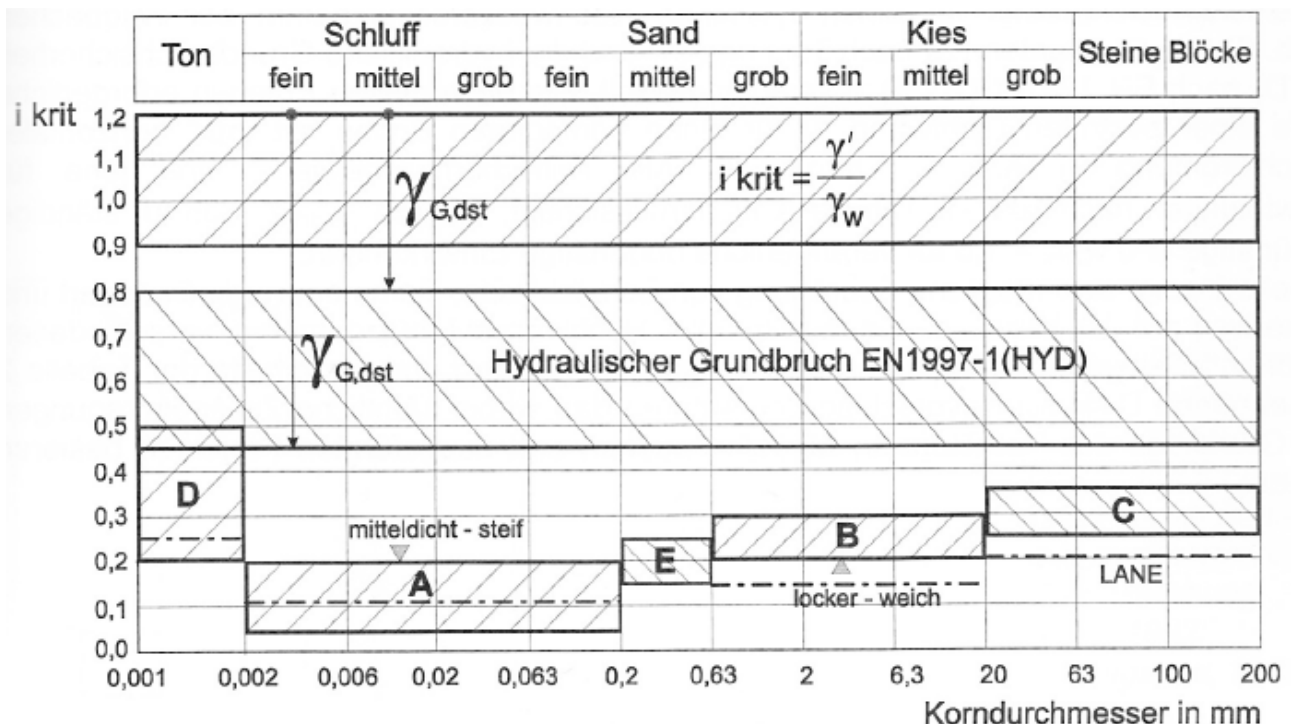


Abb. 13: Kritische hydraulische Gradienten für rückschreitende Erosion und hydraulischen Grundbruch (aus BRANDL & HOFMANN, 2006)

5.2.6 Ungünstige Verformungen

Der hydraulische Grundbruch und der Aufbruch einer bindigen Deckschicht sind eigentlich auch zu den ungünstigen Verformungen zu zählen. Aber sie werden, da es sich um besondere physikalische hydraulische Einzelphänomene handelt, für die es auch Nachweisverfahren gibt, gesondert in den vorangehenden Abschnitten behandelt.

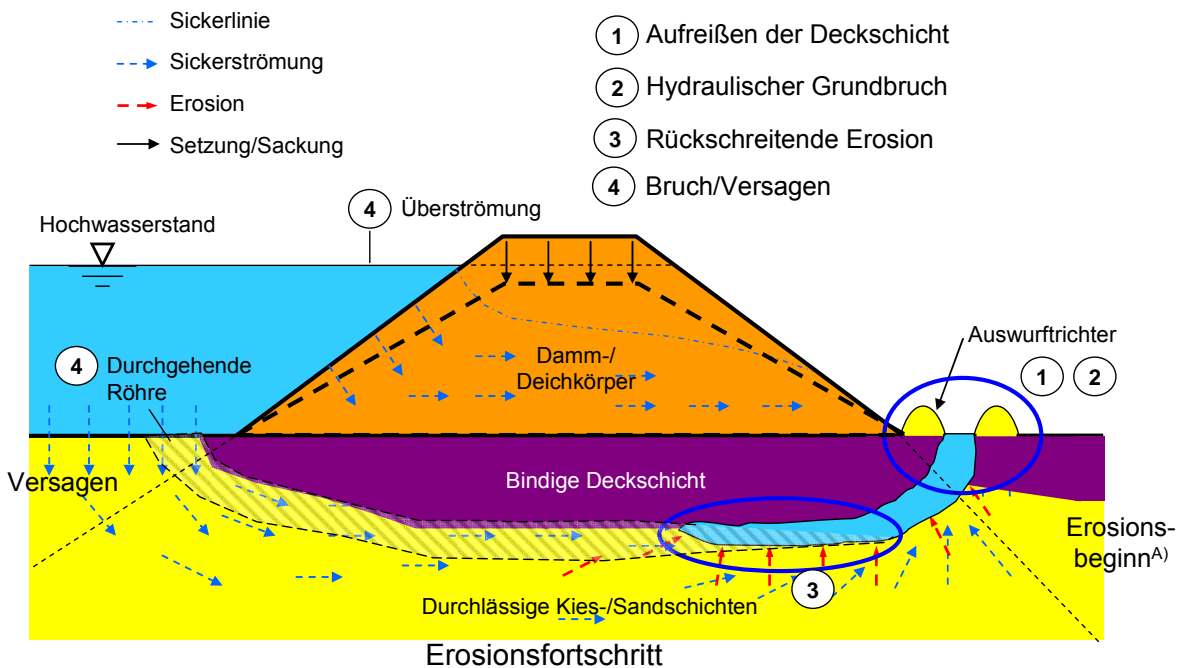
Verformungen können sowohl zu einer Spannungsumlagerung bzw. Spannungsabnahme als auch zu Rissen oder zu einer konzentrierten Leakage führen (FELL et al, 2007). An engen, steilen Tälern sowie an Bauwerksübergängen kann sich eine Bogentragwirkung einstellen, wodurch die Überlagerungsspannung unterhalb abnimmt. Konzentrierte Leckagen oder hydraulisches Aufreißen können hier bevorzugt auftreten. Auch wenn alte Flussablagerungen überschüttet werden, können sich hier Setzungsunterschiede einstellen. Sofern die Zugfestigkeit von kohäsiven Materialien überschritten wird, treten auch hier Risse auf. Deshalb gibt es auch die Forderung nach einer Begrenzung der bindigen Bestandteile in Filterelementen.

In FELL et al. (2007) wurden unterschiedliche Talformen bzgl. der Spannungsumlagerung im Bereich der Widerlager betrachtet. Umso steiler die Widerlager waren desto größer waren auch die ungünstigen Spannungsverläufe. Derartige Spannungsumlagerungen können zum hydraulischen Aufreißen führen. Besonders gefährdet sind hier Systeme, bei denen eine Bogentragwirkung infolge von Setzungen zustande kommen kann. An Bauwerksanschlüssen und über Talauffüllungen kommen derartige Vorgänge bevorzugt vor.

5.2.7 Rückschreitenden Erosion und Nachweise für nichtbindige Böden

Der rückschreitenden Erosion kann bei dem in Abb. 14 dargestellten Deichsystem das Aufbrechen einer bindigen Deckschicht und ein hydraulischer Grundbruch vorausgehen.

Wie bereits unter dem Punkt „Lokalisierung“ erwähnt wurde, kann sich das Phänomen der rückschreitenden Erosion sowohl durch im Dammkörper und als auch im Untergrund einstellen. Gleiche Zustände können, wie bereits erwähnt, durch den Aufbruch der bindigen Deckschicht und/oder durch hydraulischen Grundbruch auftreten. Besonders anfällig sind Feinsande und Schluffe ohne „wahre“ Kohäsion. Typisches Schadensbild bei Deichen sind die Auswurftrichter. Eine schematische Skizze aus HASELSTEINER & STROBL (2005) ist in Abb. 14 dargestellt. Wie erwähnt, tritt gleiches Phänomen verstärkt unter Wehren und Staumauern auf, die auf feinsandigem Untergrund gegründet wurden.



Anmerkungen:

^{A)} Die Phase „Erosionsentwicklung“ gibt es nicht, da keine Filter auf dem Erosionsweg wirksam sind.

Abb. 14: Rückschreitende Erosion unter einem Deich mit Auswurftrichter (erweitert aus HASELSTEINER & STROBL, 2005)

In ACHMUS & MANSOUR (2006) wird die Materialumlagerung unterhalb von Stauwerken betrachtet. Hierbei spielt es aus physikalischer Sicht unter gewissen Umständen keine Rolle, ob es sich um eine Staumauer, ein Wehr oder um einen Deich handelt, sofern der Potentialabbau von Untergrund und Stauwerk hydraulisch unabhängig voneinander beurteilt werden kann. Dies ist generell der Fall, wenn die Durchlässigkeit des Untergrundes 100mal größer ist als die Durchlässigkeit des Stauwerks oder des Absperrdammes. ACHMUS & MANSOUR (2006) betrachten hierbei die klassischen Ansätze von BLIGH (1912), LANE (1935) und CHUGAEV (1962) sowie neuere Ansätze wie z.B. von NOVAK et al (2001). Alle Ansätze stellen kritische hydraulische Gradienten zur Verfügung. Dabei muss diskutiert werden, welches Verfahren welchen Sicherheitsfaktor bereits implizit enthält.

Die Verfahren und Ansätze, die zur Abschätzung der hydraulischen Grenzgradienten von BLIGH (1912), LANE (1935) und CHUGAEV (1962) verwendet wurden, unterscheiden lediglich zwischen Versagen/Schaden oder keine sichtbare Veränderung. Differenziert wird hier bezüglich der vorhandenen Hauptbodenarten, meist Schluff, Sand und Kies. Bei der Anwendung derartiger hydraulischer Grenzgradienten muss man sich bewusst sein, dass der Nachweis nicht nur den Erosionsbeginn abdeckt, sondern auch Teile der Erosionsent-

wicklung und des Erosionsfortschritts umfasst. Die zugrundeliegenden Daten und der Erfahrungsschatz zeigt lediglich, dass bei der vorsichtigen Anwendung der Grenzgradienten (inklusive Sicherheitsbeiwerte) mit hoher Wahrscheinlichkeit kein Totalversagen bzw. keine durchgehende Erosionsröhre eintreten wird.

SAUCKE (2004) beschäftigt sich ausführlich mit der Erosion in geschichteten Sedimenten. Die Arbeit beinhaltet auch eine Kurzbeschreibung der bereits genannten Verfahren und weiteren zum Teil analytischen Verfahren, wie z. B. das von WEIJERS & SELLMEIER (1993). TAW (1999) beinhaltet die holländischen Erfahrungen und eine genaue Beschreibung der Arbeit und des Ansatzes von WEIJERS & SELLMEIER (1993). Weitere Ansätze für spezielle Randbedingungen sind z. B. in BRAUNS (1985) und SCHMITZ et al (2006) enthalten.

Die kritischen hydraulischen Gradienten haben BRANDL & HOFMANN (2006) für die unterschiedlichen Bodenarten zusammengefasst (Abb. 15).

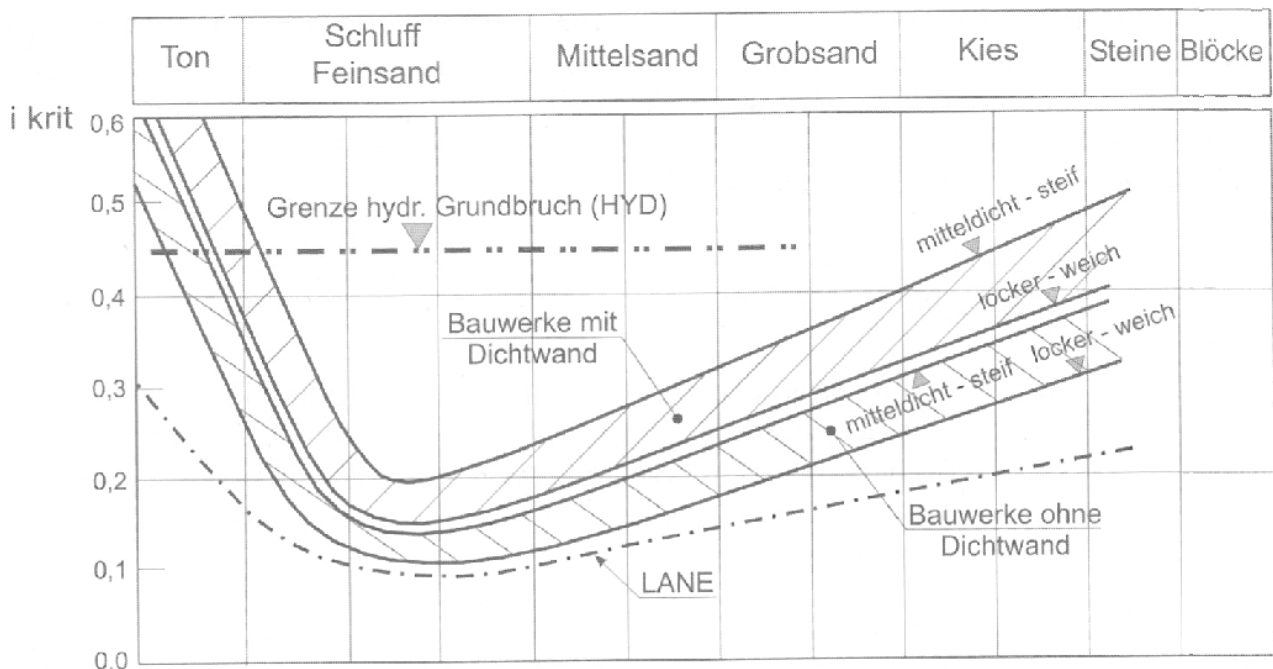


Abb. 15: Kritische hydraulische Gradienten für rückschreitende Erosion (aus BRANDL & HOFMANN, 2006; nach verschiedenen Autoren)

5.2.8 Konzentrierte Leckagen

Konzentrierte Leckagen oder auch Bereiche mit erhöhter Durchlässigkeit können durch unterschiedliche Ursachen entstehen. Man spricht im Deutschen auch von bevorzugten Sickerwegigkeiten. Im Untergrund können Sandbänder oder ähnlich natürlich entstandene Schichten mit hoher Durchlässigkeit eine entsprechend starke Durchströmung zulassen. Im Deich- und Dammbau können sich beim Schütten Erdstoffe entmischen und zu Bereichen mit erhöhter Durchlässigkeit führen. Besonders wenn es sich um Dichtungsmaterialien handelt, kann dies zu einer kritischen Beeinträchtigung der Dichtwirkung führen. Dadurch können Filterelemente überlastet werden und ein ungefilterter Austritt der Sickerlinie auftreten.

