

WASSERBAU

UND

WASSERWIRTSCHAFT



Lehrstuhl und Versuchsanstalt
für Wasserbau und Wasserwirtschaft



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
MÜNCHEN

Ronald Haselsteiner

**Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern
und ihre Durchsickerung**

Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt
für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Th. Strobl
Ordinarius für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Nr. 111

2007

**Hochwasserschutzdeiche
an Fließgewässern
und ihre Durchsickerung**

von

Ronald Haselsteiner

Dr.-Ing. Ronald Haselsteiner, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau
und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München

Technische Universität München

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft
im Institut für Wasserwesen

D - 80290 München, Arcisstraße 21 Tel.: 089 / 289 23160
 Fax: 089 / 289 23172
 E-Mail: wabau@bv.tum.de

Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Oskar v. Miller - Institut

D - 82432 Obernach, Walchensee Tel.: 08858 / 9203 0
 Fax: 08858 / 9203 33
 E-Mail: obernach@bv.tum.de

ISSN 1437-3513

Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt
für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Th. Strobl
Ordinarius für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Druck und Einband: Meissner Druck GmbH, Oberaudorf

„Mach mich zum Wächter deiner Weiten,
mach mich zum Horchenden am Stein,
gieb mir die Augen auszubreiten
auf deiner Meere Einsamsein;
laß mich der Flüsse Gang begleiten
aus dem Geschrei zu beiden Seiten
weit in den Klang der Nacht hinein.“

(Rainer Maria Rilke, Das Stundenbuch, 1903)

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Assistent am Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München.

Das in den Jahren 2003 bis 2005 von mir bearbeitete Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Deichsanierung“ (Haselsteiner u. Strobl 2005), das von der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung finanziert und in Zusammenarbeit mit dem Bayerischen Landesamt für Wasserwirtschaft und zahlreichen Wasserwirtschaftsämtern durchgeführt wurde, bildet den Grundstock für die hier enthaltenen Ausführungen. Innerhalb dieses Vorhabens wurde auch der Modelldeich in Oberrach errichtet, an dem die umfangreichen Versuche zur Durchsickerung von Deichen durchgeführt wurden. Darüber hinaus ermöglichte das genannte Vorhaben einen ausgiebigen Blick in die Baupraxis. Deswegen konnten hier zahlreiche Fragestellungen vornehmlich zur Durchsickerung von Deichen aufgegriffen und Hinweise erarbeitet werden, die für die Planung, Ausführung und Überwachung von Deichen hilfreich sein können.

Die Arbeit befasst sich ausführlich mit Hochwasserschutzdeichen an Fließgewässern und deren stationäre und instationäre Durchsickerung. Im Hinterkopf hatte ich dabei immer die bayerischen Verhältnisse, lang andauernde Hochwasser an der Donau sowie kurz auftretende Ereignisse an den voralpinen Gewässern, wie z. B. der Mangfall. Dabei habe ich versucht, die Arbeit möglichst rund zu gestalten und im Zuge dessen, das Notwendigste aus den unterschiedlichen Fachdisziplinen, wie z. B. aus der Geohydraulik, wissenschaftlich reflektiert für den Leser aufzubereiten. Damit beabsichtigte ich auch, dem wissbegierigen Ingenieur eine Hilfestellung für das Verständnis für die Durchsickerung von Deichen zu geben.

Die behandelte Thematik ist sehr weitläufig und es besteht noch erheblicher Forschungsbedarf in den einzelnen Themengebieten. Diese Arbeit greift deshalb gezielt auf Beispiele zurück, um Sachverhalte erklären. Und sie gibt somit eine Vielzahl von Anregungen für weitere Forschungstätigkeiten und praktische Umsetzungen.

München, im Januar 2007

Ronald Haselsteiner

Zusammenfassung

Bei der Bemessung von Hochwasserschutzdeichen werden häufig stationäre Verhältnisse angesetzt. Dies ist zwar regelkonform, unter gewissen Randbedingungen unter Beibehaltung des Sicherheitsniveaus kann aber davon abgewichen und instationäre Verhältnisse für die Bemessung angenommen werden. Dazu müssen die hydraulischen (instationären) Einwirkungen, der Zustand bestehender Deiche und die geohydraulischen Bodenkennwerte ausreichend genau abgeschätzt werden.

Deshalb beinhaltet diese Arbeit sowohl allgemeine Grundlagen aus der Geohydraulik als auch eine Übersicht zur historischen Entwicklung und zu den technischen Anforderungen an Deiche. Im Vorfeld von Berechnungen werden charakteristische Wasserstands- und Niederschlagsganglinien aus Messdaten hergeleitet und die geohydraulischen Kenngrößen charakteristischer Deichböden sowie das Saugspannungsverhalten von unterschiedlichen Bodenmaterialien abgeschätzt. Das verwendete numerische Grundwassermodell wurde an den Ergebnissen von maßstäblichen Modellversuchen kalibriert und verifiziert. Im Zuge der Untersuchung der stationären sowie instationären Durchsickerung werden u. a. Deiche mit Dichtungen mit und ohne Fehlstellen sowie Vorwellen- und Vorregenereignisse betrachtet.

Summary

For design load of flood protection levees often steady state seepage is taken. This conforms to technical specifications, but in case of the occurrence of certain constraints unsteady state conditions may be respected for design simultaneously keeping the same security level. For that purpose hydraulic (unsteady) impacts, conditions of existing levees and geohydraulic soil parameters have to be estimated sufficiently accurate.

Therefore this work contains both general basics of geohydraulics and an overview of historical development and technical specifications for levees. Before the conduction of calculations characteristic water level and precipitation hydrographs are derived from measured data as well as geohydraulic parameters and the suction power behaviour of different typical soil materials are estimated. The applied numerical groundwater model was calibrated and verified by the results gained from full scale model tests. For considerations about steady and unsteady seepage flow amongst others levees with sealing elements with and without voids as well as pre flood and pre precipitation incidents were examined.

Übersicht

Vorwort.....	5
Übersicht.....	9
Inhaltsverzeichnis	10
1 Einleitung	15
2 Grundlagen der Geohydraulik.....	19
3 Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern.....	70
4 Hydraulische Beanspruchung und Randbedingungen	129
5 Untersuchungen am physikalischen Modell	186
6 Stationäre Durchsickerung von Deichen.....	212
7 Instationäre Durchsickerung von Deichen.....	255
8 Zusammenfassung und Ausblick	292
Literaturverzeichnis.....	298
Abkürzungsverzeichnis	333
Verzeichnis der verwendeten Symbole und Formelzeichen	335
Firmenverzeichnis	346
Anhang.....	347
Danksagung	373

Inhaltsverzeichnis

Vorwort.....	5
Übersicht.....	9
Inhaltsverzeichnis	10
1 Einleitung	15
1.1 Einführung in das Thema	15
1.2 Gliederung der Arbeit.....	16
2 Grundlagen der Geohydraulik.....	19
2.1 Wichtige Bodenkennwerte	19
2.1.1 Ungleichförmigkeitszahl	19
2.1.2 Krümmungszahl	19
2.1.3 Porosität / Porenanteil	19
2.1.4 Porenzahl.....	20
2.1.5 Wassergehalt	20
2.1.6 Sättigung.....	21
2.1.7 Reynoldszahl des Korns.....	21
2.2 Boden und Wasser	22
2.2.1 Bodengefüge / Bodenstruktur.....	22
2.2.2 Ursachen und Auswirkungen von Bodengefügeänderungen	23
2.2.3 Formen von Bodenwasser	24
2.2.4 Potentialkonzept.....	27
2.3 Saugspannungsverhalten von Böden.....	29
2.3.1 Saugspannungskurven.....	29
2.3.2 Hysterese von Saugspannungskurven	32
2.3.3 Mathematische Modelle zur Beschreibung der Saugspannungsbeziehung.....	34
2.4 Durchlässigkeit.....	41
2.4.1 Allgemeines.....	41
2.4.2 Versuchstechnische Ermittlung der Durchlässigkeit von Böden...	42
2.4.3 Durchlässigkeit des gesättigten Bodens	43
2.4.4 Ungesättigte Durchlässigkeit.....	51
2.4.5 Anisotropie	54
2.5 Wasserbewegung im Boden	55
2.5.1 Allgemeines.....	55

2.5.2	Gesetz von Darcy	56
2.5.3	Eindimensionale, horizontale Strömungsausbreitung.....	60
2.5.4	Rohrströmung / Gesetz von HAGEN-POISEUILLE.....	61
2.5.5	Mathematische Beschreibung der Strömung im Boden.....	62
2.6	Infiltration von Regen- und Oberflächenwasser (Bodenwasserhaushalt) ..	63
2.6.1	Allgemeines.....	63
2.6.2	Komponenten des Wasserhaushalts	64
2.6.3	Niederschlag.....	65
2.6.4	Tatsächliche Evapotranspiration	65
2.6.5	Oberflächiger Abfluss	67
2.6.6	Infiltrationsrate und unterirdischer Abfluss	68
3	Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern.....	70
3.1	Historische Entwicklung von Hochwasserschutzdeichen	70
3.2	Definition und existierende Regelwerke	75
3.3	Anforderungen an Deichquerschnitt / -aufbau	77
3.3.1	Allgemeines.....	77
3.3.2	Anforderungen an den Deichquerschnitt	78
3.3.3	Dräns und Entwässerungsgräben	82
3.3.4	Dichtungen in Deichen.....	83
3.4	Deichaufbau / -baustoffe / Untergrundbeschaffenheit	88
3.4.1	Historisch gewachsene „Altdeiche“	88
3.4.2	Deichstandorte mit Auenböden.....	91
3.4.3	Deichbaustoffe und Untergrundbeschaffenheit in Bayern.....	94
3.5	Bewuchs auf Deichen	96
3.5.1	Allgemeines.....	96
3.5.2	Wurzeln im Boden	97
3.5.3	Wurzelausbreitung in Flussdeichen	103
3.5.4	Zulässiger Gehölzbewuchs auf Deichen	107
3.5.5	Grasbewachsene Oberböden	113
3.6	Wühltiere und Deiche.....	127
3.6.1	Allgemeines.....	127
3.6.2	Ausbreitung von Wühltieren in Deichen.....	128
4	Hydraulische Beanspruchung und Randbedingungen	129
4.1	Wasserstandsganglinien	129
4.1.1	Allgemeines.....	129
4.1.2	Wasserstand und Abfluss	129
4.1.3	Wasserstandsganglinien an bayrischen Gewässern	131

4.1.4	Auswertung von gemessenen Wasserstandsganglinien	135
4.1.5	Charakteristische „Einzel- / Hauptwellenereignisse“	142
4.1.6	Charakteristische Vor- und Nacheinstauereignisse.....	147
4.1.7	Wasserstandsänderungen infolge von Deichbrüchen.....	150
4.2	Regenereignisse	157
4.2.1	Allgemeines.....	157
4.2.2	Niederschläge in Bayern und ihre Jährlichkeiten.....	157
4.2.3	Charakteristische Niederschlagsereignisse	160
4.3	Hydraulische Bemessungszustände für Deiche.....	162
4.3.1	Allgemeines.....	162
4.3.2	Lastfälle	163
4.4	Hydraulische Randbedingungen typischer Deichsysteme	167
4.4.1	Unterscheidung von hydraulischen Deichsystemen.....	167
4.4.2	Hydraulische Randbedingungen von Deichsystemen.....	168
4.4.3	Anfangsbedingungen für instationäre Strömungsprozesse	170
4.5	Geohydraulische und bodenmechanische Eigenschaften charakteristischer Deichmaterialien.....	171
4.5.1	Charakteristische Deichböden.....	171
4.5.2	Bodenmechanische Kenngrößen und geohydraulische Parameter von Deichböden.....	172
4.5.3	Geohydraulische Kenngrößen von Vegetationsdecken	177
4.5.4	Geohydraulische Kenngrößen von hydraulisch gebundenen Innendichtungen	178
4.6	Infiltration in Deichen aufgrund von Niederschlägen.....	181
4.6.1	Allgemeines.....	181
4.6.2	Infiltrationsgrößen.....	182
4.7	Zusammenfassung	184
5	Untersuchungen am physikalischen Modell	186
5.1	Allgemeines	186
5.2	Der Versuchsdeich – Aufbau und Materialien.....	186
5.3	Messgrößen, -aufbau und –instrumentierung des Modelldeichs.....	190
5.4	Numerisches Modell (FeFlow).....	192
5.5	Durchgeführte Untersuchungen am Versuchsdeich.....	193
5.5.1	Versuchsübersicht, Versuchsum- und aufbauten und Untersuchungsparameter	193
5.5.2	Versuchsdurchführung und Ganglinien der Messgrößen.....	196
5.6	Untersuchungsergebnisse	199
5.6.1	Einfluss von Hochwasserwellen.....	199

5.6.2	Einfluss von Vorwellen	203
5.6.3	Einfluss von Regenereignissen.....	204
5.6.4	Einfluss einer Grasnarbe	209
5.7	Zusammenfassung	210
6	Stationäre Durchsickerung von Deichen.....	212
6.1	Allgemeines	212
6.2	Übersicht der gängigsten analytischen Verfahren.....	215
6.3	Einfluss der Anisotropie	218
6.4	Homogener Deich auf dichtem Untergrund	221
6.4.1	Analytische Berechnungsansätze im Vergleich	221
6.4.2	Einfluss der geometrischen und hydraulischen Kenngrößen auf die stationären Durchsickerungsverhältnisse	224
6.4.3	Flächenvergleich der Sickerlinien nach KOZENY-CASAGRANDE und numerischen Berechnungen.....	228
6.4.4	Einfluss von Regenereignissen.....	229
6.5	Homogener Deich auf durchlässigem Untergrund.....	231
6.5.1	Allgemeines.....	231
6.5.2	Einfluss der Untergrundmächtigkeit auf die Durchströmung.....	232
6.6	Deich mit Dichtung	233
6.6.1	Vollkommene Dichtungen	233
6.6.2	Dichtende Wirkung von Vegetationsdecken.....	238
6.6.3	Unvollkommene Dichtungen	239
6.6.4	Fehlstellen in vollkommenen Innendichtungen (2D).....	241
6.6.5	Fehlstellen in vollkommenen Innendichtungen (3D).....	245
6.7	Deich mit Drän	249
6.7.1	Allgemeines.....	249
6.7.2	Auswirkungen von Dräns.....	249
6.8	Zusammenfassung	251
7	Instationäre Durchsickerung von Deichen.....	255
7.1	Allgemeines	255
7.2	Steigender Wasserstand – Belastung der landseitigen Böschung homogener Deiche	256
7.2.1	Analytische Ansätze	256
7.2.2	Zeitbedarf zum Erreichen stationärer Verhältnisse.....	260
7.2.3	κ -Abschätzung zur Beurteilung der Durchsickerung von homogenen Deichen während des steigenden Astes der Wasserstandsganglinie	266
7.2.4	Ausbreitung der Durchsickerung in homogenen Deichen	269

7.2.5	Zeitpunkt der maximalen oder stationären Durchsickerung von homogenen Deichen	272
7.3	Durchsickerung von homogenen Deichen bei fallendem Wasserstand ...	275
7.3.1	Allgemeines	275
7.3.2	Analytische Ansätze	276
7.3.3	Numerische Berechnungen der Durchsickerung von homogenen Deichen bei fallendem Wasserstand.....	278
7.4	Auswirkung von Voreinstauereignissen auf die Durchsickerung von homogenen Deichen	282
7.4.1	Allgemeines	282
7.4.2	Einfluss von Voreinstauereignisse auf die zeitliche und maximale Durchsickerung von homogenen Deichen	283
7.5	Instationäre Durchsickerung von Deichen mit Innendichtung und Fehlstelle	284
7.5.1	Allgemeines	284
7.5.2	Beispiel der instationären Durchsickerung eines Deiches mit Dichtung und Fehlstelle.....	285
7.6	Einfluss von Regenereignissen auf die Durchsickerung eines homogenen Deiches.....	286
7.6.1	Allgemeines	286
7.6.2	Wirkung von Vorregenereignissen auf die Durchsickerung eines homogenen Deiches auf undurchlässiger Deckschicht	287
7.7	Zusammenfassung	289
8	Zusammenfassung und Ausblick	292
	Literaturverzeichnis	298
	Abkürzungsverzeichnis	333
	Verzeichnis der verwendeten Symbole und Formelzeichen	335
	Firmenverzeichnis	346
	Anhang.....	347
	Danksagung	373

1 Einleitung

1.1 Einführung in das Thema

Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern stellen nicht zuletzt aufgrund der Existenz von ca. 7.500 km Deichstrecke deutschlandweit ein Standbein des technischen Hochwasserschutzes dar (LAWA 1995). Da Deiche aber i. d. R. sich linienhaft erstreckende, relativ kleine Erdbauwerke darstellen, sind sie für Schäden oder andere Einwirkungen besonders empfindlich. Deshalb muss dem Unterhalt, der Überwachung und im Falle einer Gefährdung der Standsicherheit der Ertüchtigung große Aufmerksamkeit gewidmet werden (Haselsteiner u. Strobl 2005).

Dass große Strecken der bestehenden Deiche nicht den allgemein anerkannten Regeln der Technik (a. a. R. d. T.) entsprechen, deckten die Schäden an Deichen und die z. T. durch Deichbrüche hervorgerufenen Überschwemmungen während der letzten Hochwasserereignisse auf. In Bayern traten innerhalb von sechs Jahren, in den Jahren 1999, 2002 und 2005, größere Hochwasser auf, die in Bayern insgesamt einen volkswirtschaftlichen Schaden von fast 600 Mio. € verursachten (Mechler 2000, DTK 2003, StUVG BY 2005). Blickt man alleine in Ostdeutschland auf die Schadenssumme nach dem Augusthochwasser 2002 von etwa 9 Mrd. € (Münchener Rück 2002) – davon fielen über 6 Mrd. € dem Freistaat Sachsen zu (SMUL 2003) – wird die Bedeutung des Hochwasserschutzes unmissverständlich untermauert.

Die Beurteilung der Standsicherheit sowohl von bestehenden als auch von neu zu bauenden Deichen hängt maßgeblich von deren geohydraulischer Belastung ab. Dabei stellt sich immer die Frage, inwiefern instationäre Betrachtungen zulässig sind und unter welchen Umständen die Annahme stationärer Verhältnisse gerechtfertigt ist. Dabei muss stets unter Wahrung des Sicherheitsniveaus die Wirtschaftlichkeit im Auge behalten werden.

Der Einfluss eines heute nicht mehr bestreitbaren Klimawandels und die daraus resultierenden veränderten Abflüsse und Wasserstände kann eine „*Veränderung der Höhe, Dauer und Häufigkeit von Hochwasser*“ (Zimmermann et al. 2004) herbeiführen. Die Temperaturerhöhung, die im letzten Jahrhundert $0,7^{\circ}\text{C}$ betrug, kann zu einer Zunahme der Niederschläge beitragen (Zimmermann et al. 2004). Auch wenn exakte Aussagen weder durch statistische Ansätze noch durch mathematische Modellierung getroffen werden können (Straub 2000, Schumann et al. 2000), muss man in einem ersten Schritt abschätzen, inwiefern Deiche, die auf Basis anderer,

ggf. veralteter hydrologischer Randbedingungen dimensioniert wurden, den veränderten Einwirkungen standhalten können. Das Umweltbundesamt (UBA 2006) stellt in diesem Zusammenhang fest, dass man sich „in Deutschland infolge des Klimawandels häufiger auf Hochwasser einstellen“ muss (KLIWA 2006). Die anhand unterschiedlicher Modelle und Methoden ermittelten Prognosen der Abflussentwicklung am Neckar ergeben, dass „von einer Erhöhung mittlerer [winterlicher] Hochwasser auszugehen“ (Zimmermann et al. 2004) ist. Dies bestätigt Dietzer (2000) auch für ganz Baden-Württemberg. Ähnlich verhält es sich bei Untersuchungen am Oberen Main. Interessant wäre zu wissen, inwiefern die letzten Hochwasser seit 1999 in Bayern auf eine Temperaturerhöhung zurückzuführen sind, sprich ob sich Wetterlagen, ähnlich der Vb-Wetterlage, häufiger und mit größeren Regenintensitäten einstellen können. Besonders das Augusthochwasser 2002 brachte im Einzugsgebiet der Elbe und im Osten Deutschlands gebietsweise extreme Niederschläge, die noch nie zuvor beobachtet wurden. Die bayerische Wasserverwaltung reagierte auf die Ergebnisse der Klimaforscher und erhöhte die Bemessungsabflüsse an bayerischen Gewässern um einen pauschalen Anteil von 15% (StUGV BY 2006), was natürlich auch bedeutet, dass die bisherigen, alten Bemessungshochwasserstände z. T. nicht dem neuen Sicherheitsniveau entsprechen.