Weitere Ursachen können Rissbildung durch Verformung oder durch hydraulisches Aufreißen sein. Risse können, wie bereits erwähnt, auch durch statische Überlastung und da-

durch verursachte Rutschungen auftreten. Bei mineralischen Dichtungen spielt auch die Austrocknungsgefahr eine Rolle.

In DWA (2005) wurde deshalb für den Deichbau eine Mindestdicke von Dichtung und Überlagerungsschicht vorgeschlagen, die weniger als 2 m beträgt. In FELL et al (2007) wird von Erfahrungen berichtet, die Austrocknungsrisse in Dämmen mit einer Tiefe von über 5 m bestätigen. Natürlich spielen hier die Materialeigenschaften der verwendeten Böden, die Einbauparameter sowie der von vielen Umwelteinflüssen beeinflusste Wasserhaushalt eine wesentliche Rolle.

Eine weitere Ursache für konzentrierte Leckagen können Suffosionsprozesse darstellen. Suffosion ist im nächsten Abschnitt behandelt. Weiteres zum Thema „Konzentrierte Leckagen“ ist in FELL et al (2007 & 2007a) zu finden.

5.2.9 Suffosion

Bevor im Rahmen der Erosionsentwicklung die Filter bemessen und beurteilt werden, sollten alle verwendeten und durchströmten Böden, insbesondere Filterelemente, auf ihre Suffosionsgefährdung untersucht werden. Dies kann durch den Nachweis der Eigenfiltration (engl.: self filtration) erfolgen. Für stark kohäsive Böden erzielt diese Untersuchung der Filterstabilität nicht unbedingt ein realitätsgetreues Ergebnis, da hier die wirksame „echte“ Kohäsion den Rückhalt besonders der feinen Teile bestimmt.

Der Nachweis der Selbstfiltration wird z.B. dadurch geführt, dass die Sieblinie eines Bodens in zwei Teile aufgeteilt wird und die zwei entstehenden Kornfraktionen auf ihre Filterstabilität wie ein Filter-Basis-System bewertet werden. Aufzählung von den gängigen Filterkriterien sind z.B. in MUCKENTHALER (1989), ICOLD (1994) und in WAGNER (2006) zu finden (vgl. Tab. 1).

In Deutschland findet das Verfahren von CISTIN & ZIEMS, das in BUSCH et al (1993) dargestellt ist, Verwendung, da es u. A. auch in den Vorschriften der Bundesanstalt für Wasserbau zu finden ist (BAW MAK, 1989). Dabei wird die Sieblinie eines Erdstoff auch unterteilt und zwei Sieblinien der Kornfraktionen auf ihre Filterstabilität hin mit Hilfe eines Diagramms, das den Abstand der d_{50} -Korndurchmesser in Abhängigkeit der Ungleichförmigkeitszahl von beiden Kornfraktionen prüft.

Eine Übersicht der gängigen Suffosionskriterien bietet WAGNER (2006). Dort sind auch hydraulische Kriterien zur Beurteilung der Suffosionsgefahr beschrieben, wie z. B. das von ISTOMINA (1957) oder auch von MUCKENTHALER (1989), der Grenzgradienten für die allgemeine Partikelbewegung entwickelte, also auch für Erosion.

WAN & FELL (2005) geben den aktuellen Stand der internationalen Forschung und Praxis bei der Beurteilung von Suffosionsprozessen wieder. WAN & FELL (2005) empfehlen die Anwendung von unterschiedlichen Verfahren, u. A. verwenden sie den empirischen Ansatz von BURENKOVA (1993) und das weit verbreitete Vorgehen von KENNEY & LAU (1985, 1986), das prüft, ob für einen gewissen Korndurchmesser der Kornfraktionen mit 20% oder 30% Massenanteil ausreichend Filtermaterial mit dem vierfachen Durchmesser vorhanden ist. WAN & FELL (2005) korrigierten das von KENNEY & LAU (1985) entwickelte Kriterium unter Berücksichtigung von neueren Versuchsergebnissen.

Hydraulische und geometrische Kriterien und Verfahren zur Abschätzung von Suffosionsprozessen sind bekannt, hingegen sind die Auswirkungen auf die Steifigkeit des

suffodierten Materials und den damit verbundenen Verformungen weitgehend unbekannt. Dass die Ausspülung der feinsten Bodenpartikel in einem Erdstoff zu einer Durchlässigkeitserhöhung führt, ist klar, quantitative Aussagen und Untersuchungen sind dem Autor aber nicht bekannt.

5.3 Erosionsentwicklung

5.3.1 Allgemeines

Innerhalb der Beurteilung der Erosionsentwicklung wird der Entwurf und die Funktionsfähigkeit von Filtern betrachtet. Da die Wirkung und die Aufgabe von Filtern relativ anschaulich und gleichzeitig für die Sicherheit des Erdbauwerks von maßgebender Bedeutung ist, haben sich zahlreiche Arbeiten mit den existierenden Ansätzen beschäftigt (FOSTER, 2007; FRY, 2007; KUTZNER, 1996; ICOLD, 1994; PARK, 2003).

Die Beurteilung der Eignung von Filter konzentriert sich im Wesentlichen auf die geometrische Rückhaltefähigkeit und auf eine ausreichende Durchlässigkeit der Filter. FRY (2007) gibt darüber hinaus sieben Kriterien an, mit Hilfe derer die Eignung von Filtermaterialien überprüft werden können:

1. Rückhaltevermögen
2. Selbstfilterung
3. Durchlässigkeit
4. Festigkeit
5. Kohäsionslose Böden
6. Beständigkeit
7. Dauerhaftigkeit

In FRY (2007) sind für die einzelnen Kriterien auch Literaturstellen angegeben, welche entsprechende Nachweisansätze oder Prüfungsverfahren beinhalten.

5.3.2 Filterkriterien

Die Anforderungen an eine ausreichende Durchlässigkeit des Filters und die notwendige Filterwirkung, d. h. das Vorhandensein einer (geometrischen Sperre) für sich bewegende Feinpartikel, resultiert nicht selten in einer Eingrenzung von möglichen Filtererdstoffen. Filtererdstoffe dürfen nicht zu grob oder zu fein und sie sollten verformungsfähig (körnig) sein (KUTZNER, 1996), um keine Risse im Filter zuzulassen. Aus der letztgenannten Bedingungen ergibt sich die Forderung, dass der kohäsive Anteil kleiner etwa 5 Gew.-% sein sollte, in jedem Fall aber nicht größer als 12% (FELL & FRY, 2007). FRY (2007) zitiert amerikanische Autoren, die hierfür die Forderung $D_{15} > 0,1$ mm aufstellen. KUTZNER (1996) ermittelte diese Forderungen berücksichtigend eine Abschätzung des feinsten Filters (Abb. 16).

Außerdem wird angestrebt, dass Basis und Filter einen ähnlichen Verlauf der Sieblinien aufweisen, um sicherzustellen, dass die wesentlichen Kornfraktionen auch zurückgehalten werden können. Um einer Entmischung vorzubeugen, sollten (Fein-)Filter ein maximales Größtkorn von 75 mm aufweisen (KUTZNER, 1996).

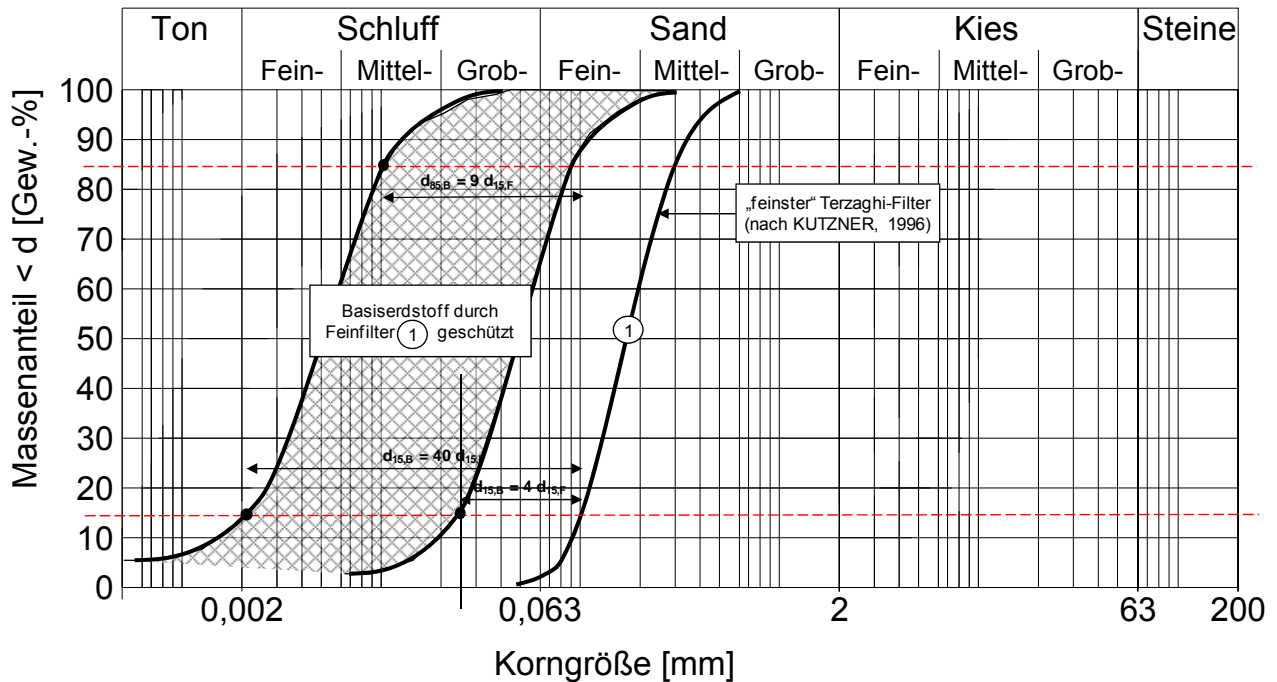


Abb. 16: Feinster Filter nach KUTZNER (1996)

Aus zahlreichen Veröffentlichungen mit Zusammenstellungen von Filterkriterien sind in folgender Tab. 1 ausgewählte Filterkriterien zusammengestellt.

Wie KUTZNER (1996) die Arbeiten über die Filterbemessung bewertet, ist ein Terzaghi-Filter, auch als „klassischer“ Filter bezeichnet, konservativ, d. h. mit einer hohen Sicherheit versehen. Zieht man in Betracht, dass sich an der Grenze von Filter zu Basis Feinpartikel in den Filter bewegen und dort einen Filterkuchen ausbilden können oder es auch zu un-gehemmter Erosion führen kann, wenn der Filter wirkungslos ist, dann würde man den Terzaghi-Filter nach FOSTER (2007) eher als „No-Erosion-Filter“ klassifizieren. FOSTER (1999, 2007) betrachtet, wie dies z. B. die Arbeiten von WITTMANN (1980), WITT (1986) und SCHULER (1997) getan haben, die Möglichkeit, dass aus dem Basiserdstoff auf der Länge einer Filterstrecke Partikel in den Filter eindringen, es dann zu einem Erliegen der Transportbewegung kommt oder auch nicht. „No-Erosion-Filter“ stellen hier zuverlässige Filter dar, die ein ausreichend dimensioniertes geometrisches Sperrkriterium aufweisen. FOSTER (1999) unterscheidet vier Kategorien bis hin zu wirkungslosen Filtern (continuing erosion). Für alle Filtererdstoffe, die ein erhebliches Maß an Partikelbewegung zulassen können, ist die Obergrenze nach SHERARD & DUNNIGAN (1989) mit $D_{15,F} > 9 D_{B,95}$ überschritten (gilt für $d_{max} < 4.75$ mm, Böden mit höchstens Feinkiesanteil).

5.3.3 „Best practice“

Als Stand der Technik gelten die Arbeiten von FOSTER (1999) und FELL et al (2005) beruhend auf den Arbeiten von SHERARD & DUNNIGAN (1989), wie dies auch in USACE (2004) für Erd- und Steinschüttdämme empfohlen wird (siehe Tab. 1).

Der Basiserdstoff wird in vier Gruppen unterteilt und entsprechende Anforderungen an den Filtererdstoff formuliert. FOSTER (1999) hat, wie bereits erwähnt, für voll wirksame Filter und für Filter, die ein gewisses Maß an Erosion zulassen, Kenngrößen angegeben. Die Regeln sind in Tab. 2 angegeben. Die Theorie des „Perfekten Filters“, die sich auf eine Flockenbildung von Tonmineralien stützt, führt bei sehr dichten Dichtungstoffen auf einen

Durchlässigkeitsbeiwert für Filter, der wiederum auch wieder im Bereich des kohäsionslosen, feinsten Filter führt (Terzaghi-Filter).

Tab. 1: Filterkriterien verschiedener Autoren (zusammengestellt aus ICOLD (1994), aus MUCKENTHALER (1989), aus PARK (2003) und anderen aktuellen Arbeiten)

	Quelle	Filterkriterium	Anwendungsgrenzen / Böden
1	Bertram (1940)	$d_{15,F} \leq 6 d_{85,B}$ $d_{15,F} \geq 9 d_{15,B}$	Enggestufte Sande
2	Hurley & Newton (1940)	$d_{15,F} \leq 32 d_{15,B}$ $d_{15,F} \leq 15 d_{50,B}$	Günstig-gestufte kiesige Sande
3	Terzaghi & Peck (1948)	$d_{15,F} \leq 4 d_{85,B}$ $d_{15,F} \geq 4 d_{15,B}$	Enggestufte Sand $U_F \sim U_B = 2$
4	Sichardt (1952)	$d_{50,F} < 4,5 d_{50,B}$	Lockere Lagerung: 2,42 Dichte Lagerung: 6,46
5	USACE (1953)	$d_{15,F} \leq 5 d_{85,B}$ $d_{50,F} \leq 25 d_{50,B}$ $d_{15,F} = 5 \text{ bis } 20 d_{85,B}$	enggestufte Sande und verschiedene Filter
6	USACE (1953)	$d_{15,F} > 5 d_{15,B}$ $d_{50,F} \leq 25 d_{50,B}$ $d_{15,F} < 85 d_{85,B}$	kohäsive Böden
7	Leatherwood & Peterson (1953)	$d_{15,F} \leq 4,1 d_{85,B}$ $d_{50,F} \leq 5,3 d_{50,B}$	enggestufte Sande
8	Zweck & Davidenkoff (1958)	$d_{50,F} \leq 5 \text{ bis } 10 d_{50,B}$ $d_{50,F} \leq 5 \text{ bis } 16 d_{50,B}$ $d_{50,F} = 5 \text{ bis } 25 d_{50,B}$	enggestufte Sande Feinsande weitgestufte Filter
9	USBR (1960)	$d_{50,F} \leq 5 \text{ bis } 10 d_{50,B}$	gleichförmiger Feinsand, $U_B = 3 \text{ bis } 4$, grobkörnig: 5; feinkörnig: 10
		$d_{50,F} = 9 \text{ bis } 30 d_{50,B}$ $d_{15,F} = 6 \text{ bis } 18 d_{15,B}$	ungleichförmigen Feinsand eckig $U_B \geq 4$
		$d_{50,F} = 12 \text{ bis } 58 d_{50,B}$ $d_{15,F} = 12 \text{ bis } 40 d_{15,B}$	Feinsand bis Schluff ungleichförmig $U_B \geq 4$
12	Ziems (1968)	$d_{50,F} = f(U_F, U_B) d_{50,B}$	$i_{B, \text{vorh}} \leq 9$
13	Cistin (1969)	$d_{50,F} = f(U_F, U_B) d_{50,B}$ $d_{15,F} \geq d_{15,B}$	$U_B, U_F \leq 20$ $0,1 \leq d_B \leq 30 \text{ mm}$
14	USBR (1973)	$d_{15,F} = 5 d_{85,B}$ $d_{15,F} = 5 \text{ bis } 40 d_{15,B}$	$d_{F, \text{max}} < 75 \text{ mm}$; $d_F < 0,074 \text{ mm} < 5 \text{ Gew. } \%$
15	Vaughan & Soares (1982)	$k_{D,F} \leq 6,7 \cdot 10^{-6} d_B$	enggestufte Sande und Schluffe, $k_{D,F} [\text{m/s}], d_B [\text{mm}]$
16	Sherard et al. (1984)	$d_{15,F} \leq 9 d_{85,B}$	enggestufte Sande, verschiedene Kiese
17	Kenney et al. (1985)	$d_{5,F} \leq 4 d_{50,B}$ $d_{15,F} \leq 5 d_{50,B}$	enggestufte Sande, Sand, Kiesfilter
18	Sherard & Dunnigan (1985)	$d_{15,F} \leq 9 d_{85,B}$	85%-100% Feinanteile der Basis
		$d_{15,F} \leq 0,7 \text{ mm}$	40%-85% Feinanteile der Basis
		$d_{15,F} \leq 4 d_{85,B}$	0%-15% Feinanteile der Basis
		$d_{15,F} \leq (40 - F) \cdot (4 d_{85,B} - 0,7 \text{ mm}) / 25 + 0,7 \text{ mm}$	15%-40% Feinanteile der Basis (Feinanteil F)
22	Honjo & Veneziano (1989)	$d_{15,F} \leq 4 d_{85,B} - 0,5(d_{95,B}/d_{75,B})$	Böden mit $d_{95,B} \leq d_{75,B}$
23	Foster (1999)	$d_{15,F} \leq 9 d_{85,B}$	85%-100% Feinanteil der Basis
		$d_{15,F} \leq 0,7 \text{ mm}$	35%-85% Feinanteil der Basis
		$d_{15,F} \leq 4 d_{85,B}$	0%-15% Feinanteil der Basis
		$d_{15,F} \leq (40 - F) \cdot (4 d_{85,B} - 0,7 \text{ mm}) / 25 + 0,7 \text{ mm}$	15%-35% Feinanteil der Basis (Feinanteil F)

Die neueren Arbeiten von FOSTER & FELL (2001) erhalten für Böden mit hohem Feinanteil ($F > 85\%$) und geringem Feinanteil ($F < 15\%$) in etwa das gleiche Filterkriterium für die Beurteilung von existierenden Anlagen, währenddessen die Arbeiten von SHERARD & DUNNIGAN (1989) hier eine merkliche Unterscheidung machen und nach Aussagen der Autoren für Neubau und für die Ertüchtigung von Filterbauwerken angewendet werden sollten.

An theoretischen Grundlagen für die Bemessung und den Entwurf von Filtern wird es nicht scheitern, einen wirksamen Filter in einem durchströmten Erdbauwerk anzuordnen. Eher treten praktische Hindernisse zu Tage, dass nicht ausreichend spezifiziertes Material für Kern oder Filter zur Verfügung steht oder dass im Rahmen der baulichen Umsetzung Mängel nicht erkannt werden oder Ausführungsfehler nicht verhindert werden können. Obwohl KUTZNER (1996) bereits anmerkt, dass es für „praktisch alle herkömmlichen Dichtungsstoffe geeignete Ansätze für den Entwurf wirksamer Filter bestehen“, obliegt es nicht selten in entscheidender Weise der örtlichen Bauüberwachung die Entwurfskriterien bei der baulichen Umsetzung auch sicherzustellen.

Tab. 2: Empfohlene Kriterien für „No Erosion“-Filtererdstoffe (NEF) (Tabelle nach Perzmaier & Haselsteiner, 2006)

Feinteilanteil	Filterwirksamkeit ⁷		Grenze keine / etwas Erosion ⁸	
F Basis [%] ¹	Spanne ²	Kriterium ³	Spanne ⁴	Kriterium ⁵
≥ 85	$d_{F,15} \leq (7 - 12) d_{B,85}$	$D_{15} \leq 9 d_{85}$	$D_{15} \leq (6,4 - 13,5) d_{85}$	$D_{15} \leq 6,4 d_{85}$
35 - 85	$D_{15} \leq 0,7 - 1,5 \text{ mm}$	$D_{15} \leq 0,7 \text{ mm}$	$D_{15} \leq 0,7 - 1,7 \text{ mm}$	$D_{15} \leq 0,5 \text{ mm}$
15 - 35	$D_{15} \leq (40 - F) \cdot (4 d_{85} - 0,7 \text{ mm}) / 25 + 0,7 \text{ mm}$		$D_{15} \leq 1,6 ((35 - F) \cdot (4 d_{85} - 0,7 \text{ mm}) / 20 + 0,7 \text{ mm})$	
≤ 15	$D_{15} \leq (7 - 10) d_{85}$	$D_{15} \leq 4 d_{85}$	$D_{15} \leq (6,8 - 10) d_{85}$	$D_{15} \leq 7 d_{85}$

¹ F: Anteile Basis < 75 µm, Grenzen der Bodengruppen von SHERARD & DUNNIGAN (1989) modifiziert nach FOSTER & FELL (2001) 35% statt 40%, Körnungslinie Basis muss auf $d_{\max} = 4,75 \text{ mm}$ angepasst werden

² Beobachtete Spanne der Filterwirksamkeit nach SHERARD & DUNNIGAN (1989)

³ Entwurfskriterium nach SHERARD & DUNNIGAN (1989), Sicherheit vgl. 2, auch in US SCS (1986)

⁵ Beobachtete Spanne für keine Erosion nach FOSTER & FELL (2001)

⁶ vorgeschlagenes Kriterium für Grenze keine / etwas Erosion nach FOSTER & FELL (2001)

⁷ Anwendung für den Neubau und die Ertüchtigung von Filterbauwerken/Erdbauwerken

⁸ Anwendung für die Überprüfung existierender Anlagen

5.4 Erosionsfortschritt

5.4.1 Allgemeines

Im Rahmen der Beurteilung des Erosionsfortschritts wird beurteilt, ob eine sich bildende Erosionsröhre stabil ist oder ob die Erosionsröhre zusammenbricht und sich evtl. Sackungen oder Senkungen („sink holes“) an der Oberfläche einstellen. Bei der Beurteilung des Erosionsfortschritts spielt die Dauer des Prozesses eine besondere Rolle. Sofern die Bedingungen für den Erosionsbeginn und die Erosionsentwicklung gegeben sind, kann es nach FELL et al (2003) relativ schnell zu Feststoffumlagerungen kommen. FELL et al (2003) führten deshalb auch eine Klassifizierung der Fortschrittsdauer von weniger als 3 h bis größer 12 h ein. Hierbei können Untersuchungen von möglichen Erosionsraten Aufschluss geben, wie schnell sich eine Erosionsröhre ausbilden kann. Der Übergang zum Bruchvorgang ist fließend und die zeitliche Entwicklung bei beiden Prozessen in Summe im Einzelfall von entscheidender Bedeutung.

5.4.2 Einflussgrößen und Hinweise

Der Erosionsfortschritt hängt sehr stark vom System, der hydraulischen Belastung, dem Ort des Erosionsvorgangs und der Erodierbarkeit der betroffenen Böden ab. Generell bleiben Erosionsröhren in oder unter feinkörnigem Materialen, wie sie für Abdichtungen verwendet werden oder wie sie als Feinsedimentablagerung in Flussauen vorkommen, eher stabil als in grobkörnigem Material.

Nach FELL et al (2003) kann der Erosionsprozess, sobald eine kritische hydraulische Kraft überschritten wird, sich enorm beschleunigen. Der Erosionsfortschritt wird durch hohe hydraulische Gradienten, durch einen geringen Tonanteil, durch eine Neigung zur Dispersivität und durch verhältnismäßig geringe Verdichtungsarbeit verstärkt. Besonders anfällig für einen raschen Erosionsfortschritt sind Sande und Schluffe.

Wertvolle Hinweise können Laborversuche zur Bestimmung des Erosionsverhaltens bieten. Hier sind der „Slot Erosion Test“ und der „Hole Erosion Test“ zu nennen, wie sie in WAN & FELL (2002) erklärt werden. Beide Versuche haben zum Ziel erstens die Stabilität einer schon bestehenden Erosionsröhre zu überprüfen und falls Materialtransport auftritt, eine Abschätzung von möglichen Erosionsraten zu geben. Hieraus kann u. U. auch wieder auf den Fortschritt des Bruchmechanismus geschlossen werden.

Sind Erosionsraten ermittelt, können über angenommene Dauern und Entwicklungszeiten die Menge des erodierten Materials abgeschätzt und weitere Schritte wie z.B. auftretende Setzungen oder Rutschungen abgeschätzt werden. Auch die Auswirkungen auf die hydraulische Belastung bzw. die Schubspannung in einer Erosionsröhre kann so abgeschätzt werden. Wenn sich der Durchmesser der Erosionsröhre vergrößert, wird sich der Durchfluss zuerst stark vergrößern und wenn die Festigkeit des Materials und die auftretenden Schubspannungen an der Röhrenwandung einen Gleichgewichtszustand erreichen, konstant bleiben.

In BRIDLE et al (2007) wird das Verfahren von FOSTER & FELL (1999) an einem praktischen Beispiel angewendet. Dieses Verfahren ermöglicht es, dem Erosionsfortschritt eine Wahrscheinlichkeit zuzumessen. In PERZLMAIER & HASELSTEINER (2006) wurden hierfür unscharfe Wahrscheinlichkeiten verwendet, was besonders bei kleinen Dammbauwerken gerechtfertigt werden kann, wenn keine ausführlichen Studien und Bodenuntersuchungen vorgesehen sind. Die wesentlichen Zusammenhänge und Einflussgrößen sind in FELL et al (2003) enthalten.

Im Zusammenhang der zeitlichen Entwicklung des Erosionsfortschritts weisen FELL et al (2003) auch daraufhin, dass etwaige Erosionsprozesse sich nicht zwangsläufig durch ein herkömmliches Messprogramm feststellen lassen, besonders wenn sich Röhren in oder unter undurchlässigen Böden bilden (engl.: „Ability to hold a roof“), werden sich Porenwasserdruck und Durchsickerungsmenge nur lokal und zeitlich verzögert verändern. Die Entdeckung derartiger Prozesse, vor allem an Damm- und Deichbauwerken, die nicht filterstabil geplant wurden, stellt deswegen eine besondere Herausforderung an Messprogramm und Überwachung dar (vgl. Kapitel 6).

5.5 Bruch und Flutwelle

5.5.1 Allgemeines

Im Zusammenhang mit dem Totalversagen bzw. mit dem Bruch eines Dammes ist es wünschenswert, den Bruchvorgang und die damit verbundene Dauer vorhersagen zu kön-

nen und auch den dabei ins Hinterland oder Unterwasser freiwerdenden Abfluss. Sobald eine Überströmung eintritt, vollzieht sich in der Regel die Erosion von Erdschüttkörpern rasch und die entstehende Flutwelle wird maximal, da ein hoher Reservoir- oder Gewässerwasserstand mit einer relativ großen Bresche überlagert werden muss.

Im Folgenden konzentriert sich der Beitrag auf die Breschenentwicklung, auf die Randbedingungen und den Breschenausfluss. Die Ausbreitung der Flutwelle ist ein hydraulisches Thema und wird hier nicht gesondert untersucht. Die Ausbreitung der Flutwelle ist ein Aspekt, der bei der Bestimmung von Katastrophenschutzplänen und Evakuierungszeiten wichtig ist. Die Entwicklung der Deichbresche kann z. B. durch einen Rückstauereffekt im gefluteten Polder beeinflusst werden. BRIECHLE (2006) behandelt die Ausbreitung von Flutwellen infolge des Versagens von Hochwasserschutzbauwerken detailliert. Jedoch wird bei den Untersuchungen von BRIECHLE (2006) der Einfluss der Breschenbildung, der *„insbesondere im Anfangszustand einen beachtlichen Einfluss auf die Strömung haben kann“*, vernachlässigt und die Forscherin konzentrierte sich unter Annahme eines sofortigen Totalversagens des Hochwasserschutzbauwerkes auf die Flutwellenausbreitung, sprich das hydraulische Phänomen. Mit der Breschenentwicklung selbst beschäftigt sich NIEMEYER (2007). Die Resultate der existierenden Modelle weisen nicht selten hohe Abweichungen von Referenzereignissen auf. Die meisten dieser Modelle verwenden Wehrformeln als hydraulischen Ansatz zur Ermittlung des Ausflusses.