Die mögliche Änderung der hydraulischen Beanspruchung infolge eines nicht quantifizier- und evtl. auch nicht beweisbaren Klimawandels und auch der enorme Tätigkeitsbedarf zur Instandhaltung, Ertüchtigung und Beurteilung von bestehenden Deichen zeigen deutlich, wie wichtig es ist, über die Durchsickerung von Erdbauwerken – stationär sowie instationär – insoweit Bescheid zu wissen, um eine technische und wirtschaftliche Bemessung dieser oft kleinen und jedenfalls komplizierten Ingenieurbauwerke durchführen zu können.

1.2 Gliederung der Arbeit

Diese Arbeit wurde nicht mit dem Anspruch an Vollständigkeit verfasst, aber mit dem Wunsch nach einer übersichtlichen und weit gefächerten Darstellung sowohl der Grundlagen von physikalischen Sachverhalten und erdbautechnischen Anforderungen als auch der Analyse der Grundlagen und Synthese zur praktischen Umsetzung der gefundenen neuen Erkenntnisse im Bereich des Deichbaus selbst und der bodenphysikalischen Randbedingungen. Auch in den theoretischen Ausführungen wird stets versucht, den Bogen zu praktischen Anwendung zu spannen und Hinweise und Anregungen für weitere Forschungs- oder Entwicklungsmöglichkeiten zu geben.

Die Arbeit beginnt nach der Einführung mit den geohydraulischen Grundlagen, in denen sowohl generell Böden selbst und das dort vorkommende Wasser als auch speziell die Durchlässigkeit von Böden und deren Saugspannungsverhalten beschrieben werden (Kap. 2).

Dem folgt die Beschreibung der Grundlagen zu Hochwasserschutzdeichen mit einer ausführlichen Betrachtung der Auswirkungen von Bewuchs in Form von Gehölzen und grabbewachsenen Vegetationsdecken. An dieser Stelle werden die aktuellen technischen Anforderungen an Flussdeiche und an die im Deichbau verwendeten Dichtungselemente ebenso aufgegriffen wie die Geschichte des Deichbaus und die daraus für bestehende Deichbauwerke erwachsenen Konsequenzen (Kap. 3).

Anschließend werden die hydrologischen sowie hydraulischen Randbedingungen zur Abschätzung der stationären und instationären Durchsickerung erläutert. Dazu werden charakteristische Bemessungshochwasserganglinien abgeschätzt und darüber hinaus untersucht, welche Niederschläge in Bayern gleichzeitig während Hochwasserereignissen auftreten können, um auch die Veränderung der Vorfeuchte eines Deiches als resultierende Größe des Wasserhaushaltes in die Betrachtungen zur Durchsickerung miteinbeziehen zu können. Des Weiteren werden die bodenmechanischen und geohydraulischen Parameter von typischen, im Deichbau verwendeten Böden, Dichtungen und Vegetationsdecken abgeschätzt. Neben den geohydraulischen Randbedingungen zur Beschreibung eines Grundwassermodells werden auch Hinweise zur zu erwartenden Infiltration gegeben (Kap. 4).

Das Kapitel 5 beinhaltet die physikalischen Versuche zur Durchsickerung von Deichen, die Beschreibung des Deichmodells und die geohydraulischen Parameter der verwendeten Bodenmaterialien, die Auswertung und die Interpretation der Ergebnisse inklusive der numerischen Nachrechnung der Versuche. Das Deichmodell und die Versuche übernehmen hierbei die Aufgabe, das numerische Modell zu kalibrieren und die Wirkung von einzelnen, besonderen Einflüssen, wie z. B. die Infiltration infolge von Regenereignissen, zu quantifizieren, um diese dann in der numerischen Berechnung näher untersuchen zu können.

Nicht zuletzt, um für instationäre Durchsickerungszustände eine Vergleichsmöglichkeit zu schaffen, werden die möglichen stationären Durchsickerungszustände in unterschiedlich aufgebauten Deichen anhand analytischer Berechnungsverfahren und eigenen numerischen Berechnungen ermittelt. Dabei wird der Einfluss von Innendichtungen, Oberflächendichtungen und Vegetationsdecken auf die Durchsicke-

rung ebenso untersucht wie homogene Deiche und Deiche mit Dräns. Mögliche Fehlstellen in Dichtungen spielen besonders bei der Festsetzung von möglichen Belastungsszenarien (Lastfälle) eine Rolle, weshalb diese und auch die daraus resultierende dreidimensionale Durchströmung des landseitigen Deichkörpers hinter der Dichtung mit Fehlstelle erläutert werden (Kap. 6).

Den Abschluss der Untersuchungen bilden, bevor die schriftliche Arbeit mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick endet (Kap. 8), die instationären Durchsickerungszustände (Kap. 7). Dabei werden sowohl analytische Ansätze im Vergleich zu eigenen Berechnungen erläutert als auch für die Praxis interessante Sachverhalte behandelt, wie z. B. maximal auftretende instationäre Durchsickerungszustände im Zusammenspiel mit Bodenparametern und Wasserstandsganglinien sowie die zum Erreichen von stationären Verhältnissen notwendige Zeit. In beiden Kapiteln 6 und 7 wird u. a. auf den Einfluss von Niederschlagsereignissen, die in Verbindung mit Hochwassern auftreten können, eingegangen.

2 Grundlagen der Geohydraulik

2.1 Wichtige Bodenkennwerte

2.1.1 Ungleichförmigkeitszahl

Die Ungleichförmigkeit U [-] ist ein Indiz für die Verdichtbarkeit von Erdstoffen. Böden mit größerer Ungleichförmigkeit lassen sich bei gleichem Porenvolumen besser verdichten als solche mit kleinerer Ungleichförmigkeit:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \text{Glg. 2-1}$$

d_x Korndurchmesser bei X% Siebdurchgang [mm]

Böden mit $U < 5$ werden als gleichförmig, mit $5 < U < 15$ als ungleichförmig, mit $U > 15$ als sehr ungleichförmig bezeichnet (Striegler u. Werner 1973). Die Ungleichförmigkeitszahl dient häufig zur Angabe von Anwendungsbereichen einiger Abschätzungsformeln zur Durchlässigkeitsberechnung (vgl. Abschnitt 2.4).

2.1.2 Krümmungszahl

Die Krümmungszahl C [-], auch Abstufungsgrad oder Gleichförmigkeitszahl genannt, gibt Aufschlüsse, wie auch die Ungleichförmigkeitszahl U , über die Verdichtbarkeit von Böden:

$$C = \frac{(d_{30})^2}{d_{60} \cdot d_{10}} \quad \text{Glg. 2-2}$$

Böden mit $C < 1$ werden als mäßig oder intermittierend abgestuft und solche mit $1 < C < 3$ als gut abgestuft bezeichnet. Nicht bis schwach bindige Böden mit $U > 15$ und $1 < C < 3$ sind i. Allg. gut zu verdichten (Striegler u. Werner 1973, Simmer 1994). Die Krümmungszahl C wird ebenfalls wie die Ungleichförmigkeitszahl U u. a. bei der Abschätzung der Durchlässigkeit aus Korngrößenverteilungen herangezogen (vgl. Abschnitt 2.4).

2.1.3 Porosität / Porenanteil

Da Einzelkörner aufgrund ihrer Form oder aufgrund physikalischer Kräfte nie voll-

ständig einen Volumenkörper ausfüllen können, bilden sich Poren, deren Form und Größe für unterschiedliche Böden variiert. Der Anteil wasser- und/oder luftgefüllter Hohlräume am gesamten Bodenvolumen wird als Porenanteil n [-], Porosität ε [-] oder in der Bodenkunde als Porenvolumen PV [-] bezeichnet:

$$n = \varepsilon = PV = \frac{V_p}{V_{ges}} \quad \text{Glg. 2-3}$$

V_p Volumen der Poren [m^3]

V_{ges} Gesamtvolumen [m^3]

Während Tone einen hohen Porenanteil bis $n = 0,90$ haben können, weisen körnige Böden i. d. R. weniger Poren auf, wie dies z. B. bei Sanden und Kiesen mit $n = 0,20$ bis $0,30$ der Fall ist (Simmer 1994, Scheffer et al. 1984).

Die effektive Porosität n_e bzw. die speichernutzbare Porosität bezeichnet den Porenanteil, der für die Aufnahme und Abgabe von Wasser unter den in der Praxis vorzufindenden Randbedingungen, wie z. B. die Ausgangsfeuchte, zur Verfügung steht. Im Extremfall, wenn ein Boden komplett ausgetrocknet ist, kann die effektive Porosität gleich dem Porenanteil werden, wenn gleichzeitig kein wesentlicher Luft-einschluss bei der Bewässerung zu erwarten ist. Werte für den speichernutzbaren Hohlraumanteil sind z. B. in Mull u. Holländer (2002) enthalten.

2.1.4 Porenzahl

Die Porenzahl e [-] kann aus der Porosität n ermittelt werden:

$$e = \frac{n}{(1 - n)} \quad \text{Glg. 2-4}$$

Für die Porenzahl gelten folglich die gleichen Aussagen wie für den Porenanteil. Sie wird z. B. für Setzungsberechnungen und für die Abschätzung der Durchlässigkeit von Böden verwendet (Simmer 1994).

2.1.5 Wassergehalt

Der Wassergehalt w [-] oder θ [-] eines Bodens ist das Verhältnis von der Masse des Porenwassers m_w [kg] zur Trockenmasse des Bodens m_d [kg] (DIN 18121-

1/1998):

$$w = \theta = \frac{m_w}{m_d} \quad \text{Glg. 2-5}$$

In der Natur stellt sich bei gleich bleibenden Randbedingungen ein Restwassergehalt ein. Dieser Restwassergehalt wird auch als die Feldkapazität (FK) bezeichnet (vgl. Abschnitt 2.2). Der Boden hält in diesem Zustand sein Porenwasser gegen Gravitationskräfte. Der Restwassergehalt kann bei Sanden und Kiesen 0,02 bis 0,05 und bei Lehmen und Tonen auch über 0,20 betragen (Simmer 1994). Der (Rest)Wassergehalt beeinflusst maßgebend die ungesättigte Wasserleitfähigkeit und somit den instationären Durchfeuchtungsprozess.

2.1.6 Sättigung

Die Sättigung S [-] ist der Quotient von Porenwasser V_w [m³] und dem gesamten Porenvolumen V_p [m³]:

$$S = \frac{V_w}{V_p} \quad \text{Glg. 2-6}$$

In natürlichen Verhältnissen sind hohe Sättigungen $S \approx 1$ aufgrund von Lufteinschlüssen und anderen instationären Einflüssen, wie z. B. der Verdunstung, selten anzutreffen. Eine vollständige Austrocknung von Böden mit $S = 0$ findet auf natürlichem Wege i. Allg. auch nicht statt. Ausnahme sind extreme Trockenstandorte wie Wüsten (Richwien 2003).

2.1.7 Reynoldszahl des Korns

Die Reynoldszahl des Korns Re [-] ist ein Kennzeichen für den Strömungszustand in porösen Medien. Hohe Reynoldszahlen bezeichnen turbulente Strömungen, niedrige hingegen laminare Zustände. Die Reynoldszahl wird in der Grundwasserhydraulik auf einen repräsentativen Korndurchmesser bezogen:

$$Re = \frac{v_F \cdot d}{\nu} \quad \text{Glg. 2-7}$$

v_F Filtergeschwindigkeit [m/s]

d repräsentativer Korndurchmesser [m]

ν kinematische Zähigkeit [m^2/s] ($\nu = 1,30 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ für $T = 10^\circ\text{C}$)

Die Reynoldszahl Re wird u. a. in der Grundwasserhydraulik zur Beschreibung der Gültigkeitsgrenzen des Darcy'schen Gesetzes herangezogen (vgl. Bear 1979).

2.2 Boden und Wasser

2.2.1 Bodengefüge / Bodenstruktur

Die Gefügeformen von Böden sind unterteilt in Einzelkorn-, Kohärent- und Aggregatgefüge. Einzelkornstrukturen mit losen und unabhängig voneinander liegenden Bodenteilchen und Kohärentböden mit einer verklebten homogenen Masse bilden bei fortschreitender Bodenentwicklung Aggregatstrukturen¹ aus, die mehr oder minder Kohärenz oder die Eigenschaften von Einzelkorngefügen aufweisen können. Aggregate haben i. d. R. einen heterogeneren Aufbau als die Ausgangsstrukturen. Der Übergang von den kohärenten oder einzelkörnigen Gefügen zu Aggregatstrukturen ist fließend (Scheffer et al. 1984, Kuntze et al. 1994).

Böden mit Einzelkorngefüge sind Sande und Kiese. Durch die Bildung von Wasserbrücken zwischen den Körnern entsteht Kohäsion² (Scheffer et al. 1984). In der Geotechnik wird bei nichtbindigen bzw. körnigen Böden diese Art der Kohäsion, da sie sich in den Kapillaren bildet, die Kapillarkohäsion oder scheinbare Kohäsion bezeichnet. Die ursächlichen Kräfte entspringen dabei nicht einer stabilen, durch den Boden erzeugte Kohäsion, sondern hohen Grenzflächenspannungen bei Teilbenetzung der Oberfläche, sprich der Bildung von Menisken zwischen den Körnern (Kuntze et al. 1994). Diese Art der Kohäsion verschwindet bei Austrocknung oder bei Sättigung des Bodens (Simmer 1994).

Für bautechnische Zwecke kann nach E DIN 1055/2003 für Sande und Kiessande eine Kapillarkohäsion von $c_{c,k} \leq 8,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden, sofern der Boden eine Sättigung $5 \leq S \leq 60 \%$ aufweist. Eine Austrocknung sowie eine Überflutung des Bodens muss in diesem Fall ausgeschlossen werden. Bei Deichen ist beides i. d. R. nicht auszuschließen.

Schluffe, Lehme und Tone weisen ein Kohärentgefüge auf. Die Bodenbestandteile

¹ Aggregatgefüge müssen von den drei Grundgefügen Einzel-, Kohärent- und Kittgefüge unterschieden werden.

² Als Kohäsion wird der Zusammenhalt eines Stoffes durch zwischenmolekulare Kräfte bezeichnet (Scheffer et al. 1984).

werden durch Kohäsionskräfte zusammengehalten, da die Körner so klein sind, dass sie zwischen einander starke Bindungen aufbauen können. Aggregatstrukturen treten z. B. als Schicht- bzw. Plattengefüge in Sedimentböden mit horizontalen Wasserleitbahnen in Erscheinung. Aggregatgefüge können in zahlreiche Strukturen, wie z. B. Krümelgefüge, Wurmlosungsgefüge, u.v.m. untergliedert werden. Besonders im Bereich von Oberböden können rundliche, lose miteinander verbundene Ballungen von Bodenteilchen zum Krümelgefüge mit hoher Porosität führen.

Die unterschiedliche Lage der Bodenbestandteile zueinander, die aufgrund ihrer unregelmäßigen Kornform, Größe und Lagerung Hohlräume bilden, bestimmt das Porensystem des Bodens. Dieses Hohlraumgefüge ist mit Wasser, Luft, Wurzeln und Bodenorganismen gefüllt. Für die Eigenschaften von Böden, besonders für ihre Wasserleitfähigkeit, spielen die Porengrößen- und die Porenengstellenverteilung eine tragende Rolle. Zahlreiche geohydraulischen Ansätze z. B. zur Beschreibung der Durchlässigkeit basieren deshalb auf den Charakteristika von Korngrößenverteilungen bzw. Sieblinien und Porenengstellenverteilungen (Hartge u. Horn 1999, Kuntze et al. 1994, Scheffer et al. 1984).

2.2.2 Ursachen und Auswirkungen von Bodengefügeänderungen

Durch Pedoturbation³ ausgelöste biologische Vorgänge, Austrocknung und Entwässerung können nach Aggregatsbildung oder Homogenisierung⁴ die Ausbildung der jeweiligen Ausgangszustände und –bodeneigenschaften verhindern. Das Bodengefüge hat demnach abhängig von Klima- und Witterungsauswirkungen und den weiteren o. g. Einflussfaktoren veränderliche Eigenschaften. Kurzfristige zyklische Veränderungen durch Jahreszeitenwechsel, Durchfeuchtung, Vegetation, u. a. haben i. d. R. eine begrenzte Wirkung reduziert auf oberflächennahe Schichten. Die beste Gefügeausprägung bzw. Gefügestabilität⁵ weisen Böden am Ende des Winters auf. Feinsande und Schluffe besitzen i. d. R. geringe Gefügestabilität. Diese Böden verändern z. B. bei Wasserzutritt ihre Erscheinungsform (Hartge u. Horn 1999, Kuntze

³ Als Pedoturbation wird ein Mischvorgang bezeichnet, bei dem sich Bodenmaterial eines oder verschiedener Horizonte vermischt und Horizontgrenzen damit verwischen. (Scheffer et al. 1984).

⁴ Hier: Rückbildung einer heterogenen Aggregatsstruktur zu der homogeneren Ausgangsstruktur eines Kohärent- oder Einzelkorngefüges (Kuntze et al. 1994).

⁵ Als Gefügestabilität wird die Fähigkeit von Böden verstanden, ihre physikalischen Eigenschaften trotz Wasser-, Luft-Wärmeeinwirkungen beizubehalten (Kuntze et al. 1994).

et al. 1994).

Durch Austrocknung von Böden können bevorzugt an Schwachstellen oder an der Oberfläche Schwundrisse entstehen, welche bei Wiederbefeuchtung nur z. T. reversibel sind. Boden kann sich beim Quellen abhängig von den Randbedingungen in horizontale Richtung ausdehnen, außer es handelt sich um sehr dicht gelagerte Böden, die sich auch vertikal ausdehnen können. Feinkörnige, locker gelagerte Böden schrumpfen stärker als grobkörnige, dicht gelagerte Böden. Häufige Quell-Schrumpf-Beanspruchung erhöht den Porengehalt sowie die Durchlässigkeit und wird als „self-mulching-effect“ bezeichnet (Kuntze et al. 1994). Die Volumenzunahme infolge Quellen künstlich verdichteter Böden, wie z. B. natürliche Oberflächendichtung in Deichen, ist trotz einer vertikal gerichteten Ausbreitung vernachlässigbar. Anders ist dies bei Schrumpf- oder Schwundprozessen. Die Austrocknung entsprechender natürlicher Dichtungen kann deshalb meist nur durch konstruktive Maßnahmen vermieden werden (vgl. Abschnitt 3.3.4.2).

Chemische Prozesse im Boden können die Entstehung abgegrenzter Mineralkörper zur Folge haben oder durch Verkittung von einzelnen Bodenteilchen Aggregate ausbilden. Beides führt zu einer Vergrößerung der Kornverteilung. Die Bildung von Pseudosanden und –kiesen ist ein Resultat dieses Effekts (Kuntze et al. 1994).

Wenn Adhäsionskräfte⁶ an Phasengrenzflächen die Kohäsionskräfte übertreffen, spricht man vom Verkleben von Substanzen. Dies tritt besonders bei organischen Substanzen und auch, wie bereits erwähnt, bei Einzelkorngefügen wie Sanden und Kiesen auf. Die organischen Bestandteile von Böden, die im Deichbau Verwendung finden, sind auf ein unbedenkliches Maß begrenzt, um die daraus resultierende Setzungen oder Veränderungen der Scherparameter zu verhindern (vgl. Abschnitt 3.4.3). Ausnahme bildet hier die Vegetationsdecke, die i. d. R. reich an organischen Bestandteilen ist.

2.2.3 Formen von Bodenwasser

Wasser in Böden kann unterteilt werden in Grund-, Stau-, Sink- und Sickerwasser sowie Haftwasser. Letzteres besteht aus Absorptions- und Kapillarwasser (Kuntze et al. 1994).

⁶ Adhäsion ist in der Bodenkunde der Begriff, der das Haften verschiedener Stoffe durch molekulare Anziehungskräfte an ihren Phasengrenzflächen bezeichnet (Scheffer et al. 1984).

Das direkt an einem Feststoff haftende Wasser wird Film- bzw. Adsorptionswasser genannt. Es wird durch van der Waals'sche Kräfte, Wasserstoffbindungen zwischen den Sauerstoffatomen der festen Oberfläche und den Wassermolekülen und die vom elektrostatischen Feld erzeugten Kräfte gebunden (Abb. 2-1). Das direkt an der Feststoffoberfläche sehr stark gebundene Wasser wird als Schwarmwasser bezeichnet und bleibt meist auch bei hoher Saugspannung und niedrigem Wassergehalt an den Körnern haften. Die darauf folgende Schicht wird hygroskopisch gebundenes Wasser genannt. Beide bilden das Adsorptionswasser (Abb. 2-1).

Zum Haftwasser zählt neben dem Adsorptionswasser ein Teil des Kapillarwassers. Kapillarwasser wird sowohl durch Adsorptions- als auch Kapillarkräfte beeinflusst. Es bildet sich in den Hohlräumen zwischen Einzelkörnern, welche als Kapillaren bezeichnet werden (Abb. 2-1). Die Grenze zwischen reinem Haftwasser und Kapillarwasser wird beim Übergang vom geschlossenen zum offenen Kapillarsaum gezogen (Abb. 2-2).

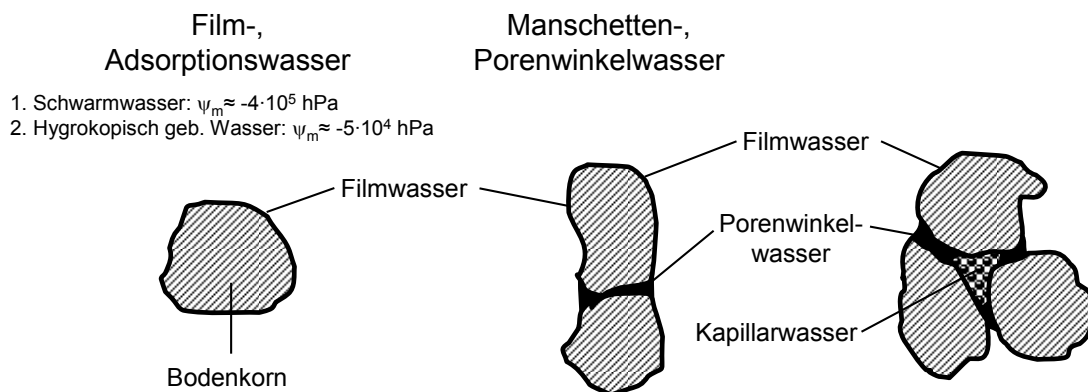


Abb. 2-1: Bindungsformen von Bodenwasser (nach Kuntze et al. 1994)

Luft, Wasser und Feststoff (Bodenpartikel) haben unterschiedliche Oberflächen- bzw. Grenzflächenspannungen. Wasser bildet deshalb in der Luft Kugeln bzw. Tropfen aus und minimiert die eigene Fläche bei angrenzender Luftphase mit geringer Grenzflächenspannung. Feststoffe haben i. d. R. große Grenzflächenspannungen, sind in ihrer Lage jedoch fest, so dass die Feststoffoberfläche wegen der größten Grenzflächenspannung im Luft-Wasser-Feststoff-Kontaktbereich ihre Fläche zu verkleinern versucht. Praktisch bildet sich ein Wasserfilm an der Feststoffoberfläche, also der Feststoff-, Poren- oder Kapillarberandung aus. Dadurch wird der energieärmste Zustand erreicht. Benetzt die Flüssigkeit den gesamten Feststoff, dann stellt sich ein Randwinkel bzw. Benetzungswinkel von $\alpha = 0^\circ$ ($\cos \alpha = 1$) ein. Der Randwinkel zwischen Feststoff und der Neigung des Wasser kann gemessen wer-

den, wenn der Feststoff nicht vollständig benetzt wird und sich Randwinkel von $\alpha > 0^\circ$ einstellen (Abb. 2-2).

Die beschriebenen Zusammenhänge stellen die Ursache für den Kapillaraufstieg von Wasser in den Poren von Böden dar. Die kapillare Steighöhe h_k [m] errechnet sich mit folgender Formel (siehe z. B. Schick 2003a):

$$h_k = \frac{2 \cdot \sigma_w}{r_k \cdot \rho_w \cdot g} \cdot \cos(\alpha) \quad \text{Glg. 2-8}$$

σ_w Grenzflächenspannung des Wassers [N/m²]

r_k Radius der Kapillare [m]

ρ_w Dichte des Wassers [kg/m³]

g Erdbeschleunigung [m/s²]

Die kapillare Steighöhe h_k ist, wie man an Glg. 2-8 sehen kann, vom Randwinkel α , der Grenzflächenspannung des Wassers σ_w und dem Radius der Kapillarpore r_k abhängig. Die Grenzflächenspannung (= Oberflächenspannung) des Wassers wird bei zunehmenden Temperaturen kleiner. Für reale Porensysteme haben die Rauigkeit der Berandung sowie die Netzstruktur der Poren eine gewichtige Rolle bei der Ausbildung der Wasserbenetzung. Bei kleinen Kapillarradien, wie Schluffe und Tone sie haben, sind die kapillaren Steighöhen relativ größer als bei Sanden oder Kiesen. Dies liegt daran, dass bei kleinen Radien die Anziehungskräfte der Berandung größer sind als bei großen Radien. Im Gegensatz zu Kiesen mit einer kapillaren Steighöhe von $h_k \approx 0,03 \div 0,05$ m und Sanden mit $h_k \approx 0,20 \div 0,80$ m können feinporige Böden höhere Steighöhen aufweisen, wie z. B. Lehm mit $h_k > 1,0 \div 5,0$ m und Ton bis $h_k \approx 100$ m (Simmer 1994, Soos 1990). Bear (1979) enthält weitere Ansätze zur Abschätzung der kapillaren Steighöhe h_k , die die Porosität n und bestimmte Korngrößendurchmesser verwenden. Die kapillare Steighöhe ist auch dem in den folgenden Abschnitten erläuterten Hysterese-Effekt unterworfen, so dass auch hier für Be- und Entwässerung unterschiedliche Steighöhen auftreten (Schick 2003a).

Grund- oder Stauwasserbereiche weisen i. Allg. Sättigungen auf, die aufgrund von Lufteinschlüssen Werte von $0,9 < S < 1,0$ annehmen können. Darüber bildet sich der Kapillarsaum aus, der eine geschlossene Wasserphase aufweist und deshalb auch als geschlossener Kapillarraum bezeichnet wird. Dieser Bereich weist Sätti-

gungen von ca. $0,8 < S < 0,9$ auf (vgl. Scheuermann 2005). Simmer (1994) geht davon aus, dass bereits bei niedrigerer Sättigung ($0,6 < S < 0,8$) eine geschlossene Wasserphase auftreten kann. Der Kapillarsaum ist die Grenze zum offenen Kapillarraum. Dort findet kein kapillarer Aufstieg mehr statt und es ist nur noch Adsorptions- und Porenwinkelwasser vorhanden. Der ungesättigte Bereich weist mehr oder weniger ausgeprägt Haftwasser auf (Abb. 2-2). Während im Grund- bzw. Stauwasserbereich und im geschlossenen Kapillarraum i. d. R. nur wenige Luftpneinschlüsse auftreten, können im offenen Kapillarraum und oberhalb des kapillaren Aufstiegs größere Luftzusammenschlüsse auftreten. In Abhängigkeit der Bodenart und –zusammensetzung wird dieser Zusammenhang mit dem Saugspannungsverhalten beschrieben (vgl. Abschnitt 2.3).

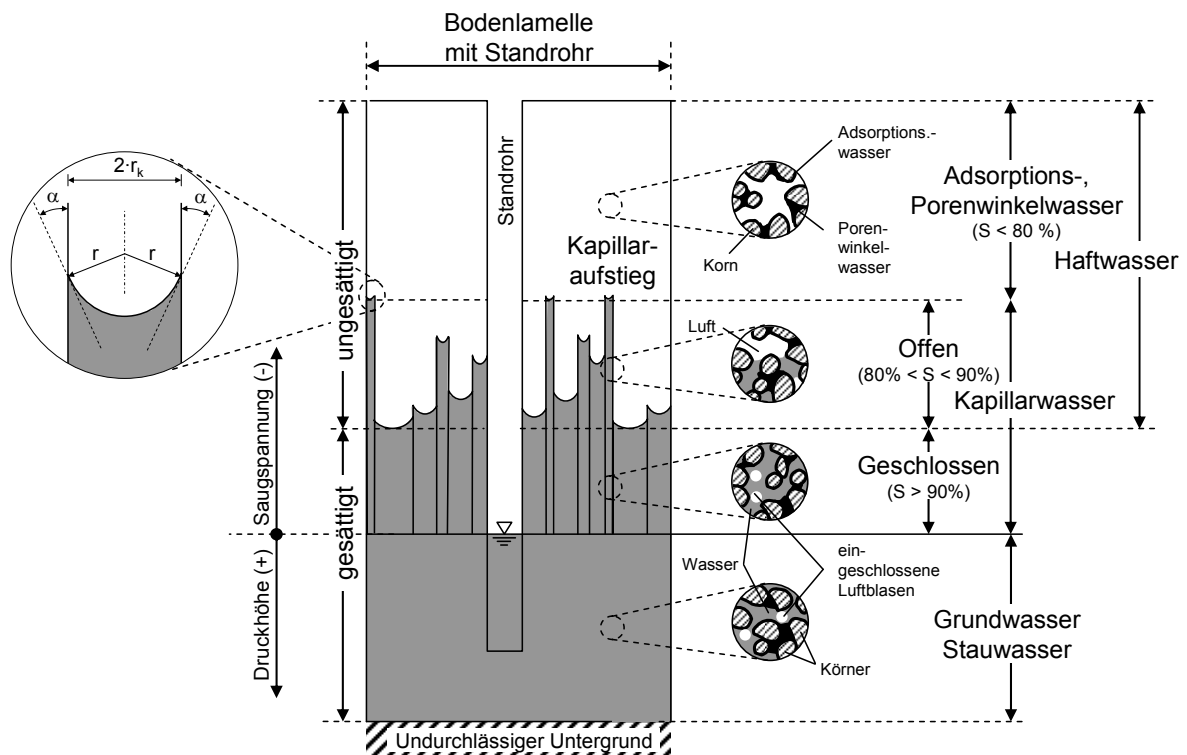


Abb. 2-2: Bodenwasser, Erscheinungsformen und Einteilung (vgl. Busch et al. 1993, Scheuermann 2005)

2.2.4 Potentialkonzept

Als Potential ist die Arbeitsmenge definiert, „die notwendig ist, um eine Einheitsmenge (Volumen, Masse oder Gewicht) Wasser von einem gegebenen Punkt eines Kraftfeldes zu einem Bezugspunkt zu transportieren“ (Scheffer et al. 1984). Das Wasser bewegt sich von Orten höheren Potentials zu denen niedrigeren Potentials. Das Potential kann in Meter Wassersäule (mWS) oder Druck (hPa = cmWS) ange-

geben werden, wenn als Bezugsgröße das Kraftfeld der Erde verwendet wird:

$$\psi = h \quad \text{Glg. 2-9}$$

„Das Gesamtpotential ist definitionsgemäß die Summe aller durch die verschiedenen im Boden auftretenden Kräfte hervorgerufenen Teilpotentiale.“ (Scheffer et al. 1984) Zur Beschreibung der Potentiale eines Systems ist die Festlegung eines Bezugsniveaus notwendig ($\psi = 0$).

Vernachlässigt man das durch Konzentrationsunterschiede verursachte osmotische Potential und das Gaspotential, so kann als Annäherung das hydraulische Potential Ψ_h [mWS] verwendet werden, das durch das Matrixpotential und das Gravitationspotential gebildet wird:

$$\Psi_h = \Psi_m + \Psi_g \quad \text{Glg. 2-10}$$

Ψ_m Matrixpotential [mWS] [kPa]

Ψ_g Gravitationspotential [mWS] [kPa]

Das Gravitationspotential Ψ_g kann als Ortshöhe z angegeben werden und wird deshalb auch als geodätisches Potential bezeichnet. Das Matrixpotential Ψ_m , auch Kapillarpotential oder Saugspannung bezeichnet, ist ein Maß für den Einfluss der Matrix⁷ auf den Bodenwasserhaushalt. Das Matrixpotential wirkt dem Gravitationspotential entgegen und wird umso größer, je trockener und feinporiger ein Boden ist. Trockene Böden fördern aufgrund ihrer Saugspannung (vgl. Abschnitt 2.3) Wasser von Grund- bzw. Stauwasserhorizonten je nach Bodentextur gegen die Schwerkraft aufwärts (Abb. 2-2, vgl. Haimerl 2004, Scheffer et al. 1984, Schick 2003a, Scheuermann 2005).

⁷ Als Matrix wird die Phase eines Bodens bezeichnet, in dessen fester Masse das Porensystem als Hohlform eingelagert ist (vgl. Hartge u. Horn 1999).

2.3 Saugspannungsverhalten von Böden

2.3.1 Saugspannungskurven

Das Saugspannungsverhalten von Böden wird durch pF-Kurven⁸ bzw. Wasser- oder Saugspannungskurven ausgedrückt. Einem Bodenwassergehalt θ oder einer Sättigung S wird eine Saugspannung ψ , auch Matrixpotential ψ_m [hPa = cmWS] genannt, zugeordnet. Beispiele für charakteristische Saugspannungskurven einiger Böden sind in Abb. 2-3 gegeben. Die unterschiedlichen Kurvenverläufe lassen sich anhand der kapillaren Steighöhe und der Porengrößenverteilung von Böden erklären. Während der Porenraum von Sanden ($PV^9 = 42 \pm 7\%$) und Kiesen ($PV = 25 \pm 10\%$) zum Großteil aus Grobporen ($d_p > 10 \mu\text{m}$) besteht, sind bei Schluff- ($PV = 45 \pm 8\%$) und Tonböden ($PV = 53 \pm 8\%$) vornehmlich Mittelporen ($d_p = 0,2 - 10 \mu\text{m}$) und Feinporen ($d_p < 0,2 \mu\text{m}$) anzutreffen (Scheffer et al. 1984).

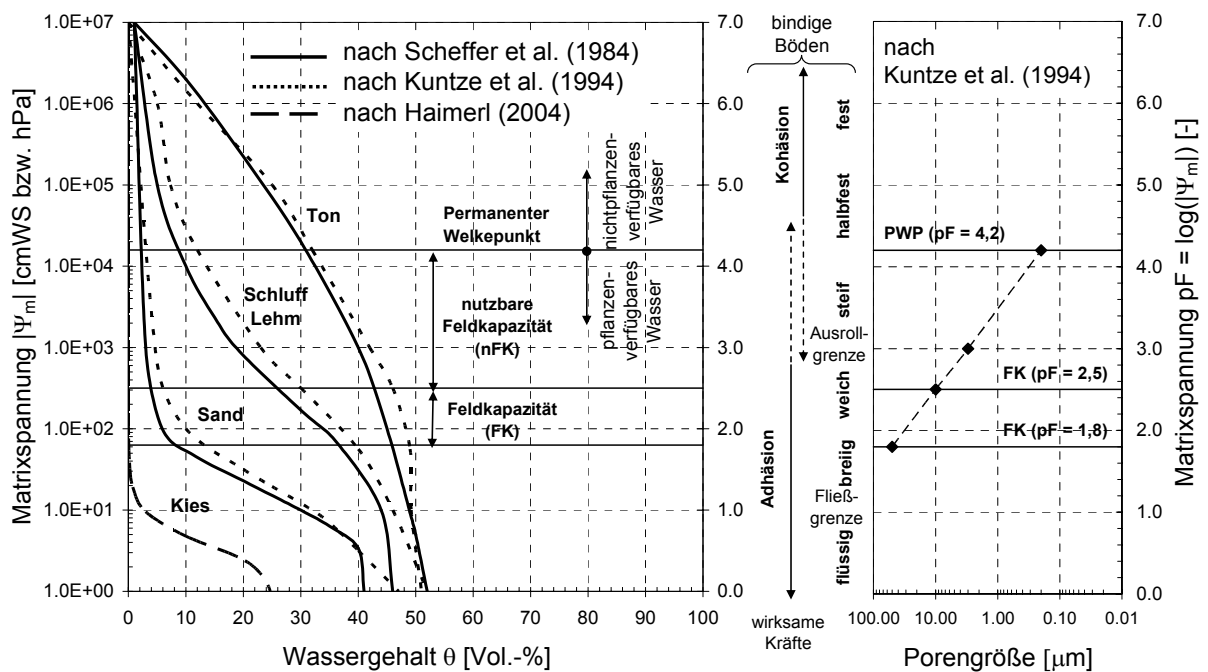


Abb. 2-3: Beziehung zwischen Wasserspannung und Wassergehalt (pF-Kurven)

Grobporen entwässern bereits bei geringen Saugspannungen ($pF < 1,8 - 2,5$). Dieser

⁸ pF steht in der Praxis für den negative Logarithmus der Wasserspannung [cmWS] (siehe z. B. Schick 2003a). Der Ausdruck „pF“ ist dabei auf Schofield (1935) zurückzuführen, wobei F für freie Energie steht und p für Logarithmus verwendet wurde (aus Scheffer et al. 1984).

⁹ Das in der Bodenkunde verwendete Porenvolumen PV entspricht dem Porenanteil bzw. der Porosität.

Bereich $pF = 1,8 - 2,5$ wird als Feldkapazität¹⁰ bezeichnet. Mittelporen geben ihr Wasser vor Erreichen des permanenten Welkepunkts¹¹ im Bereich der nutzbaren Feldkapazität ($pF = 2,5 - 4,2$) ab und Feinporen bei $pF > 4,2$ (Kuntze et al. 1994).

Dass Grobporen eher entwässern als Feinporen, liegt daran, dass die vom Boden erzeugte Saugspannung bzw. der Kapillardruck sich indirekt proportional zum Porenradius verhält (vgl. Abschnitt 2.2.3). Kiese und Sande geben aufgrund ihrer Porenstruktur, die überwiegenden aus Grobporen besteht, bereits unter $pF = 2,5$ den Großteil ihres Wassers ab. Tone hingegen halten ein Großteil des Wassers aufgrund ihres feinporigen Porenvolumens auch bei hohen Saugspannungen über dem permanenten Welkepunkt ($pF = 4,2$). Da sich der Porenraum von Schluffen und Lehmen relativ gleichmäßig in Fein-, Mittel- und Grobporen aufteilen, verlaufen deren Saugspannungskurven i. d. R. zwischen denen von Sanden und Tonen (vgl. Abb. 2-3).

Gemessene Saugspannungskurven können von den hier in Beispielen gezeigten, theoretisch möglichen Kurven erheblich abweichen (Abb. 2-4). Dabei können physikalisch-chemisch Einflüsse des Bodens und des Porenwassers sowie die Temperatur (Horton et al. 2002) und der pH-Wert (Hartge u. Horn 1999) eine Rolle spielen.

Der Einfluss der Kornzusammensetzung von Böden auf ihr Saugspannungsverhalten ist z. B. in Bear (1979) erläutert. Demnach weisen Böden mit einer stetig steigenden Körnungslinie ohne Ausfallkörnungen bei einer geringeren Porenraumspanne eher die in Lehrbüchern beschriebenen Saugspannungsverläufe auf, als Böden mit Ausfallkörnungen und zu eng oder zu weit gestuften Körnungen, die bei großer Porenraumspanne bodenuntypisch schnell entwässern. Ähnlich verhält es sich bei künstlich verdichteten im Vergleich zu natürlich stark aggregierten Böden (Hillel 1980).

Die messtechnische Ermittlung von Saugspannungskurven kann mittels unterschiedlicher Verfahren durchgeführt werden, die mehr oder minder aufwendig und je nach Verfahren nur für bestimmte Saugspannungshöhen anwendbar sind (vgl.

¹⁰ Als Feldkapazität wird der Wassergehalt bezeichnet, den ein natürlich gelagerter Boden gegen die Schwerkraft halten kann. Sie liegt zwischen Saugspannungen von $pF = 1,5 - 2,5$. (Kuntze et al. 1994, Scheffer et al. 1984)

¹¹ Als permanenter Welkepunkt wird der Wassergehalt bezeichnet, bei dem Pflanzen irreversibel welken, da die Pflanzensaugspannung das im Boden vorhandene Wasser nicht mehr aufnehmen können (Schulte 1988, DVWK 238/1996).