Forschungs- und Entwicklungsarbeiten konzentrieren sich derzeit auf die Vorhersage von Brüchen, die entstehenden Flutwellen im Hinterland und die physikalischen, geotechnischen Prozesse bei der Bruchbildung. Dieser Punkt ist gleichzeitig ein Schnittpunkt zum Katastrophenschutz und berührt zudem die Risikothematik, nicht zuletzt dann, wenn es gilt, das Restrisiko zu beschreiben, wie dies in DIN 19700/2004 festgelegt ist: *„Die verbleibenden Risiken infolge Überschreitung des Bemessungshochwasserzuflusses BHQ_2 bzw. des Hochwasserstauzieles 2 (Z_{H2}) sowie des Bemessungserdbebens sind zu bewerten und in Abhängigkeit von den lokalen Bedingungen durch flankierende konstruktive, bewirtschaftungsseitige und/oder organisatorische Maßnahmen ausreichend zu vermindern.“*

Hierzu werden in letzter Zeit Modelle entwickelt, mit Hilfe derer unterschiedliche Referenzbrüche nachgerechnet werden konnten. Problem ist nach wie vor, dass derzeit die physikalischen Prozesse bei einem Bruch in dreidimensionaler Raumausrichtung nicht ausreichend genau modelliert werden (können). Die Unsicherheiten und Streuungen der Eingangsparameter weisen eine nicht zu vernachlässigbare Größe auf (MERZ, 2006). Die eingesetzten Modelle gelten meist nur für vereinfachende Annahmen, wie z.B. die Verwendung der Saint-Venant-Gleichung für die Abschätzung von Geschiebetransportvorgängen. Gängig sind entweder empirische Ansätze, um die Flutwellenganglinie im Hinterland vorherzusagen (COURIVAUD & FRY, 2007), oder einfache Ansätze des Sedimenttransportes kombiniert mit unterschiedlichen (analytischen) Ausflussgleichungen (BROICH, 2003 & 2006; NIEMEYER, 2007).

Die Bildung von mathematischen Modellen für Breschenbildungsprozesse abhängig von den Einflussparametern ist nicht trivial, da es sich um einen dynamischen, instationären Vorgang handelt, der im Wesentlichen von den Boden-/Systemeigenschaften, den hydraulischen Kräften und deren zeitliche Entwicklung abhängt. Deshalb ist der Ablauf der Breschenbildung ein Prozess, der oft Gegenstand einer groben Schätzung bzw. Vorhersage bleibt. Die Streuung der Ergebnisse unterschiedlicher Modelle bei der Nachrechnung von aufgetretenen und dokumentierten Ereignissen ist ein Indiz dafür, wie Schwierigkeiten die bestehenden Modelle bei der Ermittlung des Ausflusshydrographen noch haben und

welche Unsicherheit bei der Abschätzung von Flutwellen hier noch auftritt. Die Auswirkungen dieser doch erheblichen Unterschiede bei der Abschätzung von maximalen Abflüssen und der entsprechenden Ganglinien werden mit zunehmendem Abstand von der gebrochenen Sperre gedämpft.

Wie in BROICH (2003) zusammengestellt ist, existieren weltweit unterschiedliche Regelungen, ob und wie eine Flutwelle infolge Dammbrech bei der Planung, beim Bau und bei der Prüfung von bestehenden Anlagen zu betrachten ist. Der Ansatz eines sofortigen Totalversagens kann zu einer enormen Überschätzung der möglichen Flutwelle führen, wie später noch gezeigt wird. Dies hängt jedoch von den jeweiligen Randbedingungen ab.

Am einfachsten erscheint es noch, sich mit der Breschenbildung durch Überströmung eines homogenen, nicht kohäsiven Deiches zu beschäftigen. Sobald der Einfluss unterschiedlicher Bodenmaterialien, der des Verformungsprozess bzw. des dreidimensionalen Erosionsvorganges über auftretende Schubspannungen oder auch von Bewuchs berücksichtigt werden soll, stoßen vorhandene Modelle und Formeln rasch an ihre Grenzen (BROICH, 2003&2006). SCHMOCKER (2008) untersuchte den Deichbruch durch Überströmung eines Deiches aus körnigem Material und beschreibt anschaulich auch die verschiedenen Phasen dieses relativ einfachen Erosions-/ Bruchvorganges durch Überströmung. Da es sich bei dem untersuchten Modell um ein Scheibenmodell handelte, konnten Untersuchungen zu den Breschenausmaßen und der Breschenentwicklung nicht durchgeführt werden.

WAHL (1998) beschäftigt sich ausführlich mit den einflussnehmenden Bruchparametern und betont, dass aufwendigere Modelle, welche die Breschenbildung und den Ausfluss als Dammbrechwelle physikalisch modellieren, dazu geeignet sind, die zeitliche Entwicklung inklusive der Überschwemmung unterstrom vorherzusagen. Die Ergebnisse gehen in Katastrophenschutzpläne und bei der Festlegung von Evakuierungszeiten ein. Um eine verlässliche Vorwarnzeit für gefährdete Gebiete abschätzen zu können, müssen die Zeiten für den Initiationsprozess, für die Breschenbildung und für die Flutwellenausbreitung möglichst exakt und auf der sicheren Seite festgelegt werden. Besonders in diesem Zusammenhang wird wieder die Notwendigkeit einer integralen Herangehensweise deutlich, weil nur durch das Vorhandensein von Schadenspotential – in der englischsprachigen Literatur werden hier primär die Wahrscheinlichkeit des Verlustes von Menschenleben (engl.: life losses) betrachtet – das Brechen eines Erdbauwerks zu einer Katastrophe werden lassen kann. Sind ganze Städte von möglichen Flutwellen betroffen, dann sind neben den in Europa bereits üblichen Überschwemmungskarten für festgelegte Bemessungshochwasser auch noch seltenere Hochwasserereignisse und ihre Auswirkungen den Betroffenen näher zu bringen.

Sofern keine umfangreiche Studien durchgeführt werden können, sind einfach anzuwendende Formeln für den Breschenausfluss sicherlich ein probates Mittel, um eine Grobausage über die Flutwelle treffen zu können. Die Annahme eines schlagartigen, plötzlichen Bruches im Zusammenhang mit einer möglichst großen Bresche ist wohl die ungünstigste Annahme, die mit hoher Wahrscheinlichkeit auf der sicheren Seite liegt. Die Überschätzung dieser Flutwelle kann jedoch im Einzelfall erheblich sein, wie bereits erwähnt wurde. Jedoch auch bei der Annahme eines sofortigen Totalversagens, bei dem die Breschenentwicklungsdauer gleich Null ist, muss noch eine Breschenlänge-/breite angenommen werden, was bei längeren Absperrbauwerken wieder Schwierigkeiten aufwerfen kann, weil eine realistische Breschenbreite an möglichen, ungünstigen Stellen festgelegt werden

muss. Anhaltswerte hierfür liefern dokumentierte Schadensbeispiele. Die Übertragung auf andere Verhältnisse ist jedoch schwierig und sicherlich mehr oder weniger fehleranfällig.

5.5.2 Dambruchparameter und Breschenausfluss

Wie MERZ (2006) anhand der zahlreichen Einflussfaktoren bei Flussdeichen zeigt, weisen die Randbedingungen, welche den Bruch von Hochwasserschutzanlagen beeinflussen, eine nicht unerheblichen Streuung und somit „Unsicherheit“ auf. MERZ (2006) empfiehlt deshalb einen probabilistischen Ansatz. Ein derartiger Ansatz hilft vor allem dabei, eine Versagenswahrscheinlichkeit für einen Deich zu quantifizieren, ohne sich im Detail der Einzelprozesse verlieren zu müssen. Im Anbetracht der Ungenauigkeiten bei existierenden Ansätzen zur Bestimmung von absoluten Damm- und Deichbruchwahrscheinlichkeiten und auch im Anbetracht des damit verbundenen Aufwands, ist dieser Weg sicherlich vertretbar.

NIEMEYER (2007) studierte ausführlich die bestehenden Ansätze und kam auch zur Erkenntnis, dass bei der Bruchbildung bzw. dem Breschenausfluss die Damm-/Deichhöhe H_D [m] und die Breschenbreite B_B [m] einen wesentlichen Einfluss ausüben. Außerdem hat die Versagensdauer oder die Breschenentwicklungsdauer bei kleinerem Stauvolumen größeren Einfluss als bei größeren Stauvolumina. Dieser Effekt wird durch die Betrachtungen im nächsten Abschnitt ebenfalls bestätigt. Nach WAHL (1997) bewegen sich dokumentierte Breschenbreiten von wenigen Metern bis zu 250 m. Schwerpunktmäßig erreichen Breschen eine Breite von weniger als 50 m bis 100 m. Forscher aus Australien geben als Abschätzung für die Breschenbreite ein Mittel vom Zweifachen der Dammhöhe an, was für kleine Deiche sicherlich nicht zutreffend ist.

Die Referenzsohle bei einer Damm-/Deichbruch wird i.d.R. horizontal, in der Gründungs- oder Sohlfuge befindlich angenommen. Obwohl, wie z. B. in HORLACHER et al (2006) und wie auch in NIEMEYER (2007) anhand von 132 Deichbrüchen nachgewiesen wurde, es bei Deichbrüchen abhängig von der Sohlbeschaffenheit häufig zu erheblichen Kolken kommen kann. Eine Vergrößerung der Breschenhöhe, sofern dies durchgängig der Fall ist, führt i.d.R. auch zu einer Vergrößerung des Maximalabflusses. Kohäsive Auenböden im Untergrund setzen eine Kolkbildung mehr Widerstand entgegen als nichtbindige, feinkörnige Sande. Auf felsigen Untergrund werden sich keine größeren Kolke bei der kurz andauernden Beanspruchung während eines Bruches einstellen. Die topographischen und geologischen Verhältnisse haben hier auf den Ausflussvorgang erheblichen Einfluss.

Die Breschenentwicklungsdauer T_B [h], auch Bruchzeit genannt, ist i.d.R. nach WAHL (1997, 1998) kleiner als 10 h. Das Ende dieser Zeitspanne ist relativ einfach zu bestimmen, sofern der Bruchvorgang überhaupt rechtzeitig entdeckt und beobachtet wird. Der Festlegung des Beginns ist jedoch schwierig, wenn es sich um einen versteckten, sich im Inneren eines Erdbauwerks oder im Untergrund ablaufenden Erosionsbruch handelt. DECKER et al (2002) weist darauf hin, dass wenige Stunden bis Tage für Nothilfe Maßnahmen zur Verfügung stehen können. Hieraus kann man aber nur sehr vage auf eine Breschenentwicklungsdauer schließen.

Der Breschenausfluss Q [m³/s] ist abhängig von bereits genannten Parametern. Praxisbeispiele in WAHL (1997, 1998) umfassen einen Bereich von $Q_{\max} = 10$ m³/s bis 100.000 m³/s. Neben der o. g. Auswertung des Abflusses abhängig von der Dammhöhe bzw. vom Wasserstand ist in WAHL (1998) der Breschenausfluss abhängig vom Reservoirvolumen dargestellt. Mit steigendem Reservoirinhalt steigt auch der maximale Ausfluss infolge eines Bruches. Aufgrund der oft begrenzten Höhe von Deichbreschen inklusive Un-

tergrundkolke ist der Breschenausfluss bei Deichen entsprechend geringer als bei großen Talsperren. Außerdem hängt bei Hochwasserschutzdeichen der Breschenausfluss vom Wasserstand und somit vom der Hochwasserganglinie ab. DECKER et al (2002) gehen von mehreren 100 m³/s bei Deichbrüchen aus. Bei geringen Deichhöhen spielt besonders die Breite der Deichbresche eine wichtige Rolle für die absolute Ausflussgröße. Für die Abschätzung des Breschenausflusses wurden unterschiedliche Ansätze entwickelt, die zum Teil nur auf sehr wenige Parameter zurückgreifen und ähnlich der Wehrüberfallformel in Glg. 6 sind.

BRIECHLE (2006) verwendet bei ihren Untersuchungen die Ausflussformel nach RITTER (1892). Dies war einer der ersten Ansätze zur Abschätzung des spezifischen Ausflusses aus Breschen, der als einzigen Parameter eine Initialwassertiefe h_0 [m] verwendet (Glg. 4).

$$q = \frac{8}{27} \cdot \sqrt{g} \cdot h_0^{\frac{3}{2}} \quad \text{Glg. 4}$$

Eine empirische Lösung, die auf eine Vielzahl von Schadensfällen beruht, hat FROEHLICH (1989) entwickelt (Glg. 5, aus BROICH, 2003).

$$Q = 0,544 \cdot V_w^{0,306} \cdot h_w^{1,22} \quad \text{Glg. 5}$$

Diese Formel bedarf keiner Annahme bezüglich der zeitlichen und räumlichen Breschenentwicklung. Unter Verwendung der Speicherkennlinie ist die Abschätzung einer Ausflussganglinie möglich. Derlei empirische Ausflussgleichungen gibt es reichlich und sind in der bereits angegebenen Literatur enthalten und auch teilweise beschrieben.

Die Arbeiten der RWTH in Aachen sind hier sicherlich derzeit in Deutschlands maßgebend (BRIECHLE, 2006; NIEMEYER, 2007; HUBER, 2008). Vereinzelt haben sich aber auch schon andere deutsche Universitäten mit dieser Thematik beschäftigt, wie z.B. die Universität der Bundeswehr in Neubiberg bei München (KULISCH, 1994; BROICH, 1997). Eine Übersicht der Dammbbruchmodellierung gibt SINGH (1996).

5.5.3 Betrachtungen zur Flutwellenausbreitung bei Stauseen

Nicht selten beschränken sich Dammbbruchanalysen und die Betrachtung von Flutwellen im Unterwasserbereich bzw. im Hinterland damit, mit Hilfe einfacher Ansätze die entsprechende Ganglinie abzuschätzen und anschließend zweidimensional hydraulisch zu simulieren. Dies ist aufgrund der Komplexität des Prozesses, der Unsicherheiten bei der Festlegung der Eingangsparameter und aufgrund des mit der Modellierung verbundenen Aufwands ein gangbarer und vertretbarer Weg. Auf der sicheren Seite kann natürlich angenommen werden, dass sich eine maximale Bresche unverzüglich einstellt. Dies wird auch in einigen internationalen normativen Regelwerken so empfohlen (BROICH, 2003). Dadurch wird eine „Bruchganglinie“ mit einer maximalen Initialwelle erzeugt, was normalerweise zu sehr ungünstigen Überflutungsannahmen im Unterwasser führt. Wie noch gezeigt wird. Die auf diese Art und Weise abgeschätzten Bruchwellen sind von wenigen Parametern – Breschenbreite B_B [m], Dammhöhe H_D [m], Breschenböschungsneigung 1:n [-], hydraulischer Ausflusskoeffizient μ [-], dem Wasserstand H_W [m] und dem Reservoirvolumen V [m³] abhängig. Zusätzlich kann noch eine Breschenentwicklungsdauer T_B [h] berücksichtigt werden, welche die Dauer beschreibt, bis die Bresche voll ausgebildet ist. Auch bei DEWALS et al (2002) wird der Breschenentwicklungsdauer (engl.: breach formation time) eine besondere Rolle zugeordnet und anhand eines Beispiels der Einfluss dieses Parameters beschrieben, wie dies auch in Abb. 18 und Abb. 19 getan wird. Für die

Ausflussberechnung wird vereinfacht eine Form der POLENI-Gleichung verwendet, da sie, wie BROICH (2003) bestätigt, auch für den Bruchprozess teilweise ihre Gültigkeit weiterhin besitzen kann. Auch die in DECKER et al (2002) getroffenen Annahmen bestätigen die eigen Vorgehensweise, wobei in genannter Arbeit die Ausbreitung von Flutwellen infolge von Deichbrüchen an Rheinpoldern erläutert wird.

$$Q_{\max} = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot B_{B,\max} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_D^{\frac{3}{2}} \quad \text{Glg. 6}$$

Beim spezifischen Abfluss wird die Breschenbreite erst einmal nicht betrachtet:

$$q_{\max} = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_D^{\frac{3}{2}} \quad \text{Glg. 7}$$

Um über das Ausflussvolumen und das Reservoirvolumen auf den Wasserstand im Reservoir zu kommen, ist die Speicherinhaltslinie notwendig, die natürlich von den spezifischen topographischen Verhältnissen bestimmt wird. Eine einfache Abschätzung der Beziehung zwischen Reservoirwasserstand H_W [m] und Reservoirvolumen V [m³] ist mit einem Polynom zweiten Grades unter Verwendung des Verhältnisses der Wasserhöhe/-tiefe H_W [m] zum maximalen Wasserstand $H_{W,\max} = H_D$ als Relativgröße des maximalen Reservoirvolumens V_0 [m³] möglich.

$$V = \left(\frac{H_W}{H_D} \right)^2 \cdot V_0 \quad \text{Glg. 8}$$

Bei der Bruchbildung eines Dammes oder einer Mauer mit begrenztem Reservoirinhalt wird von einer linearen zeitlichen Entwicklung der Breschenbreite innerhalb der Breschenentwicklungsdauer ausgegangen. Die Breschenhöhe ist konstant gleich der Dammhöhe. Die Breschenausdehnung vollzieht sich ausschließlich in horizontaler Richtung. Der Ausflusskoeffizient μ [-] ist konstant. Unter der Annahme, dass die Bresche vertikale Wände aufweist, also die Breschenöffnung ein Rechteck darstellt, ergibt aus in Glg. 6 dargestellter „Wehrformel“ der spezifische Breschenausfluss q [m³/(s*m)] (Abb. 17). Auch wird angenommen, dass das Zuflussvolumen zum Reservoir V_{Zu} [m³] im Verhältnis zum Reservoirvolumen V_0 [m³] sehr klein ist ($V_{Zu} \ll V_0$) und deshalb vernachlässigt werden kann. WAHL (1998) wertete zahlreiche Fallstudien aus und gibt eine Relation von Dammhöhe zum maximalen Abfluss an. Bei einem 50 m hohen Damm wäre somit $Q_{\max} = 10.000 \text{ m}^3/\text{s}$. Nach Abb. 17 würde dies eine Breschenbreite von 16.7 m ergeben. Ein weiterer Plausibilitätscheck kann anhand des Reservoirvolumens und der Betrachtungen in WAHL (1998). Bei einem Speichervolumen von $10.000.000 \text{ m}^3$ wäre somit ein maximaler Breschendurchfluss im Mittel von $Q_{\max} = 3.000 \text{ m}^3/\text{s}$, was für das Beispiel bei einer Breschenentwicklungsdauer von $T_B = 1 \text{ h}$ passen würde.

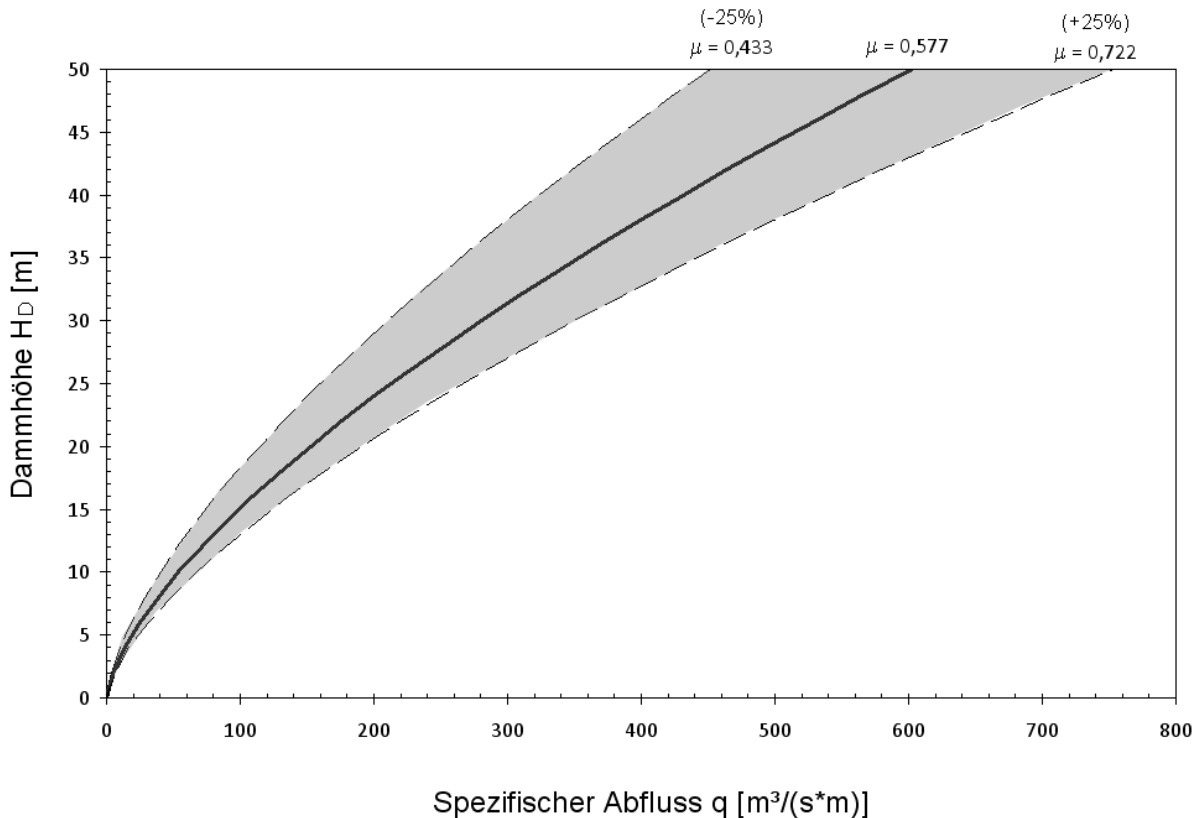


Abb. 17: Spezifischer Abfluss aus einer Bresche mit voller Dammhöhe und variierenden Ausflusskoeffizienten

Sofern ein sofortiges Totalversagen angesetzt wird, werden maximale Breschenausflüsse mit maximaler Breschenbreite und maximaler Breschenhöhe, die hier der Dammhöhe entspricht, angesetzt. Sich entwickelnde Kolkerscheinungen, wie sie unter dem vorigen Abschnitt beschrieben werden, wurden vernachlässigt. Mit der Annahme einer Breschenentwicklung innerhalb der Breschenentwicklungsdauer T_B [h] wird deutlich, dass diese abhängig von dem Verhältnis von Reservoirvolumen V_0 [m³] zur Breschendurchflussfläche $A_B = B_B \cdot H_B$ [m²] und dem Wasserstand $H_W = H_D$ wesentlichen Einfluss auf den zu erwartenden Breschenausfluss haben kann. Als Referenzparameter K_{Res} [-] wird folgender Ausdruck verwendet (Glg. 9).

$$K_{Res} = \frac{V_0}{H_D^2 \cdot B_{B,max}} \quad \text{Glg. 9}$$

In Abb. 18 sind für Dammhöhen von $H_D = 5 - 50$ m und für maximale Breschenbreiten von $B_{B,max} = 20 - 100$ m Bereiche für den maximalen relativen Ausfluss angegeben. Der relative maximale Ausfluss bezieht sich hier auf den maximalen Ausfluss bei $H_D = H_W$ und $B_B = B_{B,max}$ für $T_B = 0$ h (= sofortiges Totalversagen). Bei $T_B = 0$ h ist der tatsächlich auftretende Abfluss gleich dem theoretischen Maximalabfluss $Q/Q_{max} = 1$. Dieses Verhältnis nimmt bei kleinen Werten für K_{Res} [-] auch relativ schnell kleine Werte ($\ll 1$) an. Das bedeutet, dass der Wasserstand vor dem gebrochenen Damm aufgrund des bereits während der Breschenentwicklungsdauer auftretenden Ausflusses eine wesentliche Reduktion erfahren hat. Bei $K_{Res} < 5$ kann davon ausgegangen werden, dass weniger als 5% des theoretisch möglichen Maximalausflusses auftreten. Natürlich muss diese Aussage für den Einzelfall überprüft werden. Aber die angeführte Auswertung zeigt, dass der Bruchentwick-

lung und der dafür notwendigen Zeit eine entscheidende Bedeutung zukommt. Umso größer die Reservoirs sind, desto geringer wird der Einfluss der Breschenentwicklungsdauer.

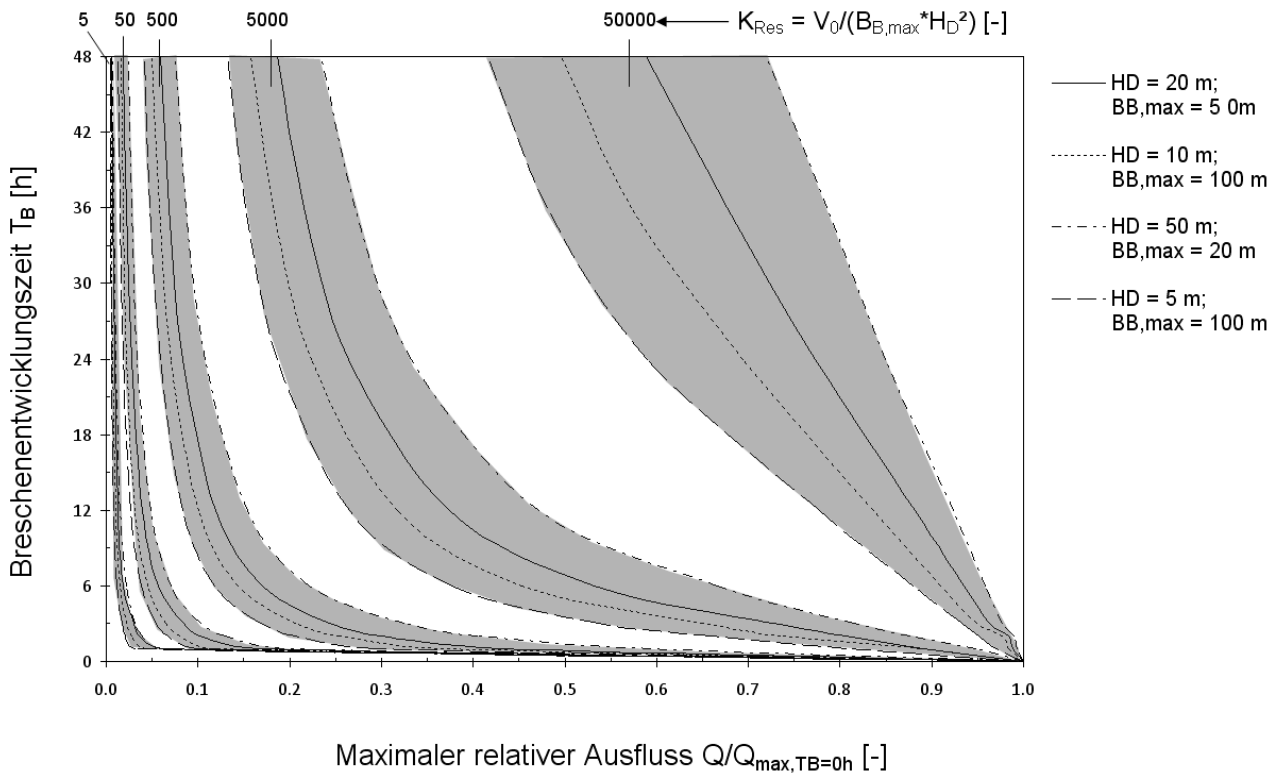


Abb. 18: Relativer maximaler Breschenausfluss abhängig von der Breschenentwicklungsdauer, der Damm-/deichhöhe und dem Verhältnis vom Initialvolumen des Reservoirs, von der Dammhöhe und von der Breschenbreite

Hinter der in Abb. 18 gezeigten Auswertung steckt für jede Kurve die Betrachtung der möglichen unterstromig auftretenden Ganglinien. Für $K_{Res} = 50$, $H_D = 20$ m, $B_{B,max} = 50$ m und $T_B = 0$ h – 48 h sind entsprechende Abflussganglinien in Abb. 19 dargestellt. Der Einfluss einer sich entwickelten Bresche wird besonders beim Vergleich der Scheitelabflüsse deutlich. Die Fülle der Abflussganglinien ist natürlich immer gleich und entspricht dem Initialvolumen des Reservoirs V_0 , was daran liegt, dass Zuflüsse nicht berücksichtigt wurden. Sofern die Breschenentwicklungsdauer größer ist als die Dauer des Abflussereignisses, hat sich nicht die maximale Breschenbreite eingestellt $B_B < B_{B,max}$. Das Beispiel bestätigt auch die oben getroffene Aussage, dass bereits bei kurz andauernder Breschenentwicklungsdauer der Scheitelabfluss stark gemindert wird.