Abschnitt 2.3.3, Mangels 2000, Scheuermann 2005). Für geotechnische und geohydraulische Aspekte sind meist nur die Verläufe der Kurven unterhalb des PWP interessant, weshalb häufig nur die Bereiche von $pF = 1 \div 4,2$ ermittelt werden (vgl. Ton in Abb. 2-4). Saugspannungen oberhalb des PWP werden unter natürlichen Voraussetzungen i. d. R. nicht erreicht. Kurven unterhalb $pF = 1$ nehmen nicht selten einen relativ senkrechten Verlauf hin zur Vollsättigung $S = 1,0$.

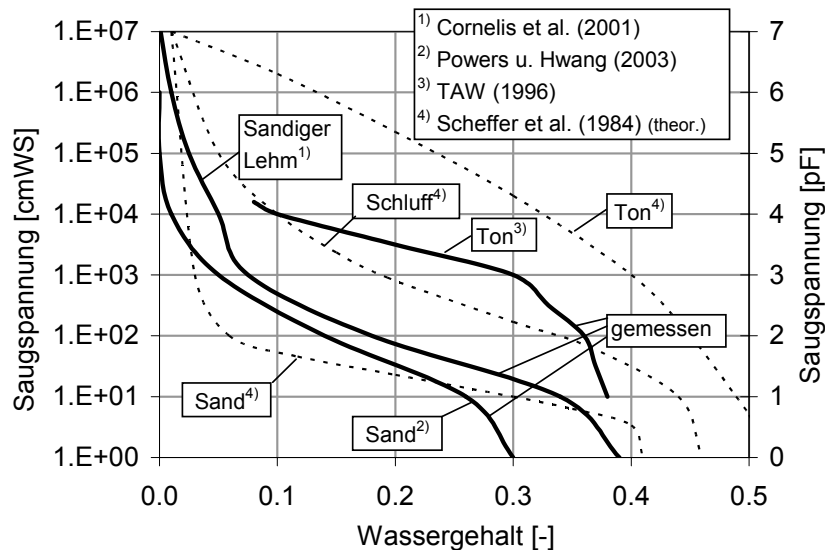


Abb. 2-4: Gemessene Saugspannungskurven unterschiedlicher Böden

Für die Praxis ist es u. U. hilfreich zum Zweck der Verifizierung die Saugspannungskurven ähnlicher Böden zur Verfügung zu haben. In Tab. 2-1 sind deshalb Literaturstellen angegeben, die gemessene Saugspannungskurven unterschiedlicher Böden enthalten.

Bei Betrachtung von Messwerten und bei der Übertragung von Laborwerten auf in-situ Verhältnisse müssen neben den messtechnisch möglichen Abweichungen auch die unterschiedlichen Randbedingungen, z. B. aufgrund eines instationären Wasserhaushaltes in der Natur, berücksichtigt werden. Pachepsky et al. (2001) zeigen anhand der Gegenüberstellung von Feld- und Labormessungen von Bodenwassergehalten, dass in der Bodenphysik erhebliche Abweichungen bei der Messung gleicher Kenngrößen auftreten können, die nicht selten 100% übersteigen (vgl. auch Cornelis 2001, Schaap u. Leij 2000). Ähnlich verhält es sich bei der Messung der gesättigten Durchlässigkeit anhand von Bodenproben, was auch durch die analytischen Betrachtung in Abschnitt 2.4 verdeutlicht wird.

Tab. 2-1: Fundstellen gemessener Saugspannungskurven unterschiedlicher Böden

	Boden	Literatur / Fundstelle	Bemerkung
Kies	sandiger Kies	Simms u. Yanful (2002) ^{A)}	^{A)} verdichtete Böden
Sand	Sand	Young et al. (2002) ^{A)1)} , Goncalves et al. (1997) ¹⁾ , Powers u. Hwang (2003) ¹⁾ , Horton et al. (2002), Fredlund et al. (1997), Mecke et al. (2002) ^{B)} , Pham et al. (2003), Weißmann (2003), Parkin et al. (2000), Viaene et al. (1994) ^{B)} , Zou (2004)	^{A)} Feinsand ^{B)} Grobsand
	Schluffiger Sand	Wildenschild et al. (2001) ¹⁾ , Parkin et al. (2000)	
	Tonig-schluffiger Sand	Wildenschild et al. (2001) ¹⁾	
	Toniger Sand	Goncalves et al. (1997) ¹⁾ , Weißmann (2003)	
Schluff	Lehm	Simms u. Yanful (2002) ^{A)} , Powers u. Hwang (2003) ¹⁾	^{A)} verdichtete Böden
	Sandiger Lehm	Young et al. (2002) ¹⁾ , Powers u. Hwang (2003) ¹⁾ , Cornelis et al. (2001)	
	Schluffiger Lehm	Payne u. Chen (2001) ¹⁾ , Powers u. Hwang (2003) ¹⁾ , Fredlund et al. (1997)	
	Toniger Schluff-Lehm	Vereecken et al. (1988)	
	Schluff	Pham et al. (2003)	
Ton	Schluff-Ton	Simms u. Yanful (2002) ^{A)}	^{A)} verdichtete Böden
	Sandiger Ton	Goncalves et al. (1997) ¹⁾ , Chiu u. Shackelford (1998) ^{A)1)}	^{A)} Künstlich gemischte Böden
	Schluffiger Ton	Cunningham et al. (2003)	
	Ton	Powers u. Hwang (2003) ¹⁾ , Schick (2003b) ^{1)A)} , TAW (1991)	^{A)} Künstlich gemischte Böden

¹⁾ Beinhaltet auch K_R -Beziehungen.

2.3.2 Hysterese von Saugspannungskurven

Die Saugspannungskurven von Böden weisen bei Be- und Entwässerung einen unterschiedlichen Verlauf auf, was als Hysterese bezeichnet wird (Abb. 2-5, Richwien 2003). Die verzögerte Entwässerung von Böden liegt zum einen an dem „Flaschenhalseffekt“ (engl. inkbottle-effect) und dem Einfluss eines veränderlichen Randwinkels und dem damit verbundenen unterschiedlichen Kapillarauf- und -abstieg. Bei Entwässerung stellt sich ein kleinerer Randwinkel ein, was eine höhere kapillare Steighöhe zur Folge hat (vgl. Glg. 2-8). In den Poren eingeschlossene Luft, aber auch das Schrumpfen oder Schwellen bindiger Böden, können diesen Effekt beeinflussen und ggf. verstärken (Scheuermann 2005).

In realen Verhältnissen bewegen sich die Be- und Entwässerungskurven zwischen den theoretisch möglichen primären Be- und Entwässerungskurven und können je nach Be- und Entwässerungszeitpunkt bzw. -vorgang unterschiedliche Formen annehmen (Zou 2003, 2004). Die Unterschiede zwischen den beiden Hauptkurven sind z. B. in Pham et al. (2003) beschrieben. Die Hauptsaugspannungskurven können für ähnliche Böden in Form und Verlauf unterschiedlich sein.

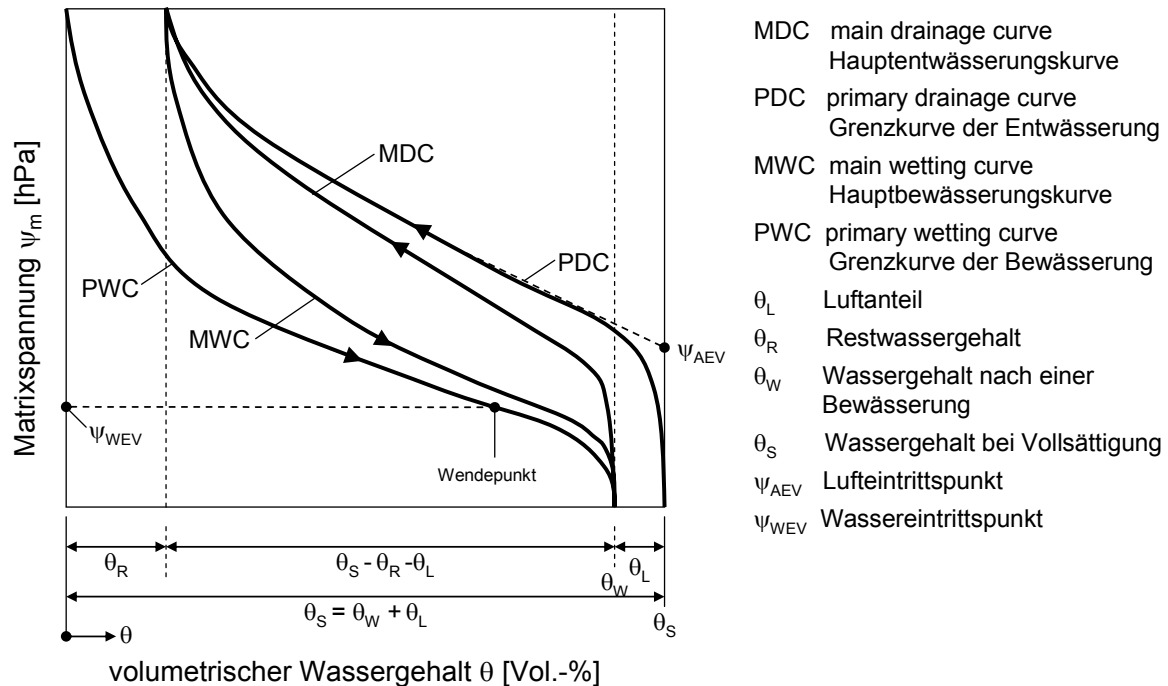


Abb. 2-5: Hysterese von Saugspannungskurven (vgl. Busch et al. 1993)

Böden können ohne künstliches Zutun aufgrund der Gravitationskräfte bis zur Restfeuchte θ_R austrocknen. Als Anhaltswert für die Größe der Restfeuchte, welche mit dem Gehalt von Schlämmkorn zunimmt, kann nach Busch et al. (1993) die Feldkapazität (FK) angesetzt werden (vgl. Abschnitt 4.5). Wie bereits erwähnt, können Böden aufgrund der Saugwirkung von Pflanzen definitionsgemäß bis zum permanenten Welkepunkt (PWP) austrocknen. Auch bei extremer Sonneneinstrahlung können Böden hohe Saugspannungen aufbauen.

Bei Wasserzutritt verbleiben i. d. R. Lufteinschlüsse im Boden. Dieser Luftanteil θ_L kann bis zu 50% der Restfeuchte θ_R betragen (Busch et al. 1993). Bei grobporigen Böden, aber auch bei schneller Durchfeuchtung, wenn die im Boden vorhandene Luft nicht entweichen kann, wird dieser Effekt nach Scheuermann (2005) möglicherweise verstärkt (Scheuermann u. Bieberstein 2006). Neben dem Auftreten von turbulenter Strömung ist das eine Ursache dafür, warum Brauns u. Raju (1993) eine fünffache Überbemessung von Dränelementen empfehlen, da die Leistungsfähigkeit der Entwässerungsvorrichtungen aufgrund von Lufteinschlüssen stark vermindert sein kann. Beachtet man zusätzlich die natürlich Schwankung von Deichböden, ist die in DIN 19712/1997 und anderen Regelwerken, wie z. B. DVWK 210/1986, geforderte Sicherheit von $\eta = 2$ für die Leistungsfähigkeit von Dräns mehr als in Frage zu stellen (siehe Abschnitt 6.7).

Die Messung von Hysterese-Verläufen bedarf einer exakten Messapparatur und dementsprechend eines großen Aufwandes. Bereits geringe Veränderungen der Lagerungen oder Bodentextur können erheblichen Einfluss auf den pF-Verlauf bzw. auf die Ausbildung der Hysterese haben, wie z. B. am Beispiel der von Schulte (1988) untersuchten Schluffe mit dichter und lockerer Lagerung zu sehen ist (Abb. 2-6).

Für gewöhnlich werden für praktische Anwendungen, falls der Hysterese-Effekt vernachlässigt wird, die Entwässerungskurven (Desorptionskurven) verwendet, weil diese einfacher und schneller zu ermitteln sind (Hartge u. Horn 1999, Pham et al. 2003).

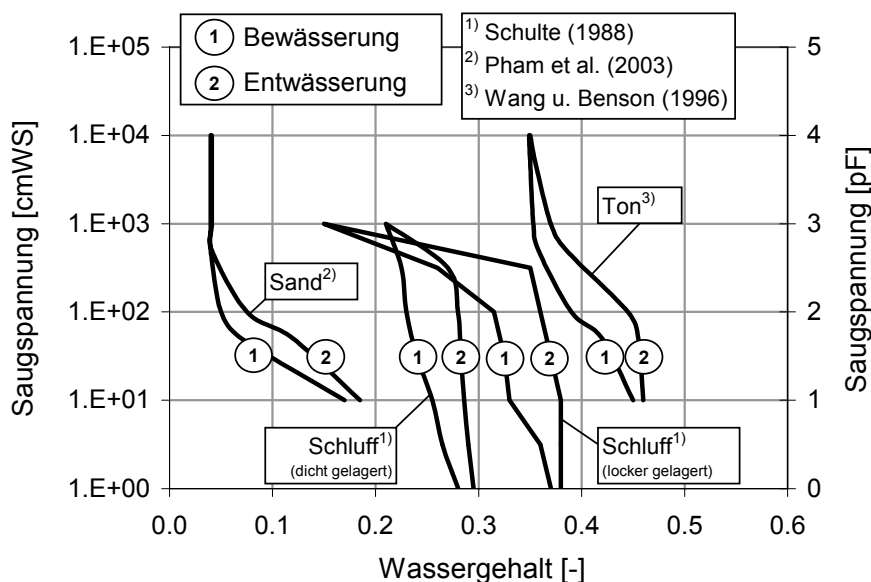


Abb. 2-6: Beispiele für Hysteresen von gemessenen Saugspannungskurven

2.3.3 Mathematische Modelle zur Beschreibung der Saugspannungsbeziehung

Die direkte Messung von Saugspannungsbeziehungen von Böden ist aufwendig. Geringste Messungenauigkeiten oder Wasserverluste während der Versuchsdurchführung können zu gravierenden Abweichungen der pF-Kurve führen. Das in den Poren gebundene Wasser kann in Verbindung mit reinem Wasser als Testmedium ein osmotisches Potential ausbilden. Bei fallendem Wassergehalt kann der Boden schrumpfen und den Entwässerungsvorgang verfälschen. Nicht zuletzt aufgrund

dieser möglichen Fehlerquellen werden häufig Pedotransferfunktionen¹² (PTF) verwendet, um, wie es auch in dieser Arbeit im Folgenden der Fall sein wird, mittels analytischer Gleichungen durch Einsetzen bekannter Boden- oder daraus ableitbarer Funktionsparameter einen Zusammenhang zwischen Sättigung und Saugspannung abschätzen zu können (Leong u. Rahardjo 1997). Nicht selten wird der Ansatz von van Genuchten (1980) verwendet:

$$S = S_R + \frac{S_S - S_R}{\left[1 + (\alpha \cdot \psi_m)^n\right]^{(1-1/n)}} \quad \text{Glg. 2-11}$$

S	Sättigung [-]
S _R	residuale Sättigung [-] (entspricht in etwa der Sättigung bei PWP)
S _S	Vollsättigung [-]
α	van-Genuchten-Parameter [1/cm]
ψ _m	Matrixpotential [mWS]
n	van-Genuchten-Parameter [-]

Angemerkt werden muss, dass hier bereits eine vereinfachte Form der van-Genuchten-Beziehung angegeben wird, in der der van-Genuchten-Parameter m [-] durch folgenden Ausdruck ersetzt wurde:

$$m = \left(1 - \frac{1}{n}\right) \quad \text{Glg. 2-12}$$

Ein weiterer weit verbreiteter Ansatz ist der von Haverkamp u. Parlange (1986). Dieser wird hier zusätzlich angegeben, um beim folgenden Vergleich zu zeigen, dass es nicht unbedingt wichtig ist, welche mathematische Beschreibung der Saugspannungskurve verwendet wird:

¹² Pedotransferfunktionen (PTF) sind meist analytische Verfahren, um bodenhydraulische Eigenschaften anhand einfacher Bodenparameter abzuleiten.

$$S = S_R + \frac{\alpha \cdot (S_S - S_R)}{\alpha + |\psi_m|^\beta} \quad \text{Glg. 2-13}$$

α, β Haverkamp-Parameter [-]

Diese relativ einfachen Ansätze bedürfen einer Anpassung mittels Stellparametern und sollten i. d. R. für den weiteren Gebrauch anhand von versuchstechnisch gemessenen Kurven oder Beispielen aus der Literatur (siehe Tab. 2-1) kalibriert werden. Dies gilt für Be- und Entwässerungskurven.

Es existieren zahlreiche weitere Modellfunktionen zur Beschreibung der Bodenwassercharakteristik, wie z. B. die von Brooks u. Corey (1964) oder Fredlund u. Xing (1994) (vgl. Leij et al. 1997). Fredlund u. Xing (1994) verwenden charakteristische Parameter der Korngrößenverteilung, um die Saugspannungsbeziehungen zu ermitteln und stützen sich hierbei auf eine Datenbasis von über 6.000 Böden (vgl. Fredlund et al. 1997).

Die Eingangsparameter der Gleichung von van Genuchten (1980) α , der die Lage des Lufteintrittspunkts¹³ innerhalb von Kurven bestimmt, und n , der die Porengrößenverteilung charakterisieren soll, streuen stark. Deshalb wurde in der Vergangenheit verstärkt versucht, geeignete, bodentypische van Genuchten-Parameter zu ermitteln (Vereecken et al. 1988, Nemes et al. 2001, 2003). Die Streuung der Stellparameter resultiert aber nicht allein aus der Änderung der Bodenwassercharakteristik gleicher Böden, die in jedem Fall auftritt, sondern auch aus den Verfahren, mit denen die Kurven mittels der Stellparameter an die Messdaten angepasst werden. Dabei werden physikalische Zusammenhänge teilweise nicht mehr ausreichend berücksichtigt. Bei der Durchführung von Best-Fit-Analysen basierend auf großen Datenbanken werden mathematisch formulierte über gemessene Saugspannungskurven gelegt und ein Abweichungskriterium zur Beurteilung der Saugspannungsfunktion herangezogen. Je höher die Anzahl der Stellparameter ist, desto größer werden die Streubereiche. Die Streuung der van-Genuchten-Parameter wurde im

¹³ Als Lufteintrittspunkt Ψ_{AEV} [cmWS] (Air-Entry-Value) wird die Matrixspannung bezeichnet, ab der eine (deutliche) Abnahme der Sättigung und gleichzeitig eine Luftzunahme eintreten. Bei Saugspannungskurven liegt er im Schnittpunkt der Wendepunktstangente mit der Achse mit $S = 1,0$ (siehe z. B. Schick 2003a). Gegenstück dazu bildet der Wassereintrittspunkt Ψ_{WEV} [cmWS] (Water-Entry-Value). Dieser kann als Wendepunkt der Hauptbewässerungskurve abgeschätzt werden (siehe Abb. 2-5, vgl. Scheuermann 2005).

Zuge der Ermittlung von Saugspannungsverhalten von Böden oder der Infiltrationseigenschaften in der Literatur in umfangreichen Arbeiten untersucht (Brückler 2002, Mecke et al. 2002, Startsev u. McNabb 2001, Schaap u. Leij 2000).

Der Stellparameter n , der die Neigung bzw. Steilheit der Kurven festlegt, kann Werte von 1 für feinkörnige bis 10 für grobkörnige Böden annehmen (Mangels 2000). Die Werte für α [cm^{-1}], die das Saugspannungsniveau der Kurven bestimmen, reichen von 0,005 für tonreiche Böden bis zu 0,35 für sandige und kiesige Böden (Hartge u. Horn 1999, Haimerl 2004). Eine vergleichende Bewertung unterschiedlicher Ansätze zur analytischen Beschreibung der Saugspannungsbeziehung enthält z. B. Cornelis et al. (2001).