Treten relativ große Zuflüsse z. B. während seltener Hochwasserereignisse während des Bruchvorgangs auf, egal ob bei Talsperren oder bei Flussdeichen, kann dieser (Hochwasser)Zufluss einen entscheidenden Einfluss auf den Bruch und auf die dabei entstehende Flutwelle nehmen. Wie in BROICH (2003) zusammengestellt wurde, ist in einigen Ländern vorgeschrieben, eine Überlagerung von einem Hochwasserereignis mit einem Bruchvorgang zu betrachten. Dies spiegelt natürlich die Tatsache wider, dass bei Hochwasser auch extreme Lasten auf das Absperrbauwerk wirken können. Während bei Stauanlagen mit großen Speichern und entsprechend großen Hochwasserrückhalteräumen dies im Anbetracht der Kapazität der Hochwasserentlastungsanlagen zu bewerten ist, stellt dieser Fall bei Hochwasserschutzdeichen den üblichen Belastungs- und Versagensfall dar. Eine Abschätzung einer Flutwelle beim Versagen einer Hochwasserschutzanlage ist noch mit der

Unsicherheit bei der Vorhersage der kritischen Hochwasserganglinie des Gewässers belegt.

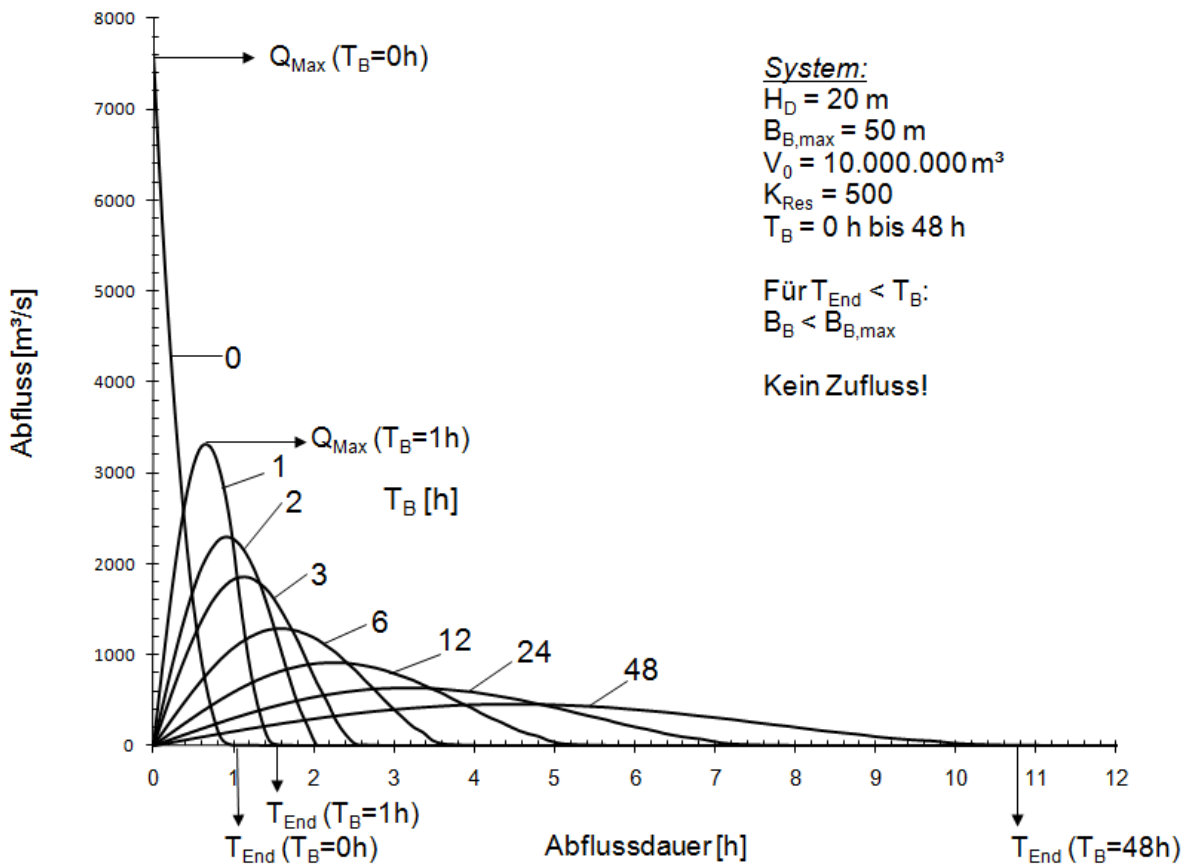


Abb. 19: Abflussganglinien für ein Beispielsystem für unterschiedliche Breschenentwicklungsdauern

6 Überwachung & Maßnahmen zur Gefahrenabwehr und Instandhaltung

6.1 Allgemeines

Generell werden Talsperrendämme und Deiche im Bezug auf die Überwachung unterschiedlich behandelt. Deiche werden i. Allg. nicht ständig überwacht und weisen auch nur punktuelle Instrumentierungen an neuralgischen Punkten auf.

Im Nachklang der letzten Hochwasserereignisse in Deutschland wurden von zahlreichen Bundesländern Richtlinien für die Deichverteidigung erstellt, in denen auch Schadensbilder und –prozesse als Indikatoren für die einzuleitenden Maßnahmen beschrieben sind. Eine Übersicht dieser Arbeiten (LFU BY, 2002; LFU SA, 2002; etc.) ist in DWA M 507/2006 enthalten.

Mit der Überarbeitung der deutschen Talsperrennorm DIN 19700/2004 wurden auch die Anforderungen an die Überwachung überarbeitet und u. A. Sicherheitsberichte und regelmäßige, vertiefte Überprüfungen festgeschrieben. Hier wird am Beispiel der Hochwasserrückhaltebecken auch wieder klar, dass auch im Hinblick auf die Unterhaltung und Instandhaltung der Übergang vom hohen Talsperrendamm zum Deich fließend ist. Kleine Hochwasserrückhaltebecken gleichen hierbei nicht nur aufgrund ihrer temporären Beanspruchung einem Deich sondern auch durch die zulässigen Einschränkungen bei Überwachung und Instandhaltung (HASELSTEINER, 2007b). Aktuell befindet sich auch das

Merkblatt zur Überwachung von Talsperren in Überarbeitung. Dieses Merkblatt, das sich derzeit im Gelbdruck befinden, wird im Zusammenhang mit DIN 19700 die nationalen Anforderungen im Wesentlichen festlegen (DWA M514/2008).

6.2 Überwachung und Unterhaltung

In den Normen und Regelwerken zu Hochwasserschutzdeichen in Deutschland wird generell vorgeschrieben, dass im Rahmen der Deichschau die Funktionstüchtigkeit des Hochwasserschutzbauwerks überprüft und während Hochwasser der Deich kontinuierlich visuell durch „Deichläufer“ überwacht wird. Deiche stellen i. Allg. eher kleinere Erdbauwerke dar, deren Aufbau und Funktionstüchtigkeit mittels Beschau oft nur ungenügend eingeschätzt werden kann. Dennoch gelingt es an Deichen nicht selten, Schadensprozesse oder den Versagensfall durch visuelle Begutachtung der Deichschau im Hochwasserfall festzustellen und zu begleiten. Sickerwasseraustritte mit und ohne Trübung und Verformungen stellen hier die wichtigsten Beurteilungskriterien dar. Eine lückenlose Überwachung mittels fest installierter oder mobiler Messinstrumente ist i. d. R. zu aufwendig, da im Hochwasserfall die Hochwasserschutzbauwerke nur ein Glied in der Hochwasserschutzkette darstellen und die Messung, Auswertung und Maßnahmenfestlegung zeitintensiv sein könnte. Gekoppelte Messinstrumente und linienauflösende Temperaturmessmethoden bieten sich zwar technisch als Alternative an, können jedoch bei den zu überwachenden Deichstrecken im Einzelfall auch nur an besonders exponierten Lagen zur Anwendung kommen. Auch gilt, dass Deiche einer niedrigeren Kategorie, die in der Regel von geringer Höhe sind und auch kein Schadenspotential aufweisen, eher Sollbruchstellen darstellen sollten und nicht einer aufwendigen Überwachung und Verteidigung unterzogen werden. Die in der bestehenden DIN 19712/1997 geäußerte Regel, dass *„Flußdeiche... so zu unterhalten [sind], daß ihre Sicherheit ständig gegeben ist“*, zeigt zwar, dass sich die verantwortlichen Ingenieure der Wichtigkeit der Überwachung und Instandhaltung bewusst sind und waren, jedoch dieses Dekret der technischen Vernunft an dem Manifest der Wirklichkeit, auch Praxis genannt, scheitert.

Im Gegensatz zu Deichen muss bei Talsperrendämmen die Funktionstüchtigkeit der Anlage kontinuierlich und ausführlicher durch geeignete Maßnahmen überwacht werden. Der Unterschied zwischen Deichen und Talsperrendämmen bei der Überwachung liegt hierbei im unterschiedlichen Risiko begründet. Bei hohen Talsperrendämmen ist dies jedoch praktisch nicht der Fall, so dass hier i. d. R. Porenwasserdrücke, Sickerwasser und Verformungen gemessen werden.

Die wesentliche Frage, die sich jedoch im Hinblick auf die hydrodynamische Bodenverformung stellt, ist, mit welchen Mitteln möglichst früh schädliche Prozesse entdeckt werden können. Deshalb widmen sich FELL & FRY (2007) der Entdeckung von Erosionsprozessen besonders ausführlich. Wenn zusätzlich zur Durchströmung des Erdbauwerkes das Spannungs-Verformungs-Verhalten als Grund für unverträgliche Verformungen und Rissbildungen einen wesentlichen Einfluss nehmen kann, spielt die Überwachung mittels Verformungsmessungen und/oder Spannungsmessungen wieder eine gewichtigere Rolle, da trotz der hochentwickelten Stoffgesetze und FEM-Verfahren zur Modellierung das tatsächliche Verhalten von Dämmen von Parametern beeinflusst wird, die in einem Spannungs-Verformungs-Modell nur bedingt abgebildet werden können.

Sofern eine Beurteilung von möglichen Bodendeformationsprozessen bereits vor dem Bau der Anlage durchgeführt wird, ist es auch möglich, das Messsystem der Anlage auf die Früherkennung möglicher Prozesse auszurichten. Zur Bauwerksüberwachung an Talsper-

ren existiert derzeit, wie bereits erwähnt, ein Merkblatt DWA 514/2008 im Gelbdruck. Anforderungen sind in DIN 197100/2004 beschrieben.

Zur Erkennung von Erosionsvorgängen in Erdbauwerken werden neben den klassischen Instrumenten Erdspannungsgeber, Porenwasserdruckgeber, Standrohrpegel und geodätische Messungen auch geophysikalische Methoden eingesetzt. Hier spielen in letzter Zeit vor allem temperaturgebende Verfahren unter Verwendung von Glasfaserkabel eine gesteigerte Rolle (PERLZMAIER et al, 2007; JOHANSSON & SJÖDAHL, 2007). Eine Übersicht der möglichen Verfahren zur Erkennung von Erosionsvorgängen ist in FRY et al (2007) und BLAIS et al (2007) enthalten (siehe auch KBR, 2003).

Wie auch FELL et al (2003) feststellen, geht der Trend bei sanierungsbedürftigen Bauwerken, die nicht den allgemein anerkannten Regeln der Technik (a.a.R.d.T.) entsprechen und bei denen nicht alle Zweifel bezüglich der dauerhaften Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit durch Baumaßnahmen konstruktiv ausgeräumt werden, hin zum Einsatz und dem Ausbau der Messinstrumentierung. Die Hoffnung ist hierbei, dass die Messung frühzeitig anzeigt, wann und wie sich ein kritischer Zustand im Bauwerk einstellt und entsprechend festgelegte Gegenmaßnahmen getroffen werden können. Hier spielt wieder die zeitliche Entwicklung und Ausbreitung der Erosion die entscheidende Rolle. Wie in den Abschnitten 5.4 „Erosionsfortschritt“ und 5.5 „Bruch und Flutwelle“ dargelegt wurde, ist jedoch die Abschätzung der zeitlichen Entwicklung mit sehr großer Unsicherheit versehen. Einem Messinstrument und der Auswertung dessen Messwerte den Vorzug gegenüber von Sanierungsmaßnahmen zu geben, ist sicherlich mit mehr Risiken versehen, als die baulichen Mängel zu beseitigen. Natürlich sind Baumaßnahmen i.d.R. wesentlich kostenintensiver als Messinstrumente einzusetzen, zu betreiben und dauerhaft auszuwerten. Im Nachhinein kann sich auch herausstellen, dass die Befürchtungen unbegründet waren, wenn die Messungen verlässliche Daten liefern, die die Funktionstüchtigkeit des Bauwerks auch unter den zu berücksichtigenden Extremsituationen bestätigen.

6.3 Maßnahmen zur Gefahrenabwehr, Unterhaltung und Ertüchtigung

Im Unterschied zu Deichen kann i. d. R. bei Talsperren die hydraulische Belastung durch Abstau reduziert bzw. vollständig weggenommen werden. Dies ist wohl das wirksamste Mittel, um einen Talsperrenbruch zu vermeiden. Da von der ersten Indikation eines Schadensprozesses bis hin zur Ausbildung ernsthafter Umlagerungsprozesse und zum Bruch die Zeit besonders bei großen Speichern für eine Absenkung nicht ausreicht, ist dieses Mittel im Einzelfall nicht zielführend. Die internationale Praxis im Talsperrenbau tendiert in einigen Ländern aus unterschiedlichen technischen und wirtschaftlichen Gründen dazu, ohne Talsperren ohne Bewirtschaftungsorgan zu errichten und zu betreiben, so dass eine Absenkung im Notfall wenn überhaupt nur über das Maschinenhaus möglich wäre. Diese Praxis lässt sich mit dem europäischen Sicherheitsempfinden nicht in Einklang bringen. Da bei Hochwasserschutzdeichen es auch keine Regelorgane gibt, um die hydraulische Belastung zu verringern, werden immer häufiger Deichstrecken an geeigneten Stellen geöffnet und so zusätzlicher Retentionsraum aktiviert. IN letzter Zeit werden in Bayern und am Rhein verstärkt Flutpolder eingesetzt, um in den Mittelläufen von Flüssen, gezielt Retentionsraum zu aktivieren (FISCHER, 2008).

Sofortmaßnahmen zur Erhöhung der Standsicherheit von Erdbauwerken sind oft von einfacher Art, wie z. B. die Verwendung von Sandsäcken oder das Anschütten von Auflastfiltern. Generell wird versucht, die Belastung meist in Form der Durchströmung und/oder Überströmung zu reduzieren und die Widerstandsseite zu erhöhen. Für Deiche sind die

Mittel und das Vorgehen zur Deichverteidigung in zahlreichen Schriften beschrieben (siehe Abschnitt 6.1).

Bei Talsperrendämmen können Injektionen ins Bauwerk und/oder in den Untergrund Beihilfe leisten. Auch Drainagebohrungen können bereichsweise eine Entlastung mit sich bringen. Generell sind die Werkzeuge für Erdbauwerke, egal ob Deich oder Talsperrendamm, bekannt und ihre Anwendung erprobt. Bei Deichen kommen jedoch weniger teure Lösungen zum Einsatz, da es sich bei Deichen i. d. R. um kilometerlange, meist wenige Meter hohe Erdbauwerke handelt (HASELSTEINER, 2008).

Der Einsatz von Dichtwänden zur Ertüchtigung von Dammbauwerken wird von FRY & CHOPIN (2007) aufgegriffen. BARTSCH & NILSON (2007) verweisen auf die schwedische Praxis, in der relativ hohe Auflastbermen zur Stützung und Filterung von bestehenden Dämmen Verwendung finden.

7 Schrifttum

- ACHMUS, M.; MANSOUR, B. G. S. (2006): Untersuchungen zum Nachweis gegen Erosionsgrundbruch an Staubauwerken. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen, Handbuch für Theorie und Praxis, Vol. II, Universität Siegen, Hermann und Jensen (Hrsg.), Siegen, 2006, S. 77-89
- ARMBRUSTER-VENETI, H.(1999): Über das Versagen von Erddämmen. Wasserwirtschaft 89, Heft 10, S. 504 – 511
- BAW MAK (1989) :Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen (MAK). Merkblatt, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe
- BAW MSD (2005): Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Wasserstraßen. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe
- BARTSCH, M. (2007): Internal Erosion in Porjus dam – risk assessment and proposal for upgrading. Internal Erosion of Dams and their Foundations, Fell & Fry (editors), Taylor & Francis Group, London, pp 35-43
- BERTRAM, G. E. (1940): An Experimental Investigation of Protective Filters. Harvard Soil Mechanics Series No. 7, Graduate School of Engineering Harvard University, Cambridge, MA
- BLAIS, J.-P.; GRAVELAT, S.; FOILLARD, R.. (2007): Detection of Leakage by non Destructive Methods: EDF Experience. Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium on 17-19 September 2007 in Freising (Germany), Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Talsperrenkomitee, Berichtsheft Nr. 114, S. 144-153
- BLIGH, W.G. (1912): The practical design of irrigation works. 2 ed. London
- BRANDL, H.; HOFMANN, R. (2006): Erosionsstabilität und Standsicherheit von Schutzdämmen gegen Wildbäche und Murengänge mit besonderer Berücksichtigung von Einbauten. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen, Handbuch für Theorie und Praxis, Vol. II, Universität Siegen, Hermann und Jensen (Hrsg.), Siegen, 2006, S. 139-171
- BRAUNS, J. (1985): Erosionsverhalten geschichteten Bodens bei horizontaler Durchströmung. Wasserwirtschaft 75, Heft 10, S. 448 – 453

- BRIDLE, R.; DELGADO, F.; HUBER, N. P. (2007): Internal Erosion: Continuation and Filtration: Current Approaches Illustrated by a Case History. Internal Erosion of Dams and their Foundations, Fell & Fry (editors), Taylor & Francis Group, London, pp 70-84
- BRIECHLE, S. R. (2006): Die flächenhafte Ausbreitung der Flutwelle nach Versagen von Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern. Dissertation, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen (RWTH), Aachen 2005
- BROICH, K. (1997): Computergestützte Analyse des Dammerosionsbruchs – Institut für Wasserwesen, UniBW München, Dissertation, Lehrstuhl Hydromechanik und Hydrologie, Mitteilungsheft 61
- BROICH, K. (2003): Verfahren zur hydraulischen Berechnung von Deich- und Dammbrochen. Sicherung von Dämmen und Deichen: Handbuch für Theorie und Praxis, S. 321 – 343, Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag Siegen – universi, 2003
- BROICH, K. (2006): Simulation von Breschenbildung und Flutwellenausbreitung. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen, Handbuch für Theorie und Praxis, Vol. II, Universität Siegen, Hermann und Jensen (Hrsg.), Siegen, 2006, S. 117-127
- BROWN, A. J. (2007): A framework for the Management of Risk from Internal Erosion. Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium on 17-19 September 2007 in Freising (Germany), Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Talsperrenkomitee, Berichtsheft Nr. 114, S. 255-266
- BURENKOVA, V.V. (1993): Assessment of suffusion in non-cohesive and graded soils. In: Brauns, Heibaum & Schuler (Hrsg.): Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering, Rotterdam, Balkema, pp 357–360
- BUSCH, F.-K.; LUCKNER, L.; TIEMER, K. (1993): Geohydraulik. Lehrbuch der Hydrogeologie., Band 3. Gebrüder Bornträger, Berlin, Stuttgart 1993
- COURIVAUD, J.-R.; FRY, J.-J. (2007): Dam Breaching – Case Studies. Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium on 17-19 September 2007 in Freising (Germany), Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Talsperrenkomitee, Berichtsheft Nr. 114, S. 245-254
- CEDERGREN, H. R. (1972): Seepage control in earth dams, in Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume. Hirschfeld, R. C. and Poulos, S. J. (eds), Wiley (1972)
- CHUGAEV, R. R. (1962): Gründungsumriss von Wasserbauwerken (in russischer Sprache). Moskau – Leningrad
- CISTIN, J. (1967): Zum Problem mechanischer Deformationen nichtbindiger Lockergesteine durch die Sickerwasserströmung in Erddämmen, Wasserwirtschaft, 1967, Heft 2
- DECKER, J; LUDWIG, K.; MEUSER, A. (2002): Überlegungen zur Überflutung größerer Gebiete durch Deichbrüche. Wasserwirtschaft 11-12, S. 15-20
- DEWALS, B.; ARCHAMBEAU, P; ERPICUM, S.; MOUZELARD, T.; M. PIROTON (2002): Wolf Software: A Fully Integrated Device Applied to Modelling Gradual Dam Fail-

ures and Assessing Subsequent Risks. In: Advances in Fluid Mechanics IV, Ghent, Belgium, WITPress, Engineering Sciences Vol. 36.

- DIN 1054 (2005): Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 19700 (2004): Stauanlagen. Teil 10 - 15. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 19712 (1997): Flussdeiche. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DÖSCHER, H.-D.; ARMBRUSTER, H. (1999): Die Standsicherheit von Flussdeichen und –dämmen unter Berücksichtigung der Vegetationsdecke. S. 73 – 83, Flussdeiche und Flussdämme. Bewuchs und Standsicherheit. Jahrbuch 4 der Gesellschaft für Ingenieurbiologie e. V., Hrsg. Pflug und Hacker, Aachen 1999
- DVWK 222 (1991): Meß- und Kontrolleinrichtungen zur Überprüfung der Standsicherheit von Staumauern und Staudämmen. Heft 222, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DVWK 210 (1986): Flussdeiche. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 210, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DWA (2005): Dichtungssysteme in Deichen. DWA-Themen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef
- DWA M 507/2007: Deiche an Fließgewässern. Gelbdruck des Merkblatts Nr. 507, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef
- DWA M 514/2008: Bauwerksüberwachung an Talsperren. Gelbdruck des Merkblatts Nr. 514, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef
- FELL, R.; WAN, C. F.; CYGANIEWICZ, J.; FOSTER, M. A. (2003): Time for Development of Internal Erosion and Piping in Embankment Dams. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, No. 4, pp 307-314
- FELL, R.; FOSTER, M.; WAN, C.-F. (2005): A framework for assessing the likelihood of internal erosion and piping of embankment dams and their foundations. Contribution to the Workshop of internal erosion and piping of dams and foundations. Aussoise, France, April 05
- FELL, R.; MACGREGOR, P.; STAPLEDON, D.; BELL, G. (2005): Geotechnical Engineering of Dams. A. A. Balkema, Taylor & Francis Group, London
- FELL, R.; FRY, J.-J. (2007): The state of the art of assessing the likelihood of internal erosion of embankment dams, water retaining structures and the foundations. Internal Erosion of Dams and their Foundations, Fell & Fry (editors), Taylor & Francis Group, London, pp 1-23
- FELL, R.; FOSTER, M. A.; WAN, C. F. (2007a): A framework for assessing the likelihood of internal erosion and piping of embankment dams and their foundations. Internal Erosion of Dams and their Foundations, Fell & Fry (editors), Taylor & Francis Group, London, pp 65-70
- FELL, R.; WAN, C. F.; FOSTER, M. A. (2007b): Assessment of the likelihood of initiation of erosion in embankment dams. Internal Erosion of Dams and their Foundations, Fell & Fry (editors), Taylor & Francis Group, London, pp 71-102

- Fischer, M. (2008): Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern – Beurteilung der Wirksamkeit möglicher Maßnahmen unter Verwendung hydrodynamisch numerischer Modellierung. Dissertation. Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Mitteilungsheft Nr. 119, Technische Universität München
- FOSTER, M., SPANNAGLE, M., FELL, R. (1998). Analysis of embankment dam incidents. UNICIV Rep. No. R-374, School of Civ. and Envir. Engrg., University of New South Wales, Sydney, Australia
- FOSTER, M. (1999): The probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping. PhD thesis, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales.
- FOSTER, M.; FELL, R. (1999): A framework for estimating the probability of failure of embankment dams by piping using event tree methods. UNICIV Report No. R-377. School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales
- FOSTER, M; FELL, R.; SPANNAGLE; M. (2000): The statistics of embankment dam failures and accidents. *Can. Geotech. J.* 37, pp 1000–1024
- FOSTER, M.; FELL, R. (2001): Assessing embankment dam filters that do not satisfy design criteria. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng. ASCE*, Vol. 127, No. 4, 398-402
- FOSTER, M. A. (2007): Application of no, excessive and continuing erosion criteria to existing dams. *Internal Erosion of Dams and their Foundations*, Fell & Fry (editors), Taylor & Francis Group, London, pp 103-114
- FRY, J.-J. (2007): Current Practice and new View on Granular Filters. Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium on 17-19 September 2007 in Freising (Germany), *Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Talsperrenkomitee*, Berichtsheft Nr. 114, S. 60-69
- FRY, J.-J.; BLAIS, J.-P.; PERZLMAIER, S.; AUFLEGER, M.; GOLTZ, M. (2007): Introduction to the Detection of Internal Erosion. Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium on 17-19 September 2007 in Freising (Germany), *Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Talsperrenkomitee*, Berichtsheft Nr. 114, S. 132-143
- FRY, J.-J.; CHOPIN, M. (2007): Dam Strengthening by Diaphragm Walls. Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium on 17-19 September 2007 in Freising (Germany), *Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Talsperrenkomitee*, Berichtsheft Nr. 114, S. 208-221
- FRY, J.-J.; NILSSON, A. (2007): Function Analysis and Strengthening by Adding a d/s berm. Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium on 17-19 September 2007 in Freising

(Germany), Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Talsperrenkomitee, Berichtsheft Nr. 114, S. 222-234

- FROEHLICH, D. C. (1989): Peak Outflow service Models to Forecast Dam-Breach-Floods – Hydrology Disasters. Proc. Techn. Conference, World Meteorological Organization, Geneva 1988
- GILLON, M. D. (2007): Re-evaluation of internal erosion incidents at Matahina Dam, New Zealand. Internal Erosion of Dams and their Foundations, Fell & Fry (editors), Taylor & Francis Group, London, pp 115-131
- HASELSTEINER, R.; STROBL, TH. (2005): Deichsanierung. Forschungs- und Entwicklungsvorhaben, Endbericht, im Auftrag vom Bayerischen Landesamt für Wasserwirtschaft (LfW), Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München
- HASELSTEINER, R. (2007a): Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung. Dissertation. Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Mitteilungsheft Nr. 111, Technische Universität München
- HASELSTEINER, R. (2007b): Normative Neuerungen der DIN 19700-12/2004 „Hochwasserrückhaltebecken. Fachtagung Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, Mitteilungsheft Nr. 113, S. 53 – 74, 19. und 20. Juli 2007, Wallgau
- HASELSTEINER, R. (2007c): Geotechnische Bemessung der Dammbauwerke von Flutpoldern. Fachtagung Flutpolder – Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, Mitteilungsheft Nr. 113, S. 90 – 112, 19. und 20. Juli 2007, Wallgau
- HASELSTEINER, R. (2007d): Die Durchströmung von Deichen und Dämmen. 14. Deutsches Talsperrensymposium, 7th ICOLD European Club Dam Symposium, Beiträge zur Tagung am 17. bis 19. September 2007 in Freising, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Nr. 115, S. 143 - 149
- HASELSTEINER, R. (2008): Ertüchtigung von Hochwasserschutzdeichen. Korrespondenz Wasserwirtschaft (KW), Heft 3/08, S. 139 - 149, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef
- HASELSTEINER, R.; FISCHER, M.; STROBL, T.; RUTSCHMANN, P. (2008): Der Überlastfall an Flussdeichen - Strategien, Sicherungsmöglichkeiten, Risikominderung. Internationales Wasserbausymposium "Neue Anforderungen im Wasserbau", ETH Zürich, VAW, September 2008
- HEERTEN, G. (2003): Flussdeiche für lang einstauende Hochwasser. Vorträge zum 10. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13. März 2003, Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik der technischen Universität Darmstadt, 2003
- HERMANN, R. A. (2003): Notsicherung von Dämmen und Deichen beim Auftreten der Rückschreitenden Erosion und die permanente Sicherung. Sicherung von Dämmen und Deichen. Handbuch für Theorie und Praxis. S. 89 - 105, Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag Siegen – universi, 2003
- HONJO, Y.; VENEZIANO, D. (1989): Improved Filter Criterion for Cohesionless Soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 1