Die in Gleichung 2-11 einzusetzende Sättigung bei der Restfeuchte S_r , der sich die Funktion der Saugspannung asymptotisch annähert, kann bei $pF = 10^7$ hPa zu Null angenommen werden. Es ist auch möglich, den Wassergehalt am permanenten Welkepunkt (PWP) mit $pF = 4,2$ für S_r zu verwenden. Die Werte für S_r und für S_s können in Abhängigkeit der Gefügestruktur und der Körnung erheblich streuen (vgl. Scheffer et al. 1984). Schulte (1988) ermittelte für Grobschluff einen Residualwassergehalt von ca. $\theta = 0,14$, was einer Residualsättigung von ca. $S_R = 37\%$ entspricht. Diese Werte stimmen mit den Werten für den PWP nach Kuntze et al. (1994) überein. Demnach liegt der PWP bei mitteldicht bis dicht gelagerten Schluffen bei ca. $w = 11 \div 16\%$. Dies entspricht einer residualen Sättigung bei PWP von $S_{r,PWP} = 30 \div 35\%$.

Beispiele für Saugspannungskurven nach van Genuchten (1980) und Haverkamp u. Parlange (1986) inklusive der gewählten Stellparameter der unterschiedlichen Modelle sind in Abb. 2-7 dargestellt. Die durch die zwei Modelle generierten Saugspannungskurven sind an die Kurven nach Scheffer et al. 1984 (vgl. Abb. 2-1) angepasst. Zur Vervollständigung sind auch die Durchlässigkeits-Sättigungs-Beziehungen (Mualem 1976) mit dargestellt (vgl. Abschnitt 2.4.4).

Mit zunehmendem Feinporanteil nehmen die van-Genuchten-Parameter n_G , α_G und m_G unterschiedlich stark ab. Die Parameter des Haverkamp-Modells α_H und A_H nehmen mit steigendem Feinporanteil zu, wogegen β_H und B_H abnehmen. Die Beeinflussung des van Genuchten-Mualem-Modells durch die unterschiedlichen Stellparameter wird z. B. in Mangels (2000) und in Scheuermann (2005) systematisch beschrieben.

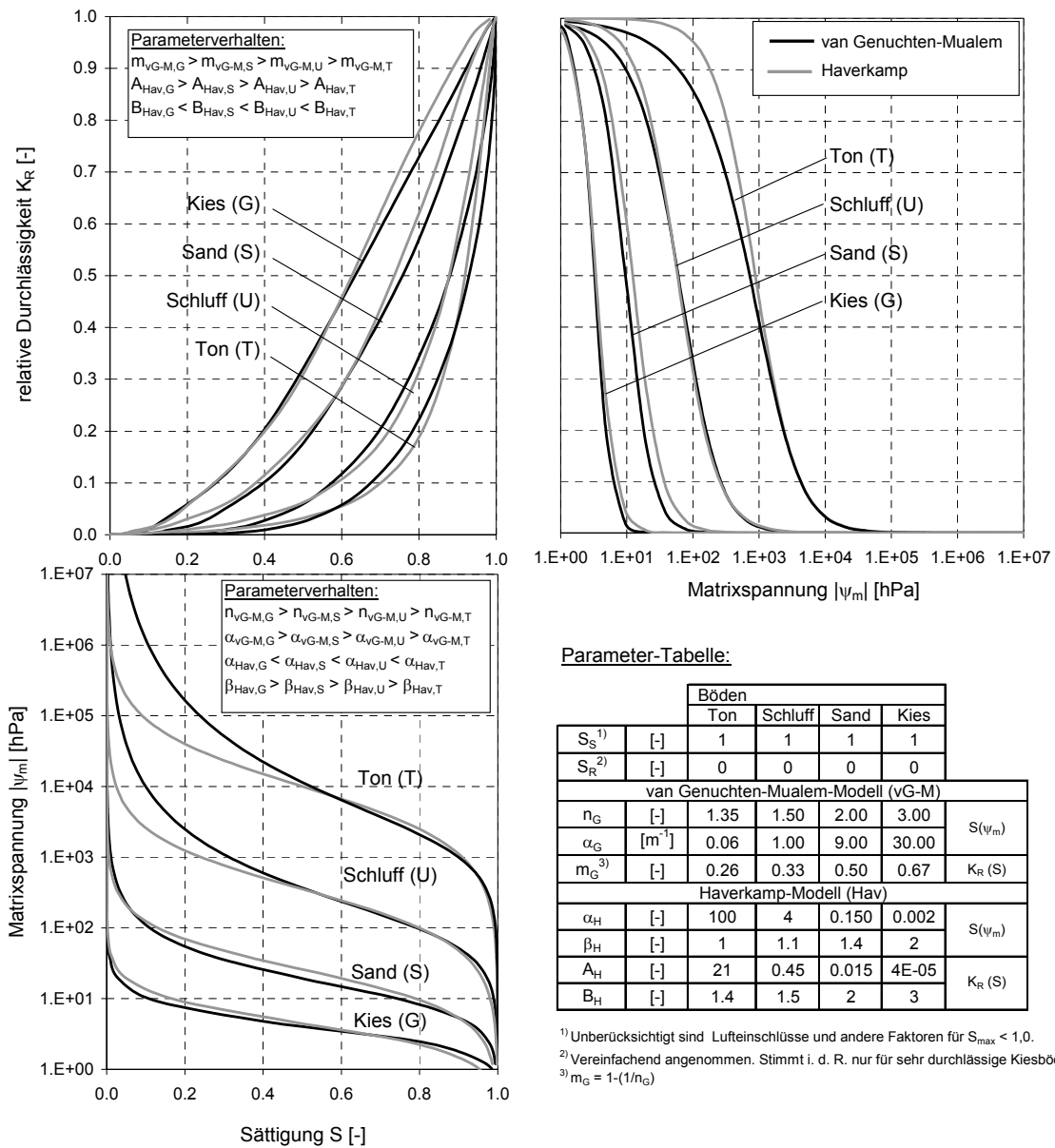


Abb. 2-7: Saugspannungs- und Durchlässigkeitsbeziehung nach Mualem (1976)/van Genuchten (1980) und Haverkamp u. Parlange (1986) für unterschiedliche Böden

Die beschriebenen Verfahren zur Modellierung der Saugspannungskurve beruhen auf physikalisch nicht begründbaren empirischen Stellparametern (Zou 2003). Eine Weiterentwicklung von auf physikalischen Grundlagen basierenden Modellen ist beispielsweise für bindige Böden in Schick (2003a, b) und für granulare Böden in Zou (2003, 2004) zu finden. Der Einschluss von Luftblasen, der zu einer unvollständigen Sättigung des Bodens führt, kann durch die Anpassung der maximal möglichen Sättigung ($S < 1$) berücksichtigt werden (vgl. Zou 2004).

Für die mathematische Beschreibung von Hysteresekurven wird häufig angenommen, dass die Hauptsaugspannungskurven die gleiche Steigung aufweisen, was bedeutet, dass der van-Genuchten-Parameter n für beide Kurven gleich gewählt wird. Da n für die Porengrößenverteilung des Bodens steht, ist dies zwar physikalisch begründet, entspricht aber nicht zwingend realen Verhältnissen, was darin liegen mag, dass die Umlagerung von eingeschlossenen Luftporen ein anderes Porensystem für Be- und Entwässerung bedingt (Scheuermann 2005).

Zur Anpassung der Hysterese-Kurven nach van Genuchten (1980) gibt Busch et al. (1993) an, dass der Stellparameter α_d [-] (d: drying) zur Entwässerung die Hälfte von α_w [-] (w: wetting) bei Bewässerung betragen kann:

$$\alpha_d = 0,5 \cdot \alpha_w \qquad \text{Glg. 2-14}$$

In Abb. 2-8 sind für typische Böden und Saugspannungskurven Hysteresekurven aus Scheffer et al. 1984 (vgl. Abb. 2-7) mittels Glg. 2-11 nach van Genuchten (1980) dargestellt. Ausgehend von der Bewässerungskurve wurde der van-Genuchten-Parameter α_G der Entwässerungskurve mittels Glg. 2-14 angepasst. Eine pauschale Anwendung von Glg. 2-14 ist aber nicht ratsam, da Beispiele gemessener Hysteresen andere Verläufe zeigten und zahlreiche physikalische Einflussfaktoren den Verlauf der Hysterese verändern können (Schulte 1988, Cornelis 2001). Mangels (2000) und Scheuermann (2005) erläutern die Auswirkungen der Eingangsgrößen des van-Genuchten-Modells (Glg. 2-11) ausführlich und veranschaulichen dies systematisch an zahlreichen theoretischen Saugspannungskurven. Da diese Arbeit eine für die Praxis anwendbare Herangehensweise verfolgt, wird hier auf die Beschreibung des Einflusses veränderter Stellparameter des van-Genuchten-Modells verzichtet.

Viaene et al. (1994) vergleicht sechs unterschiedliche Modelle zur Abbildung von Saugspannungskurven-Hysteresen und betont, dass eine Vernachlässigung der physikalischen Grundlagen zu erheblichen Fehlern führen kann (vgl. Abschnitt 2.3.2). Eine relativ einfache Ermittlung von Hysterese-Kurven auf Basis der van-Genuchten-Beziehung wird z. B. in Braddock et al. (2001) untersucht. Pham et al. (2003) beinhaltet einen auf aus der Literatur gesammelten Böden basierenden Ansatz zur Ermittlung von Saugspannungshysteresen (vgl. Kachanoski u. Si 2000).

Resultierend aus der Betrachtung der Literatur und der Möglichkeiten zur Anpassung des van-Genuchten-Modells (vG-Modell) durch die flexible Variation der

Stellparameter wird in den folgenden Kapiteln dieser Arbeit das vG-Modell verwendet, wobei eine Ausrichtung der Saugspannungskurven an den drei Kennwerten n , FK und PWP erfolgt. Dies ist ein praktischer Ansatz, um aus bekannten Bodenkennwerten eine mathematisch formulierte Saugspannungskurve abzuleiten. Oftmals werden bei der Erstellung der Saugspannungskurven „nur“ die obere und untere Grenze der Saugspannung bei S_S und $S_r = S_{PWP}$ verwendet. Die Verwendung einer dritten Größe, hier S_{FK} , ermöglicht es, den Verlauf bei niedrigen Saugspannungen etwas genauer abzuschätzen. Dies ist unter dem Aspekt besonders wünschenswert, dass sich der Wasserhaushalt von Deichböden zum Großteil zwischen Vollsättigung und Restfeuchte bewegt. Ausnahmen können natürlich auftreten, wenn Hitzeperioden oberflächennahe Bereiche austrocknen, wodurch Sättigungen kleiner als S_{FK} bis nahe S_{PWP} erreicht werden können.

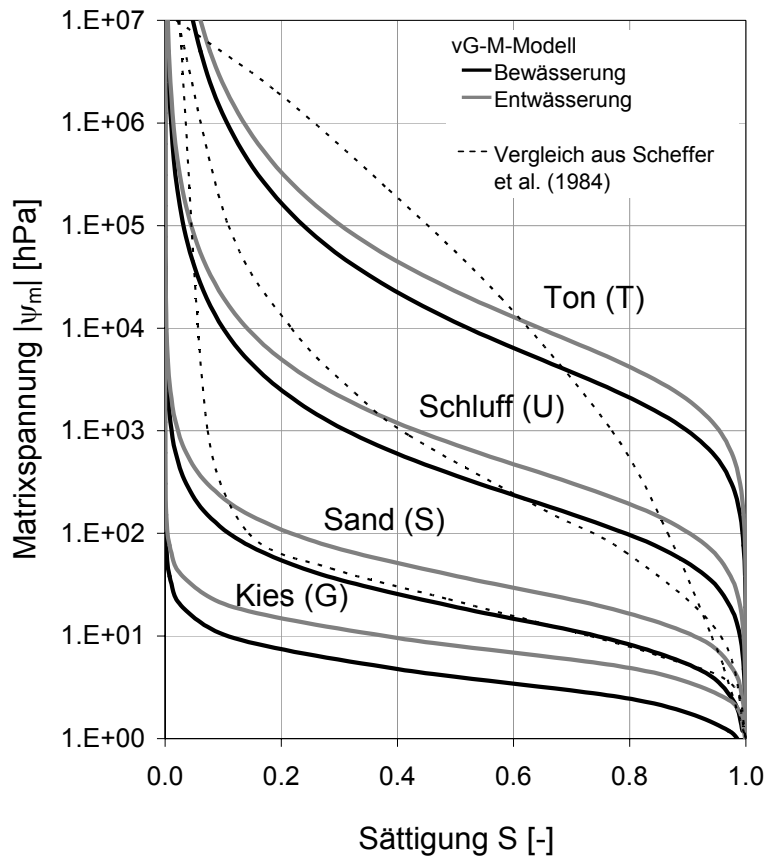


Abb. 2-8: Beispiele der Hysterese theoretischer Saugspannungskurven (van-Genuchten-Modell)

2.4 Durchlässigkeit

2.4.1 Allgemeines

Die Durchlässigkeit k von Böden ist definiert als „*Verhältniswert zwischen der Filtergeschwindigkeit v und dem hydraulischen Gefälle i bei gleichmäßiger, linearer Durchströmung eines wassergesättigten Bodens*“ (DIN 18130-1/1996).

Unterschieden werden muss in gesättigte und ungesättigte Durchlässigkeit. Während in gesättigten Böden durch die zusammenhängende Wasserphase im Vergleich zur ungesättigten Durchlässigkeit hohe Durchlässigkeitswerte auftreten und große Wassermengen durch die Poren transportiert werden können, nimmt mit fallendem Wassergehalt und zunehmendem Luftporenanteil die Durchlässigkeit in ungesättigten Böden entsprechend bis zu theoretisch $k_u = 0$ m/s ab. Praktisch bewegt sich die vom Wassergehalt abhängige Durchlässigkeit zwischen den korrespondierenden Durchlässigkeiten der Restfeuchte bzw. Feldkapazität und der maximal möglichen Sättigung (vgl. Abschnitt 2.3).

Bei horizontal geschichteten Böden kann die resultierende vertikal bzw. horizontal gerichtete Durchlässigkeiten k_v und k_h mittels folgender Formeln ermittelt werden (Soos 1990, Dachler 1936):

$$k_v = \frac{d_{\text{ges}}}{\frac{d_1}{k_1} + \frac{d_2}{k_2} + \dots + \frac{d_n}{k_n}} \quad \text{Glg. 2-15}$$

$$k_h = \frac{d_1 \cdot k_1 + d_2 \cdot k_2 + \dots + d_n \cdot k_n}{d_{\text{ges}}} \quad \text{Glg. 2-16}$$

d_i Dicke der i -ten Schicht [m]

k_i Durchlässigkeit der i -ten Schicht [m/s]

d_{ges} Summe aller Schichtdicken [m]

n Anzahl der Schichten [-]

Da sowohl bei natürlich gewachsenen als auch künstlich hergestellten Böden eine schichtweise Unterscheidung i. Allg. schwierig ist, wird häufig ein pauschaler Ani-

sotropiefaktor zur Berücksichtigung der verminderten vertikalen Durchlässigkeit verwendet (vgl. Abschnitt 2.4.5).

Für Vergleichszwecke, um z. B. die Leistungsfähigkeit verschiedener Dichtungen miteinander zu vergleichen, kann die Permittivität ψ [1/s] herangezogen, die sich folgendermaßen aus der gesättigten Durchlässigkeit k_S ermitteln lässt:

$$\psi = \frac{k_S}{D_D} \quad \text{Glg. 2-17}$$

D_D Dicke der Dichtung [m]

Mehr zu dieser Thematik und weitere Hinweise zur Strömung in porösen Böden ist in Abschnitt 2.5 zu finden.

2.4.2 Versuchstechnische Ermittlung der Durchlässigkeit von Böden

Die Durchlässigkeit kann durch Versuche mit konstanter oder variabler Druckhöhe ermittelt werden. Für realistische Randbedingungen im Hinblick auf einen dreidimensionalen Spannungszustand sowie bei geringer Durchlässigkeit $k < 10^{-6}$ m/s empfiehlt es sich, die Durchlässigkeit mittels Triaxialzellen zu ermitteln (vgl. DIN 18130-1/1998). Lowery et al. (2005) entwickelten einen Versuchsstand mit fallender Druckhöhe und automatischer Druckaufzeichnung. Dabei wurden Proben mit Durchlässigkeiten von $k < 10^{-6}$ m/s ohne Verwendung von Triaxialzellen untersucht. Die Ergebnisse waren trotz des vereinfachten Versuchsaufbaus plausibel.

Bei Versuchen mit fallender Druckhöhe kann nach DIN 18130-1/1998 die Durchlässigkeit k_F ¹⁴ [m/s] mit folgender Gleichung berechnet werden (vgl. Abschnitt 3.5.5.4):

$$k_F = \frac{A_{St} \cdot l_0}{A_{Pr} \cdot t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad \text{Glg. 2-18}$$

A_{St} Querschnittsfläche des Standrohres [m²]

¹⁴ Die Durchlässigkeit wird bei den sogenannten Filterversuchen durch Bestimmung der Filtergeschwindigkeit v_F [m/s] ermittelt. In diesem Zusammenhang wird die Durchlässigkeit auch mit k_F bezeichnet. Im Folgenden wird auf eine Differenzierung verzichtet und i. d. R. die gesättigte Durchlässigkeit k_S verwendet.

l_0	Länge bzw. Höhe des Probekörpers [m]
A_{Pr}	Querschnittsfläche des Probekörpers [m ²]
t	Versuchszeit [s]
h_1	Wasserhöhe im Standrohr bei Versuchsbeginn [m]
h_2	Wasserhöhe im Standrohr bei Versuchsende [m]

Für die in Abschnitt 3.5.5.4 beschriebenen Versuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit von Grasnarben wurde ein Versuchsstand mit drei Durchströmzellen (mit fallendem Wasserstand) errichtet. Bei der vorhandenen Versuchsvorrichtung sind Durchlässigkeiten von etwa $k_F = 10^{-6} \div 10^{-2}$ m/s ermittelbar (vgl. Abb. 3-18).

Die Durchlässigkeit ist von der Viskosität des Wassers abhängig. Deshalb bezieht man sich aufgrund der Vergleichbarkeit i. Allg. auf die Durchlässigkeit k_{10} bei einer Temperatur von 10°C. Die Umrechnung erfolgt nach der Gleichung von POISEUILLE-CHARDABELLAS (DIN 18130-1/1998):

$$k_{10} = \frac{1,359}{1 + 0,0337 \cdot T + 0,00022 \cdot T^2} \cdot k \quad \text{Glg. 2-19}$$

k_{10}	Durchlässigkeitsbeiwert (bei $T = 10^\circ\text{C}$) [m/s]
T	Temperatur [$^\circ\text{C}$]

2.4.3 Durchlässigkeit des gesättigten Bodens

Im Folgenden werden einige Ansätze vorgestellt, die unter Zuhilfenahme von Charakteristiken der Korngrößenverteilung von Böden eine Abschätzung der Durchlässigkeit des gesättigten Bodens k_s ermöglichen.

Die Herleitung einer Beziehung zwischen Bodenkennwerten und der Durchlässigkeit kann mittels numerisch-statistischer Analysen oder der physikalischen Beschreibung des Strömungsvorgangs in den Poren erfolgen. Das Widerstandsverhalten von Böden nach KOZENY-CARMAN und das Fließgesetz in Porenstrukturen nach HAGEN-POISEUILLE sind zwei physikalische Ansätze, auf denen zahlreiche Arbeiten zur Bestimmung der Durchlässigkeit beruhen (vgl. Kammerer u. Loiskandl 2005). Eine Übersicht über gängige Verfahren zur Ermittlung der hydrau-

lischen Durchlässigkeit anhand der Porengrößenverteilung ist z. B. in Vukovic u. Soro (1992) gegeben (vgl. Bear 1979).

Für praktische Belange kann es i. d. R. ausreichend sein, eine repräsentative mittlere Durchlässigkeit abschätzen zu können. Dafür sind die folgenden Ansätze in ihren jeweiligen Anwendungsgrenzen geeignet. Die Inhomogenität von Deichen und dem Untergrund, das horizontal bzw. vertikal anisotrope Verhalten, die chemische Bodenbeschaffenheit und natürliche oder künstliche Verdichtung können Streuungen von Mess- sowie Rechenwerten zur Folge haben, die bei der Durchlässigkeit größer als das Hundertfache sein können (vgl. Reddi 2003), was auch die unterschiedlichen Angaben zur Durchlässigkeit für charakteristische Bodenarten aus der Literatur bestätigen (Tab. 2-1).