- HORLACHER, H.-B. (2003): Gestaltung und Anordnung von Deichen für einen wirkungsvollen Hochwasserschutz. Sicherung von Dämmen und Deichen: Handbuch für Theorie und Praxis, S. 159 – 169, Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag Siegen – universi, 2003
- HORLACHER, H.-B.; CARSTENSEN, D.; RIEHL, G.; BIELITZ, E.; HEYER, T. (2006): Bewertung von Deichanlagen in Sachsen. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen, Handbuch für Theorie und Praxis, Vol. II, Universität Siegen, Hermann und Jensen (Hrsg.), Siegen, 2006, S. 37-51
- HUBER, N. P. (2008): Probabilistische Modellierung von Versagensprozessen bei Staudämmen. Dissertation, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen (RWTH), Aachen 2008
- HÜLS, W.; SCHWINGE, G. (2003): Eine erste Analyse über Ursachen örtlicher Deichbrüche am Beispiel der Muldedeiche zwischen Eilenburg und Wurzen. Geotechnik 26, Heft 2, S. 114 - 118, 2003
- HURLEY, H. W.; NEWTON, C. T. (1940): An Investigation to Determine the Practical Application of Natural Bank Gravel as a Protective Filter. Massachusetts Institute of Technology
- ICOLD (1994): Embankment Dams Granular Filters and Drains. International Committee on Large Dams (ICOLD), Bulletin 95
- JENSEN, J.; FRANK, T. (2003): Grundlagen der Bemessung von See- und Flussdeichen an den deutschen Küsten. Sicherung von Dämmen und Deichen. Handbuch für Theorie und Praxis. S. 123 - 133, Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag Siegen – universi, 2003
- JOHANSSON, S.; SJÖDAHL, P. (2007): Seepage Measurements and Internal Erosion Detection using the Passive Temperature Method. Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium on 17-19 September 2007 in Freising (Germany), Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Talsperrenkomitee, Berichtsheft Nr. 114, S. 186-192
- KÄRCHER, K.; GOTTHEIL, K.-M.; KLAIBER, D.; SANTO, J. (1997): Zur Standsicherheit, Auftriebssicherheit und Erosionsstabilität von Flussdeichen. Geotechnik 20, Heft 4, S. 276–280
- KÄRCHER, K.; SANTO, J.; GOTTHEIL, K.-M.; WEINACHT, U.; NEHER, M.; EBLE, I. (2001): Parameterstudie zur Größe der Wasserdrücke unter Deichen bei Hochwässern. Geotechnik 24, S. 201 – 205
- KBR (2003): Early detection of internal erosion, feasibility report, Vol. 1 of 2: main report. Defra, Research Contract Reservoir Safety Advice, England
- KENNEY, T. C.; LAU, D. (1985): Internal stability of granular filters. Canadian Geotech. J., Vol. 22, No. 2, 215-255
- KENNEY, T. C.; CHAHAL, R.; CHLU, E.; OEOEGBU, G. I.; OMANGE, G. N.; UME, C. A. (1985): Controlling Constriction Sizes of Granular Filters. Can. Geotech. J., Vol 22, pp. 32-43
- KENNEY, T. C.; LAU, D. (1986): Internal stability of granular filters: Reply. Canadian Geotech. J., Vol. 23, 420-423

- KORTENHAUS, A.; OUMERACI, H. (2002): Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche (ProDeich). Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Bericht Nr. 877, Technische Universität Braunschweig
- KULISCH, H. (1994): Physical 3D-Simulations of Erosion-caused Dam-breaks. International Workshop on Floods and Inundations related to Large Earth Movements, Trento, 4-7 October, 1994
- KUTZNER, C. (1996): Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart
- LANE, E.W. (1935): Security from under-seepage masonry dams on earth foundations. Transaction American Soc. of Civ. Eng., Vol 100, 1233-1351
- LEATHERWOOD, F. N.; PETERSON, D. F. (1953): Hydraulic head loss at the interface between uniform sands of different sizes. Transactions, American Geophysical Union, 35 (4), pp 588-594
- LFU BY (2003): Hinweise zur Deichverteidigung und Deichsicherung. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (LfW), München
- LFU SA (2002) Anleitung für die Verteidigung von Flusssdeichen. Landesamt für Umweltschutz, Sachsen-Anhalt
- LI, M. (2008): Seepage induced instability in widely graded soils. PhD-thesis, University of British Columbia, Vancouver
- MATTSSON, H.; HELLSTRÖM, J. G. I.; LUNDSTRÖM, T. S. (2008): On Internal Erosion in Embankment Dams. Research Report, Lulea University of Technology, Lulea, 2008
- MERZ, B. (2006): Hochwasserrisiken – Grenzen und Möglichkeiten der Risikoabschätzung. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Nägele u. Obermiller), Stuttgart
- MUCKENTHALER, P. (1989): Hydraulische Sicherheit von Staudämmen. Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft, TU München, Bericht Nr. 61
- MÜLLER-SALZBURG, L. (1992): Der Felsbau, Teil A: Felsbau über Tage, 2. Teil, Gründungen, Wasserkraftanlagen. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 1992
- NIEMEYER, M. (2007): Einfluss der Breschenbildung auf die Flutwellenausbreitung bei Damm- und Deichbrüchen. Dissertation, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen (RWTH), Aachen 2007
- NIESCHE, H.; KRÜGER, F. (1998): Deichschäden und Deichverteidigung. WWT, Heft 8, S. 49 – 52
- NILSON, A. (2007): The susceptibility of internal erosion in the Suorva Dam. Internal Erosion of Dams and their Foundations, Fell & Fry (editors), Taylor & Francis Group, London, pp 167-172
- NOWAK, P.; MOFFAT, A. I. B.; NALLURI, C.; NARAYANAN, R. (2001): Hydraulic Structures. 3rd edition, Spon Press, London New York
- PARK, Y. (2003): Investigation of the ability of filters to stop erosion through cracks in dams. Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and States University
- PERZLMAIER, S.; HASELSTEINER, R. (2006): Die prozessorientierte Beurteilung der hydrodynamischen Bodendeformation. Geotechnik 29, Heft 4, S. 335 – 348

- PERZLMAIER, S.; MUCKENTHALER, P.; KOELEWIJN, A. R. (2007): Hydraulic Criteria for Internal Erosion in Cohesionless Soils. Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium on 17-19 September 2007 in Freising (Germany), Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Talsperrenkomitee, Berichtsheft Nr. 114, S. 30-44
- PERZLMAIER, S.; AUFLEGER, M.; DORNSTÄDTER, J. (2007a): Detection of Internal Erosion by Means of the Active Temperature Method. Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium on 17-19 September 2007 in Freising (Germany), Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Talsperrenkomitee, Berichtsheft Nr. 114, S. 193-207
- POHL, R.; FRANKE, D.; ENGEL, J.; NIESCHE, H., KRÜGER, F. (1999): Ursachen von Deichschäden. wwt, Heft 8, S. 49 – 54
- RITTER, A. (1892): Die Fortpflanzung der Wasserwelle. In: Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, Jg. 36, H. 33, pp. 947–954. ISSN 0341-7255
- ROGERS, J. D. (2005): Background on the failure of Teton Dam. Chair in Geological Engineering, Department of Geological Sciences & Engineering, University of Missouri-Rolla
- SACHWITZ, G.; SOMMER, H.; LERCH, K.; GERHARD, H.; KILLE, K. (1982): Die Hochwasserereignisse von 1882/83 am Rhein in Hessen und die Hochwasserschutzmaßnahmen der Gegenwart. Wasser und Boden, Heft 12, S. 534 542
- SACKMANN, (2001): Schwachstellengenese an Erddämmen als Resultat sedimentär/diagenetischer Alterungsprozesse: Ursachenforschung und Möglichkeiten der zerstörungsfreien Erkundung. Dissertation, Julius-Maximilians-Universität, Würzburg, 2001
- SAUCKE, U. (2004): Bewertung der Erosionsanfälligkeit strukturierter körniger Sedimente. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Band 162, 2004
- SCHEUERMANN, A. (2005): Instationäre Durchfeuchtung quasi-homogener Erddeiche. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 164
- SCHMITZ, S.; BOLEY, C.; ZOU, Y. (2006): Zur Spannungsabhängigkeit der hydraulischen Kontakterosion. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen, Handbuch für Theorie und Praxis, Vol. II, Universität Siegen, Hermann und Jensen (Hrsg.), Siegen, 2006, S. 91-107
- SCHNITTER, N. J. (1993): Dam failures due to overtopping. Proceedings Int. Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindewald, Switzerland, Vol. 1, pp. 13-19
- SCHNEIDER, H.; SCHULER, U.; KAST, K.; BRAUNS, J. (1997): Bewertung der geotechnischen Sicherheit von Hochwasserschutzdeichen und Grundlagen zur Beurteilung von Sanierungsmaßnahmen. Abteilung Erddammbau und Deponiebau, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 7, Karlsruhe, 1997
- SCHOLZ, R. (2005): Baufehler im Damm- und Deichbau. Tagungsunterlagen, Erd- und Betonbau im Hochwasserschutz, Fachtagung, 20./21. Januar, Leipzig, 2005

- SCHMERTMANN, J.H. (2000): The non-filter factor of safety against piping through sands. ASCE Geotechnical Special Publication No. 111, Judgement and innovation. Edited by F. Silva and E. Kavazanjian, ASCE, Reston
- SCHMOCKER, L.; HAGER, W. H. (2008): Zur Hydraulik von Deichbrüchen. Internationales Wasserbausymposium "Neue Anforderungen im Wasserbau", ETH Zürich, VAW, September 2008, Band 2, S. 679-690
- SCHULER, U. (1997): Bemessung von Erdstoff-Filtern unter besonderer Berücksichtigung der Parameterstreuung. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 143
- SHERARD, J. L.; DUNNIGAN, L. P.; TALBOT, J. R. (1984): Filters for silts and clays. J. of Geotech. Engrg, 110 (6), pp 701-718
- SHERARD, J. L.; DUNNIGAN, L. P. (1985): Filters and leakage control in embankment dams. Proceedings, Symposium on Seepage and Leakage from Dams and Impoundments, (Volpe and Kelly eds.), ASCE, pp. 1-30.
- SHERARD J.L.; DUNNIGAN, L.P. (1989): Critical Filters for impervious soils. J. Geo-tech. Eng. ASCE, Vol. 115, No. 7, 927-946
- SICHARDT, W. (1952): Kies- und Sandfilter im Grund- und Wasserbau; Die Bautechnik, Heft 3
- SINGH, V. P. (1994): Dam Breach Modeling Technology. Water Science and Technology Library. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht Boston London, 1996
- TAW (1999): Technical Report on Sand Boils. Technical Advisory Committee for Flood Defence in The Netherlands (TAW), Delft 1999
- TERZAGHI, K.; PECK, R. (1948): Soil mechanics in engineering practice. John Wiley and Sons Inc., New York
- US SCS (1986): Engineering guide for determining the gradation of sand and gravel filters. Soil Mechanics Note No. 1.1210-VI.
- USACE (1953): Filter experiments and design criteria. Technical Memorandum No. 3-360, Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- USACE (2004): General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams. Engineer Manual EM 1110-2-2300, United States Army Corps of Engineers (USACE)
- USBR (1960) Laboratory Filter Tests on Concrete Sand and Gravel, EM-588, U.S. Bureau of Reclamation, Denver
- USBR (1973): Design of Small Dams, U. S. Government Printing Office, Washington, D. C. 2nd edition.
- VAUGHAN, P. R. & SOARES, H. F. (1982): Design of filters for clay cores of dams. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 108 (GT1), pp. 17-31.
- WAGNER, J. L. (2006): Suffosionsstabilität von weitgestuften rolligen Böden – Anätze und deren Grenzen der Anwendbarkeit. Masterarbeit, Bauhaus-Universität Weimar, 2005
- WAHL, T. (1997): Predicting Embankment Dam Breach Parameters - A Needs Assessment. XXVIIth IAHR Congress, San Francisco, California, August 10-15, 1997

- WAHL, T. (1998): Prediction of Embankment Dam Breach Parameters - A Literature Review and Needs Assessment. DSO-98-004 Dam Safety Research Report, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office
- WAN, C. F.; FELL, R. (2002): Investigation of internal erosion and piping of soils in embankment dams by the slot erosion test and the hole erosion test. UNICIV Report No. R-412, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Sydney
- WAN, C. F.; FELL, R. (2004a): Experimental investigation of internal instability of soils in embankment dams and their foundations. UNICIV Report No. R-429. School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales. ISBN: 85841 396 5.
- WAN, C. F.; FELL, R. (2004b): Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams and their foundation. J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng. ASCE, Vol. 130, No. 4, 373-380.
- WAN, C. F.; FELL, R. (2005): Investigation of Internal Erosion by the Process of Suffusion in Embankment Dams and their foundations. Contribution to the Workshop of internal erosion and piping of dams and foundations. Aussoise, France, April 05
- WEIJERS, J.B.A.; SELLMEIJER, J.B. (1993): A new model to deal with the piping mechanism. In: Brauns, Heibaum & Schuler (Hrsg.): Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering, Rotterdam, Balkema, pp 345-355
- WITT, K. J. (1986): Filtrationsverhalten und Bemessung von Erdstoff-Filtern. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 104
- WITT, K. J.; WUDTKE, R.-B. (2006): A Static Analysis of hydraulic Heave in Cohesive Soil. 3rd International Conference on Scour and Erosion, Amsterdam, 2006
- WITT, K. J.; WUDTKE, R.-B. (2007): Versagensmechanismen des Hydraulischen Grundbruchs an einer Baugrubenwand, 22. Christian Veder Kolloquium, Graz, 04/2007
- WITTMANN, L. (1980): Filtrations- und Transportphänomene in porösen Medien. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 86
- WUDTKE, R.-B.; WITT, K. J. (2007): Phänomene des Hydraulischen Grundbruches an Baugrubenwänden, Johann-Ohde-Kolloquium 2007, BAW & TU Dresden, 15.11.2007, Hannover, S. 1 - 7
- WUDTKE, R.-B.; Witt, K. J. (2008): Einfluss von Bodenwiderständen beim Hydraulischen Grundbruch, 6. Kolloquium "Bauen in Boden und Fels", 22.-23.01.2008, Ostfildern, S. 147 – 153
- ZWECK, H.; DAVIDENKOFF, R. (1958): Versuchsergebnisse über die Zusammensetzung von Filtern. Baugrundtagung in Hamburg, Tagungsband S. 161-174
- ZIEMS, J. (1968): Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe. Dissertation, Technische Universität Dresden