Tab. 2-2: Böden und ihre gesättigte Durchlässigkeit k_s

Bodenart ¹⁾	gesättigte Durchlässigkeit k_s [m/s]		Bodenart ²⁾	gesättigte Durchlässigkeit k_s [m/s]				
	Scheffer et al. (1984)	Hartge u. Horn (1999)		Türke (1999)	Busch et al. (1993)	Graßhoff et al. (1982)	Simmer (1994)	
Steine	-	-	Steingeröll	-	-	bis 5	-	
Kies	-	-	Grobkies, steiniger Kies	10^0	-	$10^2 \pm 1$	-	
			Mittelkies	10^{-1}		-		
			Feinkies, sandiger Kies	10^{-2}		$10^{-2} \pm 10^{-4}$		$2 \cdot 10^{-2} \pm 3 \cdot 10^{-3}$
			schluffig(, toniger) Kies	$10^{-6} \pm 10^{-8}$		-		-
Sand	$4 \cdot 10^{-2} \pm 4 \cdot 10^{-5}$	$4 \cdot 10^{-3} \pm 4 \cdot 10^{-5}$	Grobsand	10^{-3}	-	$10^{-2} \pm 10^{-5}$	$10^{-3} \pm 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-2} \pm 5 \cdot 10^{-3}$
			kiesiger Sand	10^{-3}	$1 \cdot 10^{-3} \pm 2 \cdot 10^{-4}$	-	10^{-4}	-
			mittlerer Sand / Mittelsand	-	$4 \cdot 10^{-4} \pm 1 \cdot 10^{-4}$	$10^{-3} \pm 10^{-6}$	$10^{-4} \pm 10^{-5}$	-
			Feinsand	10^{-4}	-	$10^{-3} \pm 10^{-6}$	-	$1 \cdot 10^{-3} \pm 3 \cdot 10^{-3}$
			schluffig(, toniger) Sand	$10^{-6} \pm 10^{-9}$	$2 \cdot 10^{-4} \pm 1 \cdot 10^{-5}$	$10^{-4} \pm 10^{-7}$	10^{-6}	-
			sandiger Schluff	10^{-8}	$5 \cdot 10^{-5} \pm 1 \cdot 10^{-6}$	$10^{-5} \pm 10^{-9}$	$10^{-7} \pm 10^{-9}$	-
toniger Schluff	$5 \cdot 10^{-6} \pm 1 \cdot 10^{-8}$	-	-					
Lehm	$4 \cdot 10^{-3} \pm 1 \cdot 10^{-7}$	$4 \cdot 10^{-3} \pm 4 \cdot 10^{-9}$	Lehm	-	-	$10^{-5} \pm 10^{-10}$	$10^{-8} \pm 10^{-10}$	$1 \cdot 10^{-6} \pm 1 \cdot 10^{-7}$
			Löß	-	-	$10^{-6} \pm 10^{-10}$	$10^{-5} \pm 10^{-10}$	-
Ton	$4 \cdot 10^{-3} \pm 1 \cdot 10^{-9}$	$4 \cdot 10^{-3} \pm 4 \cdot 10^{-8}$	schluffiger Ton	$10^{-9} \pm 10^{-10}$	$\approx 1 \cdot 10^{-8}$	$10^{-8} \pm 10^{-12}$	$10^{-9} \pm 10^{-12}$	$2 \cdot 10^{-8} \pm 2 \cdot 10^{-11}$
			Ton-Schluff		-	-	-	-

¹⁾ Grobe Unterteilung der Bodenarten

²⁾ Berücksichtigung wichtiger Beimengungen

³⁾ Grenzbereiche

⁴⁾ Mittelwerte

Ein relativ einfacher, empirischer Ansatz für grobkörnige Böden (Sande) stammt von Hazen (1892):

$$k_s = c \cdot d_{10}^2 \quad \text{Glg. 2-20}$$

k_s gesättigte Durchlässigkeit¹⁵ (bei $T = 10^\circ\text{C}$) [m/s]

¹⁵ Die Durchlässigkeit des gesättigten Bodens k_s wird in dieser Arbeit einfacher Weise auch als gesättigte Durchlässigkeit bezeichnet.

c empirischer Bodenbeiwert [-] (c = 45 für Schluff, c = 140 für Sand)

d₁₀ Korndurchmesser bei 10% Siebdurchgang [cm]

Obwohl Glg. 2-20 streng genommen nur für Sande gilt, liefert sie auch für grobkörnige bis hin zu leicht schluffigen Böden z. T. plausible Werte (vgl. Kammerer u. Loiskandl 2005). Für Sande mit $U < 5$ wird in der Literatur $c = 100$ verwendet (Cedergren 1977).

Während Hazen (1892) mit seinem Ansatz annimmt, dass die Durchlässigkeit ausschließlich von d_{10} bestimmt wird, d. h. von den feineren Körnern des Bodens berücksichtigt Beyer (1964) zusätzlich die Ungleichförmigkeitszahl U und somit die Bodenzusammensetzung. Weit gestufte Böden haben i. d. R. eine dichtere Lagerung und somit auch eine geringere Durchlässigkeit als vergleichbare, eng gestufte Böden. Die angegebene Gleichung nach Beyer (1964) gilt für $0,06 < d_{10} < 0,6$ mm und $1 < U < 20$. Für Sande und Kiese erarbeiteten Beyer u. Schweiger (1969) für Glg. 2-21 empirische Faktoren C^{**} , welche darüber hinaus die Lagerung berücksichtigen.

$$k_s = \left(\frac{A}{U+B} + C \right) \cdot d_{10}^2 = C^{**} \cdot d_{10}^2 \quad \text{Glg. 2-21}$$

k_s gesättigte Durchlässigkeit [m/s]

A, B, C Konstanten aus Tab. 2-3 [-]

U Ungleichförmigkeitszahl nach Glg. 2-1 [-]

d₁₀ Korndurchmesser bei 10% Siebdurchgang [cm]

C^{**} Beiwert aus Tab. 2-3 [1/(ms)]

Tab. 2-3: Beiwerte A, B, C und C^{**} (Glg. 2-21, Glg. 2-22)

D	Beiwerte ¹⁾			Beiwert $10^4 \cdot C^{**}$ ²⁾				
	A	B	C	U = 1	U = 3	U = 5	U = 10	U = 30
locker	3,49	4,40	0,80	1,50	1,25	1,15	1,05	0,90
mitteldicht	2,68	3,40	0,55	1,20	0,95	0,85	0,75	0,60
dicht	2,34	3,10	0,39	1,00	0,75	0,65	0,55	0,45

¹⁾ Beyer (1964)

²⁾ Beyer u. Schweiger (1969)

Vukovic u. Soro (1992) geben die Formel nach Beyer u. Schweiger (1969) mit be-

reinigten Dimensionen an (vgl. Kammerer u. Loiskandl 2005). Der Gültigkeitsbereich dieser Formel wurde auf $0,06 < d_{10} < 3,0$ mm erweitert und eine Abhängigkeit des Beiwerts C_B^* von der Ungleichförmigkeit U gefunden:

$$k_s = \frac{g}{\nu} \cdot C_B^* \cdot d_{10}^2 \quad \text{Glg. 2-22}$$

k_s gesättigte Durchlässigkeit [m/s]

C_B^* Dimensionsloser Beiwert nach Glg. 2-23 [-]

d_{10} Korndurchmesser bei 10% Siebdurchgang [m]

g Erdbeschleunigung [m/s^2] ($g = 9,81$ m/s^2)

ν kinematische Zähigkeit [m^2/s] ($\nu = 1,3 \cdot 10^{-6}$ m^2/s für $T = 10^\circ C$)

Für den dimensionslosen Beiwert C_B^* gilt folgender Zusammenhang:

$$C_B^* = 6 \cdot 10^{-3} \cdot \log\left(\frac{500}{U}\right) \quad \text{Glg. 2-23}$$

Kozeny (1953) hat einen auf der CARMAN-Gleichung (siehe Glg. 2-24) basierenden Ansatz entwickelt, der die Lagerung bzw. die Dichte des Bodens über den Porengehalt n berücksichtigt (Glg. 2-26, KOZENY-CARMAN-Gleichung).

$$\kappa = C_K \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2} \cdot d_w^2 \quad \text{Glg. 2-24}$$

κ Permeabilität [m^2]

C_K dimensionsloser Beiwert [-]

d_w wirksamer Korndurchmesser (siehe Glg. 2-28) [m]

n Porengehalt bzw. Porenanteil [-]

Über die folgende Beziehung zwischen der Permeabilität κ und der Durchlässigkeit des gesättigten Bodens k_s

$$k_s = \frac{g}{v} \cdot \kappa \quad \text{Glg. 2-25}$$

erhält man aus Glg. 2-24 schließlich folgende Form der KOZENY-CARMAN-Gleichung:

$$k_s = \frac{g}{v} \cdot C_K \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2} \cdot d_w^2 \quad \text{Glg. 2-26}$$

Der dimensionslose Beiwert C_K wird nach Empfehlung von Vukovic u. Soro (1992) mit $C_K = 8,3 \cdot 10^{-3}$ angenommen.

Wird der empirische Faktor C_K ersetzt durch $1/C'$, erhält man eine weit verbreitete Schreibweise oben gezeigter Gleichung (Glg. 2-27), die zahlreich verwendet und modifiziert wurde (vgl. Busch et al. 1993). Die Gleichung basiert auf dem Gesetz nach KOZENY-CARMAN, es wird i. Allg. der dimensionslose Parameter C' angepasst. In Busch et al. (1993) ist für C' eine Spanne von 180 bis 296 angegeben. Der Originalvorschlag von CARMAN lautet $C' = 180$. Ein weiterer Unterschied zu den angeführten empirischen Ansätzen besteht darin, dass als maßgebender Korndurchmesser nicht vereinfachend z. B. d_{10} o. ä. angesetzt wird, sondern ein invers gewichteter Durchmesser, der wirksame Korndurchmesser d_w , verwendet wird (Glg. 2-28).

$$k_s = \left(\frac{1}{C'} \right) \cdot \frac{n^3 \cdot \gamma_w}{(1-n)^2 \cdot \eta} \cdot d_w^2 \quad \text{Glg. 2-27}$$

k_s	gesättigte Durchlässigkeit [m/s]
C'	dimensionsloser Beiwert [-]
d_w	wirksamer Korndurchmesser(siehe Glg. 2-28) [m]
η	dynamische Viskosität von Wasser [kg/(m·s)] ($\eta = 1,3 \cdot 10^{-3}$ kg/(m·s) für $T = 10^\circ\text{C}$)
γ_w	Wichte von Wasser [kN/m ³] ($\gamma_w \approx 10$ kN/m ³)

Bei der Ermittlung des wirksamen Korndurchmessers d_w werden die Korndurchmesser indirekt proportional zu ihrem Durchmesser gewichtet (vgl. Muckenthaler 1989). D. h., dass kleine Kornfraktionen, welche die Durchlässigkeit maßgebend

beeinflussen, den wirksamen Korndurchmesser stärker bestimmen und die Durchmesser größerer Kornfraktionen relativ wenig Einfluss auf die Größe von d_w [m] ausüben.

$$d_w = \frac{\sum_{i=1}^m \Delta p_{m,i}}{\sum_{i=1}^m \Delta p_{m,i} / d_i} \quad \text{Glg. 2-28}$$

$\Delta p_{m,i}$ Massenprozent der jeweiligen Kornklasse i [%]

$1/d_i$ harmonisches Mittel aus den Grenzen der jeweiligen Kornklasse [1/m]

Richwien u. Rizkallah (1998) entwickelten einen Ansatz, mit dem die Durchlässigkeit gesättigter Böden unter Verwendung der durch einen Kompressionsversuch gewonnenen Daten – dem Steifemodul E_s [kN/m²] und dem Konsolidierungsbeiwert c_v [m²/s] – ermittelt werden kann. Carrier u. Beckmann (1984) ziehen zur Ermittlung der Durchlässigkeit k_s die Porenzahl e , die Plastizitätszahl I_p und die Ausrollgrenze w_p heran. Weitere Ansätze speziell aus dem angloamerikanischen Raum sind z. B. in Reddi (2003) enthalten.

Die Vorhersage der gesättigten Durchlässigkeit mittels mathematischer Ansätze wie auch die messtechnische Ermittlung der gesättigten Durchlässigkeit können enorme Streubereiche aufweisen. Die Untersuchungen von Timlin et al. (1999) zeigen, dass trotz auf großen Datenmengen basierender Optimierung von Vorhersagemodellen Streuungen auftreten, die für einen gleichen Boden den Faktor 100 annehmen können.

Die Anwendung der angefügten Ansätze auf unterschiedliche sehr feinkörnige bis extrem grobkörnige Bodenarten, die exemplarisch durch ihre Korngrößenverteilung in Abb. 2-9 dargestellt sind, zeigt ebenfalls große Streuungen der Durchlässigkeitswerte (Abb. 2-10). Die in Abhängigkeit des wirksamen Korndurchmessers d_w nach Glg. 2-28 dargestellten Graphen zeigen, dass der Ansatz von Hazen (1892) die größten Durchlässigkeiten und der Ansatz nach Beyer (1964) die kleinsten erzeugt. Beyer u. Schweiger (1969) haben für den Ansatz von Beyer (1964) zur Erleichterung der Anwendung einen dimensionslosen Beiwert entwickelt, woraus resultiert, dass beide Kurvenverläufe sich in etwa entsprechen. Kozeny (1953) sowie Busch et al. (1993) beruhen beide auf den gleichen physikalischen Ansätzen nach KOZENY-CARMAN und unterscheiden sich nur dadurch, dass abweichende empirische Bei-

werte gewählt wurden.

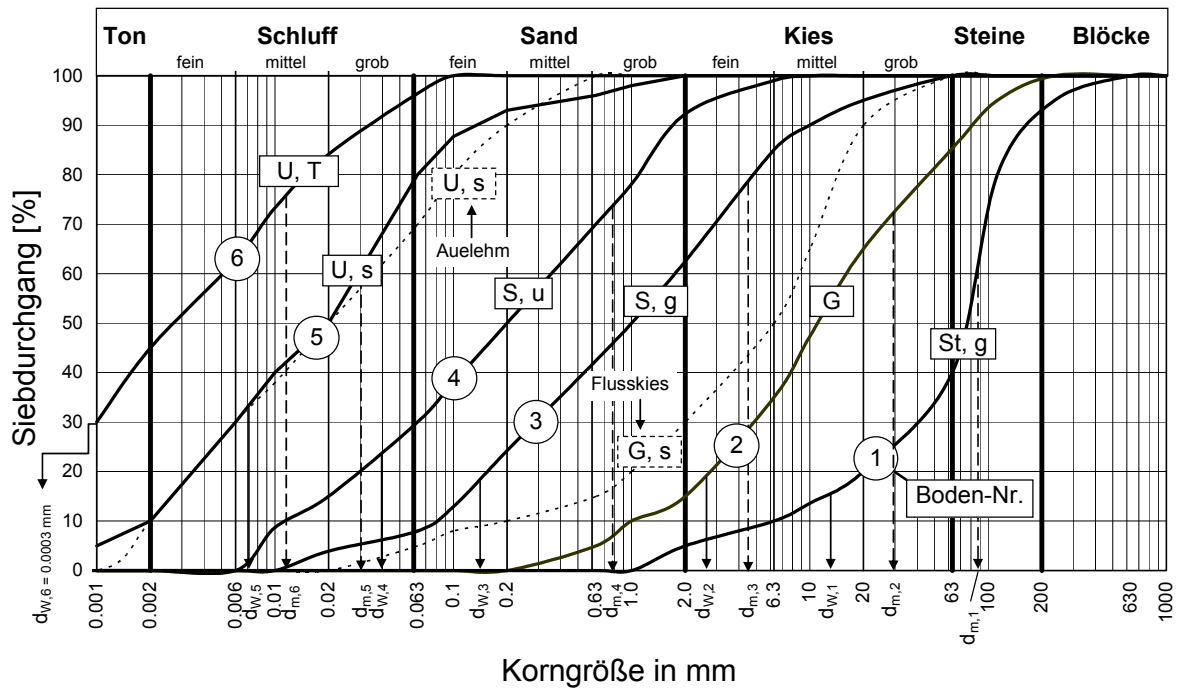


Abb. 2-9: Korngrößenverteilungen von sechs zur Abschätzung der Durchlässigkeit betrachteten Böden

Der von Vukovic u. Soro (1992) in Glg. 2-23 verwendete Ansatz liegt i. Allg. nahe am ermittelten Mittelwert der Durchlässigkeiten, der in etwa auch durch die Berechnung nach Kozeny (1953) und Busch et al. (1993) erhalten wird (Abb. 2-10).

Die Streubereiche der unterschiedlichen Bodenarten weisen Abweichungsfaktoren von 65 bis 280 auf. Vergleicht man Durchlässigkeiten der Streubereiche mit den Durchlässigkeitsbereichen aus Tab. 2-2, so erkennt man ähnliche Streubereiche, so dass prinzipiell einer Anwendung aller betrachteten Ansätze nicht widersprochen werden kann. Der teilweise sehr große Streubereich beruht sicherlich z. T. auf der Vernachlässigung der Anwendungsbereiche der einzelnen Ansätze.

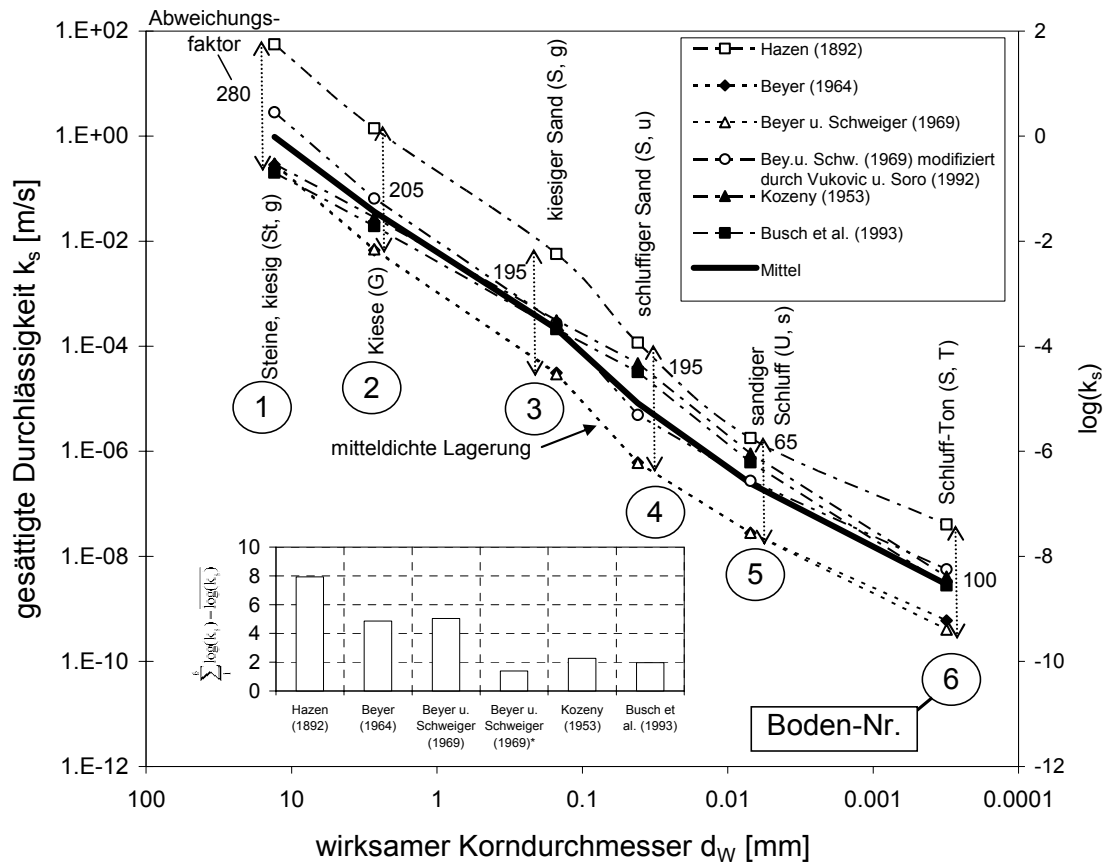


Abb. 2-10: Abschätzung der gesättigten Durchlässigkeit unterschiedlicher Böden
(Körnungslinien siehe Abb. 2-9)

Fokussiert man die absoluten Werte der Durchlässigkeit, z. B. beim betrachteten kiesigen Sand $k_{s,\max} = 6 \cdot 10^{-3}$ m/s und $k_{s,\min} = 3 \cdot 10^{-5}$ m/s, erkennt man, dass beide Werte plausibel sind (vgl. Tab. 2-2) und dass das unterschiedliche Durchlässigkeitsverhalten von Böden impliziert in den jeweiligen Ansätzen berücksichtigt ist. Als physikalisch begründete Verfahren sind die Ansätze nach KOZENY-CARMAN i. Allg. besser geeignet, um durchschnittliche Durchlässigkeitsbeiwerte von Böden zu bestimmen. Dies bestätigt das verwendete Abweichungskriterium, das bei Hazen (1892) und Beyer (1964) größer ausfällt als bei den anderen Ansätzen (Abb. 2-10). Dies beruht auch darauf, dass Hazen (1892) für körnige, relativ grobe Böden seine Abschätzungsformeln aufgestellt hat und empirisch bestätigte. Diese zum Filtern und Dränieren verwendeten Böden haben i. d. R. eine eng gestufte Körnungslinie und deshalb einen relativ hohen Porenanteil, was zu hohen Durchlässigkeiten führt. Bei den hier betrachteten Böden handelt es sich durchwegs um weit gestufte Böden, so dass Hazen (1892) naturgemäß zu hoch liegen muss.

2.4.4 Ungesättigte Durchlässigkeit

Die ungesättigte Durchlässigkeit k_u [m/s] bezeichnet die Durchlässigkeit bei Bodensättigungen $S < S_{\max}$, die, vereinfachend gesehen, durch einen Luftporenanteil reduziert ist. Das Verhältnis von ungesättigter zu gesättigter Durchlässigkeit wird als relative Durchlässigkeit K_R [-] (Glg. 2-29) bezeichnet. Bei geringer Abnahme der Sättigung wird die Durchlässigkeit überproportional abgemindert, und es stellen sich die in Abb. 2-7 typischen Beziehungen zwischen der relativen Durchlässigkeit K_R und der Matrixspannung ψ bzw. der Sättigung S oder dem Wassergehalt θ ein (vgl. Abb. 2-11, Busch et al. 1993).

Für teilgesättigte Böden gilt immer $k_u < k_s$. Mit abnehmender Sättigung nimmt auch die Durchlässigkeit ab, theoretisch bei $S = 0$ bis zu $k_u = 0$ m/s. Aufgrund eingeschlossener Luftporen im Boden und einer sich praktisch einstellenden Bodenrestfeuchte bewegen sich die Durchlässigkeiten zwischen $k_u(S_R)$ und $k_u(1-S_L)$.

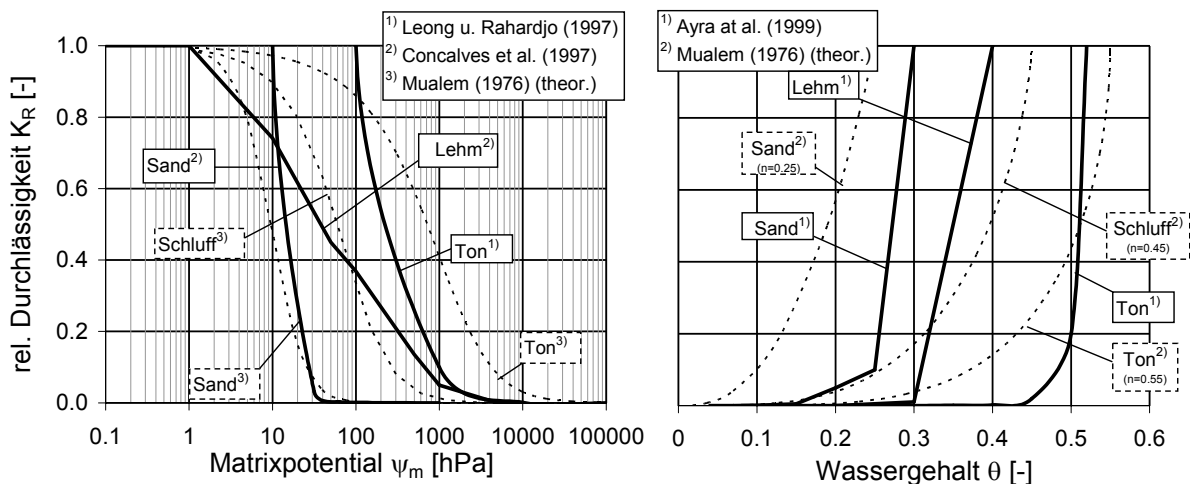


Abb. 2-11: Beispiele der Beziehung zwischen relativer Durchlässigkeit K_R und dem Wassergehalt und dem Matrixpotential für unterschiedliche Böden

Die ungesättigte Durchlässigkeit k_u kann in Abhängigkeit der Matrixspannung ψ oder der Sättigung S dargestellt werden und wird i. Allg. folgendermaßen berechnet:

$$k_u = K_R(\psi; S) \cdot k_s \quad \text{Glg. 2-29}$$

Für die Funktion K_R (ψ oder S) existieren zahlreiche Ansätze (vgl. z. B. Bear 1979, Hillel 1980, Busch et al. 1993). Weite Verbreitung hat der Ansatz von Mualem (1976) in Verbindung mit der Saugspannungsbeziehung nach van Genuchten (1980)

(siehe Glg. 2-11) gefunden. Zum Vergleich wird hier zusätzlich der geschlossene Ansatz von HAVERKAMP betrachtet (siehe Glg. 2-32). Der Zusammenhang zwischen Sättigung S , Matrixspannung ψ und relativer Durchlässigkeit K_R wurde bereits in Abb. 2-7 dargestellt (Abschnitt 2.3.3).

Nach Mualem (1976) gilt folgender Ansatz:

$$K_R = S^L \cdot \left[1 - \left[1 - S^{\frac{1}{m}} \right]^m \right]^2 \quad \text{Glg. 2-30}$$

K_R relative Durchlässigkeit [-]

L Mualem-Parameter [-] (vereinfachend: $L = 0,50$)

m van-Genuchten-Parameter [-]

Der von Mualem (1976) entwickelte Ansatz wird häufig mit van Genuchten (1980) kombiniert, wobei die vereinfachte Beziehung in Glg. 2-12 verwendet wird. Dadurch ist eine geschlossene Schreibweise für die relative Durchlässigkeit möglich:

$$K_R = S^L \cdot \left[1 - \left[1 - S^{\frac{n}{n-1}} \right]^{1-\frac{1}{n}} \right]^2 \quad \text{Glg. 2-31}$$

Haverkamp u. Parlange (1986) entwickelten folgenden Ansatz:

$$K_R = \frac{A}{A + |\psi_m|^B} \quad \text{Glg. 2-32}$$

A, B Haverkamp-Parameter [-]

Die Eingangsparameter L und n für Glg. 2-31 streuen in den einzelnen Untersuchungen erheblich. Mualem (1976) hat anhand von 45 Bodenproben ermittelt, dass $L = 0,50$ angenommen werden kann. Andere Untersuchungen zeigten, dass L zwischen -8.73 und 100 streuen kann (, Yates et al. 1992, Schuh u. Cline 1990). Schaap u. Leij (2000) nehmen u. a. diese Streuung zum Anlass, um anhand der Daten von 235 Bodenproben, die Stellgrößen des van-Genuchten-Mualem-Modells α , L und n für unterschiedliche Bodenarten zu untersuchen. Eine theoretische Anwendung der

Durchlässigkeits-Sättigungs-Beziehung ist in Abb. 2-7 gegeben.

Die ungesättigte Durchlässigkeit eines Sandes mit unterschiedlichen Ton-Schluff-Anteilen wird z. B. in Chiu u. Shackelford (1998) untersucht. Sie widmen sich neben der Bestimmung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit auch ausführlich der Kalibrierung der Saugspannungsfunktion nach van Genuchten (1980) anhand gemessener Werte.

Leong u. Rahardjo (1997) geben eine Übersicht über existierende Ansätze zur Beschreibung der Sättigungsdurchlässigkeitsbeziehung und entwickeln eine auf der Gleichung nach Fredlund u. Xing (1994) für Saugspannungskurven basierende Pedotransferfunktion (PTF). Gleichzeitig zeigen sie, dass ihr Ansatz für die untersuchten, von Sand bis Ton reichenden Böden im Vergleich zu den Messdaten gute Werte erzeugt.

Für weitere Betrachtungen und nicht zuletzt der Notwendigkeit einer Zuordnung von festen Parametern für die Berechnungen mittels eines mathematisch-numerischen Modells wird aus bereits genannten Gründen (vgl. Abschnitt 2.3.3) das weit verbreitete und im verwendeten numerischen Strömungsmodell implementierte van-Genuchten-Mualem-Modell verwendet und den Anforderungen entsprechend folgendermaßen vereinfacht und modifiziert:

- $L = 0,50$: Vereinfachend wird angenommen, zumal die Stellparameter der van-Genuchten-Gleichung anhand mehrerer für die betrachteten Böden charakteristischer Werte für den Wassergehalt und die damit verbundene Saugspannung (θ_R , θ_S , θ_{FK}) kalibriert wurden (vgl. 4.5), dass die Streuung für L wesentlich geringer ausfällt, als teilweise in der Literatur belegt ist.
- Bezugswert für die relative Durchlässigkeit stellt die gesättigte Durchlässigkeit dar. Etwaige Lufteinschlüsse werden berücksichtigt, so dass stets $S < 1,0$ gilt, außer es handelt sich um körnige, eng gestufte, sehr durchlässige Böden, die z. B. als Dränelemente Verwendung finden, wo bei langsamer Beaufschlagung derartige Lufteinschlüsse nicht zu erwarten sind, jedoch zum Teil Turbulenzen, wenn der Drän relativ viel Sickerwasser abführen muss. Scheuermann u. Bieberstein (2006) beobachteten unterhalb der Sickerlinie einen nicht mit Wasser gefüllten Porenraum von bis zu 15%. Wie bereits in Abschnitt 2.3.2 erwähnt, kann für die Größe eines möglichen Lufteinschlusses angenommen werden, dass sie in etwa die Hälfte der Restfeuchte ent-

spricht.

- Ausgehend von Matrixspannung bzw. Bodensättigung werden die Durchlässigkeiten abgeschätzt. Die Hysterese wird im Folgenden sowohl bei den Saugspannungskurven und als auch bei den ungesättigten Durchlässigkeitsbeziehungen berücksichtigt.

Praktisch anwendbare Saugspannungskurven sowie die weiteren geohydraulischen Parameter mehrerer charakteristischer Bodenarten sind in Abschnitt 4.5 enthalten.

2.4.5 Anisotropie

Natürlich entstandene Böden und künstlich hergestellte Erdbauwerke weisen i. d. R. eine höhere horizontale als vertikale Durchlässigkeit auf (Werner u. Striegler 1973, Terzaghi 1925). Ausgedrückt wird die Anisotropie¹⁶ der Durchlässigkeit durch den Anisotropiefaktor A [-], der durch das Verhältnis von horizontaler zu vertikaler Durchlässigkeit gebildet wird:

$$A = \frac{k_h}{k_v} \qquad \text{Glg. 2-33}$$

Eine anisotrope Bodenschichtung entsteht dadurch, dass bei natürlicher Ablagerung von Schichten schon eine gering mächtige, relativ undurchlässige Schicht großen Einfluss auf die vertikale Durchlässigkeit hat. Horizontal bestimmen dagegen die durchlässigeren Schichten das Wassertransportvermögen. Bei der Verdichtung von Böden werden durch Entmischung oder ungleichmäßiger Verdichtung horizontal verlaufende Schichten gebildet.

Der Anisotropiefaktor kann nach Busch et al. (1993) Werte zwischen 2 und 10 annehmen (vgl. Kutzner 1996). Prinz (1997) gibt eine Spanne zwischen 2 und 30 an, Richwien (2001) bis zu 100. Besonders ausgeprägt ist das anisotrope Verhalten bei feinschichtigen Sedimenten und beim Vorhandensein von tonigen Zwischenschichten, die sich in einem natürlichen Ablagerungsprozess bilden können.

Der Anisotropiefaktor A (Glg. 2-33) kann mittels der Gleichungen für die vertikale

¹⁶ Als Anisotropie wird i. Allg. die Richtungsabhängigkeit einer Eigenschaft bezeichnet. Innerhalb dieser Arbeit wird mit Anisotropie durchwegs die Richtungsabhängigkeit der Durchlässigkeit bezeichnet (vgl. Prinz 1997).

und horizontale Durchlässigkeit (Glg. 2-15, Glg. 2-16) abgeschätzt werden. Beispielhaft ist dies in Abb. 2-12 für einen zweischichtigen Boden gezeigt. Hohe Anisotropiewerte sind für dieses Beispiel nur bei großen Durchlässigkeitsunterschieden der Schichten erreichbar (vgl. Abschnitt 4.5.2).

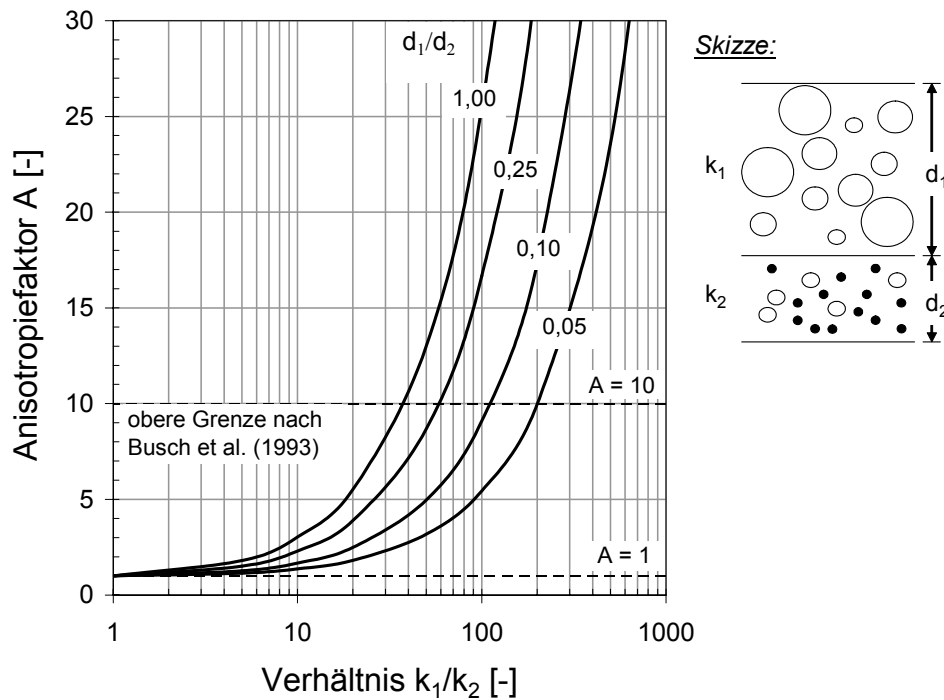


Abb. 2-12: Abschätzung des Anisotropiefaktors A eines zweischichtigen Bodens für unterschiedliche Quotienten der Durchlässigkeiten und Schichtdicken

Anzumerken verbleibt, dass bei hohen Anisotropiefaktoren $A \geq 100$ nicht mehr von einem anisotropen Boden ausgegangen werden kann, sondern von einem geschichteten Boden. Die Abschätzung der Durchsickerung erfolgt dann nicht mehr über den Anisotropiefaktor A , sondern über die separate Berücksichtigung und ggf. Modellierung der jeweiligen Schichten.

2.5 Wasserbewegung im Boden

2.5.1 Allgemeines

Wasserbewegung im Boden wird durch das Potentialgefälle ψ_H bzw. den hydraulischen Gradienten i verursacht. Verändern sich der Wassergehalt w , die Druckhöhe H oder die Sättigung S im betrachteten Bereich nicht, spricht man von stationären Verhältnissen, sonst von instationären Verhältnissen. Stationäre Verhältnisse und auch Verhältnisse, die in etwa stationären Verhältnissen entsprechen – im Folgen-

den als quasi-stationär bezeichnet – sind in der Deichbaupraxis selten anzutreffen. Ausnahmen sind große, ständig eingestaute Dammbauwerke, bei denen sich ändernde Randbedingungen, wie z. B. Regen, keinen Einfluss auf die Durchsickerungsverhältnisse ausüben. Auch Grundwasserbewegungen über lange Beobachtungszeiten können stationär sein (Scheffer et al. 1984). Spricht man bei Deichen von stationären Verhältnissen sind i. d. R. quasi-stationäre Verhältnisse gemeint. Für Vergleichszwecke ist es zur Festlegung von quasi-stationären Zuständen notwendig, ein Grenzkriterium in Form einer maximalen Veränderung in einem bestimmten Zeitintervall einzuführen.

So betrachtet, weisen temporär beanspruchte Hochwasserschutzdeiche stets instationäre Verhältnisse auf, da Evaporation, Wasseraufnahme durch Pflanzenwurzeln, Niederschlag, Versickerung und kapillaren Aufstieg die Wassergehalts- und Durchsickerungsverhältnisse im Deich ständig beeinflussen und verändern.

2.5.2 Gesetz von Darcy

Das Gesetz von DARCY sagt aus, dass in einem isotropen, porösen Medium die Filtergeschwindigkeit¹⁷ v_F proportional zum negativen Gradienten der Piezometerhöhe ist (Glg. 2-34, vgl. z. B. DIN 18130-1, Kinzelbach u. Rausch 1995):

$$k_F = \frac{v_F}{i} \quad \text{oder} \quad v_F = k_F \cdot i \quad \text{Glg. 2-34}$$

v_F Filtergeschwindigkeit [m/s]

i hydraulischer Gradient [-]

In vektorieller Schreibweise stellt sich das Gesetz von DARCY folgendermaßen dar:

$$\vec{v} = -k \cdot \text{grad}(h) = -k \cdot \text{grad}(\psi) \quad \text{Glg. 2-35}$$

Den Durchfluss Q [m³/s] durch ein Kontrollvolumen erhält man aus Glg. 2-34 durch

¹⁷ Die Filtergeschwindigkeit stellt eine mittlere Fließgeschwindigkeit dar. Davon zu unterscheiden ist die Porengeschwindigkeit als Abstandsgeschwindigkeit, welche die tatsächlich in den Poren auftretende Fließgeschwindigkeit darstellt (siehe Glg. 2-41).

die Multiplikation der durchströmten Fläche A [m^2]:

$$Q = v \cdot A = k \cdot i \cdot A$$

Glg. 2-36

Die Proportionalitätskonstante wird als Durchlässigkeitsbeiwert (k_F -Wert bzw. k_S -Wert) bezeichnet. Das Gesetz nach DARCY, sprich die lineare Abhängigkeit von Gefälle und Geschwindigkeit, unterliegt festen Gültigkeitsbedingungen (vgl. Busch et al. 1993, David 1998). Neben den Strömungsbedingungen hat auch die Viskosität des Wassers, also auch die Temperatur, Einfluss auf den k -Wert (David 1998).

Das Darcy-Gesetz gilt streng genommen nur in einem linearen Bereich, in dem der hydraulische Gradient und der Durchfluss voneinander linear abhängig sind und die Durchlässigkeit k_F konstant ist. Sobald Trägheits- und turbulente Reibungskräfte überhand nehmen, ist der postlineare Bereich erreicht. Das prälineare Stadium vor dem proportionalen Bereich ist gekennzeichnet durch die Dominanz von Haftkräften. Dadurch verliert Wasser seine Newton'schen Eigenschaften und es bedarf eines Anfangspotentialunterschieds $\Delta\psi > 0$, um Wasser zu bewegen (Abb. 2-13) (vgl. Bear 1979, Hillel 1980, Busch et al. 1993). Bear (1979) gibt als Gültigkeitsintervall des Darcy'schen Gesetzes eine Spanne der Reynoldszahl von $Re = 1 \div 10$ an. USBR (1986) ordnet $Re < 1$ dem laminaren und $Re > 12$ dem turbulenten Strömungsbereich zu. Dazwischen liegt der Übergangsbereich. Nagy u. Karadi (1961) fanden in ihren Untersuchungen einen anderen Zusammenhang. Danach tritt der laminare Strömungsbereich bei $Re < 5$, der Übergangsbereich in der Spanne $5 < Re < 200$ und der Turbulenzbereich bei $Re > 200$ auf (Müller 2006).

Fand et al. (1987) untersuchte Gültigkeitsgrenzen für unterschiedliche Strömungsbereiche ebenfalls anhand der Reynoldszahl Re . Für den oberen Bereich, d. h. für durchlässigere Böden mit teil- oder vollturbulenter Strömung gibt er eine Grenze von $Re = 2,3 \div 5$, David (1998) wiederum (vgl. Bear 1979) die Spanne von $Re = 1 \div 10$. Die einzelnen Strömungsbereiche sind verbunden durch kontinuierliche Übergangsbereiche, was dadurch unterstrichen wird, dass Fand et al. (1987) im Gegensatz zu den üblichen Unterscheidungen der Strömungsbereiche zusätzlich den Übergang zwischen linear und postlinear bzw. postlinear und (voll)turbulent eigens als Übergangsbereiche bezeichnet.

Der postlineare Bereich kann z. B. durch das Widerstandsverhalten nach Forchheimer (1901) beschrieben werden. Dabei wird in Abhängigkeit der Filtergeschwindigkeit v_F der hydraulische Gradient i verkleinert:

$$i = a \cdot v_F + b \cdot v_F^2$$

Glg. 2-37

a, b Anpassungsparameter [-]

Die weitere Bestimmung der Faktoren a und b nach Forchheimer (1901) ist z. B. in Dachler (1936) und Wang (2001) beschrieben.

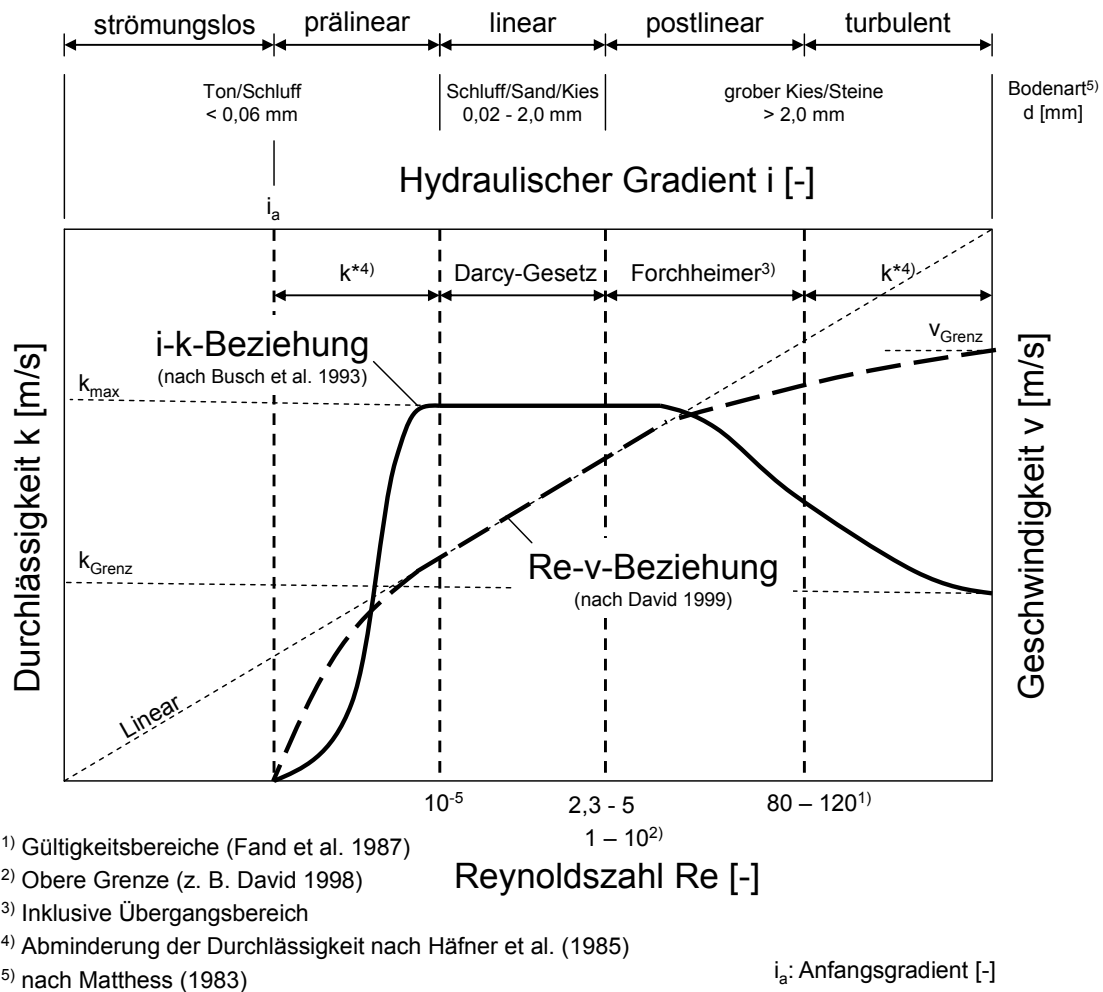


Abb. 2-13: Strömungsbereiche und Gültigkeit des Darcy-Gesetzes

Eine andere Darstellung des Gültigkeitsbereiches des Gesetzes von DARCY ist z. B. in Simmer (1994) (vgl. Mangels 2000) enthalten. Sie sagt aus, dass sich in Abhängigkeit der mittleren Korngröße und des hydraulischen Gradienten Ton im prälinearen und Kies im postlinearen Bereich befinden, während Schluffe und Sande weitgehend einen linearen Zusammenhang aufweisen.

Eine indirekte Art, die Abnahme der Filtergeschwindigkeit im prälinearen und postlinearen sowie turbulenten Bereich zu berücksichtigen, ist, eine abgeminderte

Durchlässigkeit k^* anzusetzen. Dies entspricht einer Verminderung der Filtergeschwindigkeit v_F und ist in einigen praktischen Anwendungen, wenn die tatsächlichen Kräfte und Fließgeschwindigkeiten in den Poren keine Rolle spielen, anwendbar.

Luckner u. Schestakow (1976) schlagen folgenden Ansatz für den prälinearen Bereich vor:

$$k^* = \frac{1}{1 + \alpha \cdot v_F} \cdot k \quad \text{Glg. 2-38}$$

Der Faktor α errechnet sich zu:

$$\alpha = \frac{0,3}{n^2} \cdot \sqrt{\frac{k}{v \cdot g}} \quad \text{Glg. 2-39}$$

Für den prälaminaeren Bereich kann auf Vorschlag von Busch et al. (1993) folgender Ansatz nach Häfner et al. (1985) verwendet werden, der durch Anpassung der α -Werte auch alle anderen Strömungsbereiche abdeckt:

$$k^* = k \cdot |\text{grad}(h)|^{\alpha-1} \quad \text{Glg. 2-40}$$

α Strömungsfaktor: $\alpha < 1$ (prälinear); $\alpha = 1$ (linear); $0,5 < \alpha < 1,0$ (postlinearer); $\alpha = 0,5$ (turbulent)

Ein einfacher Richtwert zur Beurteilung, ob Darcy an der oberen Grenze noch gültig ist, gibt z. B. Rössert (1999) durch Angabe einer Grenzfitergeschwindigkeit von $v_{F, \text{grenz}} < 3,0 \cdot 10^{-3}$ m/s. Weitere Ansätze zur Berücksichtigung der Turbulenz und der daraus notwendigen Abminderung des Durchlässigkeitsbeiwertes sind z. B. in Bear (1979) oder USBR (1987) enthalten.

Als Abstandsgeschwindigkeit v_a [m/s] oder Porengeschwindigkeit wird die tatsächliche Geschwindigkeit des Wassers in den Poren bezeichnet. Der Zusammenhang zwischen Filtergeschwindigkeit und Abstandsgeschwindigkeit wird über die effektive Porosität n_e [-] erhalten:

$$v_a = \frac{v_F}{n_e} \quad \text{Glg. 2-41}$$

Sie kann u. U. wichtig sein, um die tatsächlichen Strömungskräfte auf die Bodenmatrix zu ermitteln, um daraus Aussagen über mögliche hydrodynamische Boden deformationsvorgänge treffen zu können. Vernachlässigt wird in dieser Arbeit die Gewundenheit der Poren- bzw. Fließkanäle, die sog. Tortuosität T^* [-]:

$$T^* = \left(\frac{L_P}{x} \right)^2 \quad \text{Glg. 2-42}$$

L_P Länge des Porenkanals [m]

x Abstand bzw. horizontale Fließlänge [m]

Über die Tortuosität kann die in den Porenkanälen tatsächlich auftretende Fließgeschwindigkeit abgeschätzt werden. Busch et al. (1993) verweisen auf einen von CARMAN angegebenen Wert von $T^* = 2$. Bei Erosionsvorgängen spielt die tatsächliche Geschwindigkeit und die dadurch hervorgerufene Schubspannung eine Rolle. Im Gegensatz dazu ist bei der Betrachtung von Durchsickerungsvorgängen i. Allg. lediglich die Abstandsgeschwindigkeit v_a [m/s] (Glg. 2-41) von Interesse.

2.5.3 Eindimensionale, horizontale Strömungsausbreitung

Besitzt das Darcy-Gesetz Gültigkeit, kann unter Annahme von DUPUIT, dass das hydraulische Gefälle i in einem horizontal durchsickerten Erdkörper dem Quotienten dh/dx entspricht, folgende Gleichung für die Strömungsgeschwindigkeit des Wassers angegeben werden:

$$v_a = \frac{k_s \cdot i}{n_e} \quad \text{Glg. 2-43}$$

Die Ableitung des Weges nach der Zeit ist bekanntlich die Geschwindigkeit, woraus mit dem hydraulischen Gradienten

$$i = \frac{h}{x} \quad \text{Glg. 2-44}$$

durch Integration über Weg und Zeit

$$\int \frac{dx}{dt} = \frac{k_s}{n_e} \cdot h \rightarrow \frac{1 \cdot x^2}{2 \cdot t} = \frac{k_s}{n_e} \cdot h \quad \text{Glg. 2-45}$$

schließlich eine implizite Formel für die eindimensionale Ausbreitung der Durchsickerungsfront angeben werden kann:

$$x(t) = \sqrt{2 \cdot \frac{k_s}{n_e} \cdot h \cdot t} \quad \text{Glg. 2-46}$$

x horizontale Sickerwegstrecke [m]

k_s gesättigte Durchlässigkeit [m/s]

n_e effektive Porosität [-]

h Druckhöhe [mWS]

t Zeit [s]

Die Dauer t, in der die Durchsickerungstrecke x zurückgelegt wird, lässt sich durch einfache Umformung der Glg. 2-46 angeben:

$$t(x) = \frac{n_e \cdot x^2}{2 \cdot k \cdot h} \quad \text{Glg. 2-47}$$

2.5.4 Rohrströmung / Gesetz von HAGEN-POISEUILLE

Eine Besonderheit bei der Durchsickerung von Deichen stellen röhrenförmige Fehlstellen in Dichtungen oder generell in Böden dar. Wie in Abschnitt 2.4 erwähnt wurde, basiert ein Teil der theoretischen Ansätze zur mathematischen Bestimmung der Durchlässigkeit von Böden auf dem Gesetz von HAGEN-POISEUILLE, welches in folgender Gleichung angegeben ist und den Durchfluss durch eine zylinderförmige Säule beschreibt:

$$Q = \frac{\pi \cdot g \cdot d^4 \cdot I}{128 \cdot \nu} \quad \text{Glg. 2-48}$$

Q Durchfluss [m³/s]

- d Durchmesser des Zylinders [m]
- I Gefälle des Gesamtpotenzials [-]
- ν kinematische Zähigkeit [m^2/s] ($\nu = 1,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ für $T = 10^\circ\text{C}$)

Das Gesetz von HAGEN-POISEUILLE kann somit auch zur Simulation der erhöhten Durchsickerung von röhrenförmigen Hohlräumen, wie z. B. Fehlstellen durch Wurzeln oder Wühltiere, im Deich Verwendung finden (vgl. Abschnitt 3.5 und 3.6).

2.5.5 Mathematische Beschreibung der Strömung im Boden

Die Kontinuitätsgleichung für instationäre Strömungen sagt aus, dass in einem definierten Kontrollvolumen bei inkompressiblen Flüssigkeiten die Summe aller Geschwindigkeitsveränderungen gleich der Änderung des Wassergehaltes in der Zeiteinheit t ist (vgl. Scheffer et al. 1984):

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad \text{Glg. 2-49}$$

Aus der Kontinuitätsbedingung und dem Darcy-Gesetz wurde von Richards (1931) folgende Differentialgleichung für instationäre Strömungsvorgänge formuliert, die isotrope homogene Verhältnisse betrachtet ($k_{xx} = k_{yy} = k_{zz}$; $k_h = k_v$):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad \text{Glg. 2-50}$$

Für die gesättigte Zone (Sättigung $S \approx 1$) und eine richtungsunabhängige, einheitliche Durchlässigkeit k sowie stationäre Verhältnisse wird Glg. 2-50 zu der Differentialgleichung nach LAPLACE (vgl. z. B. Dachler 1936):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \nabla \nabla h = 0 \quad \text{Glg. 2-51}$$

Diese Differentialgleichung kann unter Vernachlässigung der ungesättigten Zone zur Abschätzung der Durchsickerungsverhältnisse in Deichen bei stationären Verhältnissen herangezogen werden.

Laut Bear (1979) kann bei der Behandlung von durchströmten Erdbauwerken die

Kompressibilität des Wassers κ_w [kN/m² bzw. Pa] vernachlässigt werden, so dass im Folgenden Wasser als ein inkompressibles Medium betrachtet wird.

2.6 Infiltration von Regen- und Oberflächenwasser (Bodenwasserhaushalt)

2.6.1 Allgemeines

Der Wasserhaushalt von Deichen hängt von vielen Parametern ab. In dieser Arbeit werden in erster Linie die Niederschläge und der Einstau betrachtet. Der zeitliche Fokus ist hierbei auf das Hochwasser selbst und die Wochen davor gerichtet. Da auch Niederschläge und die damit verbundenen Hochwasser und deren Abfolge zeitlich nicht exakt festgelegt werden können, handelt es sich im Rahmen dieser Arbeit um eine grobe Abschätzung (vgl. Abschnitt 4.2).

Die Sättigung des Deichkörpers wie auch das Infiltrationsverhalten ist im Winter und Sommer bzw. Frühjahr unterschiedlich. Bei einer ausreichend mächtigen Schneedecke im Winter werden Vorregenereignisse oberflächlich in die Vorfluter geleitet, während im Sommer die Niederschläge infiltrieren oder teilweise nach Schmierschichtbildung an der Oberfläche abfließen. Bei geneigten Flächen tritt zu den üblichen Komponenten der Wasserbilanz noch der Oberflächenabfluss auf (Frinken 2003).

Die Oberflächen von Deichböschungen bestehen i. d. R. aus Vegetationsdecken, die eine mit dem entsprechenden Bewuchs durchwurzelte Oberbodenschicht darstellt. Außer bei Magerrasenflächen, die eher auf der Landseite zum Einsatz kommen, unterscheidet sich das Bodenmaterial der Vegetationsdecke von dem des Deichkörpers (siehe Abschnitt 3.5.5). Die Krone und der dort befindliche Wegaufbau können unterschiedlich ausgebildet sein. Je nach Nutzung des Kronenwegs können gebundene Asphaltdecken für Straßen des öffentlichen Verkehrs ebenso zum Einsatz kommen wie z. B. hydraulische gebundene Tragschichten aus Kies für Deichwege mit geringen Nutzungsansprüchen (vgl. Abschnitt 3.3.2.1 und 3.3.2.3). Dementsprechend müssten bei der Betrachtung der Infiltration von Regenwasser in den Deich Böschungen mit großen Neigungen und flache Bereiche wie Kronen- oder Bermenwege unterschieden werden.

Durch Infiltration von Regenwasser verändern sich die Sättigungsverhältnisse im Deich. Wird das Regenereignis durch ein Hochwasserereignis mit Einstau des Deiches überlagert, wird die Durchsickerung des Deiches i. Allg. verstärkt. Eine quantitative Aussage, inwiefern Regenereignisse vor dem Hochwasser oder während des

Hochwassers den Durchsickerungsverlauf beeinflussen, hängt von vielerlei Faktoren ab. Wesentlichen Einfluss haben dabei die Intensität des Regenereignisses, die Durchlässigkeit und Ausgangssättigung des Deiches, der Deichaufbau und die Beschaffenheit der Deichoberfläche. Bewuchs kann die Infiltration verstärken, während unbewachsene, brach liegende Deichböschungen verschlammten können, was die Infiltration entscheidend behindern kann. Eine gleichmäßige Infiltration ist nach Kuntze et al. (1994) nur auf bewachsenen Böden möglich.

2.6.2 Komponenten des Wasserhaushalts

Für ebene Flächen gilt folgende Wasserhaushaltsgleichung (vgl. DVWK 238/1996, DGGT GDA E 2-30/2003):

$$N = V + A = ET_a + A \quad \text{Glg. 2-52}$$

N Niederschlag [mm]

V Verdunstung [mm]

A Abfluss [mm]

ET_a tatsächliche Evapotranspiration¹⁸ [mm]

Der Abfluss bei geneigten Flächen kann unterteilt werden in den unterirdischen Abfluss A_u [mm] und oberflächigen Abfluss A_o [mm], was die Wasserhaushaltsgleichung aus Glg. 2-52 in folgender Weise verändert:

$$N = ET_a + A_o + A_u \quad \text{Glg. 2-53}$$

Falls kein Bewuchs vorhanden ist, wie an Deichwegen, tritt anstelle der realen bzw. tatsächlichen Evapotranspiration die reale Evaporation E_a [mm]:

$$N = E_a + A_o + A_u \quad \text{Glg. 2-54}$$

Vereinfachend werden im Folgenden nur noch Glg. 2-53 bzw. Glg. 2-54 näher betrachtet.

¹⁸ Summe von Evaporation und Transpiration, d. h. von Bodenverdunstung, Interzeptionsverdunstung und Transpiration

2.6.3 Niederschlag

Dominierende Eingangsgröße für Wasserhaushaltsmodelle ist der Niederschlag. Die Größe und Dauer der für die weiteren Berechnungen verwendeten Niederschläge sind in Abschnitt 4.2 erläutert.

2.6.4 Tatsächliche Evapotranspiration

Die Evapotranspiration ist die Summe unterschiedlicher Verdunstungsprozesse und kann durch folgende Gleichung beschrieben werden (DVWK 238/1996):

$$ET_a = E_a + E_i + T_a \quad \text{Glg. 2-55}$$

ET_a tatsächliche Evapotranspiration [mm]

E_a Evaporation¹⁹ [mm]

E_i Interzeptionsverdunstung²⁰ [mm]

T_a Transpiration²¹ [mm]

In DIN 19685/1997 sind das PENMAN-MONTEITH-Verfahren sowie das Verfahren nach HAUDE zur Berechnung der realen Evapotranspiration beschrieben (vgl. DVWK 238/1996). Die potentielle Evapotranspiration ET_p oder Referenzverdunstung ET_r nach PENMAN-MONTEITH muss aufgrund der standortspezifischen Bodenfeuchte und Verdunstungswiderstände in die reale, tatsächliche Evapotranspiration ET_a [mm] umgerechnet werden (vgl. DIN 19685/1997). Die Gleichungen zur Ermittlung von ET_a können den jeweiligen Literaturstellen entnommen werden. Auf eine ausführliche Beschreibung wird in dieser Arbeit verzichtet.

Wendet man beide eben erwähnten Verfahren von PENMAN-MONETEITH und

¹⁹ Mit Evaporation werden die Verdunstung auf der unbewachsenen Erdoberfläche (Bodenverdunstung, Schneeverdunstung, Eisverdunstung) und der auf den Pflanzenoberflächen zurückgehaltene Niederschlag bezeichnet (DVWK 238/1996).

²⁰ Als Interzeptionsverdunstung wird der Teil der Verdunstung bezeichnet, der auf Pflanzen zurückgehalten wird und auf diesen wieder verdunstet (DVWK 238/1996)

²¹ Mit Transpiration wird die Verdunstung von Pflanzenoberflächen aufgrund biotischer Prozesse bezeichnet (s. o.).

HAUDE auf bayerische Verhältnisse an, so ergeben sich für die Hochwasser gefährdeten Monate die in Abb. 2-14 dargestellten realen Evapotranspirationsraten ET_a [mm/d]. Die Werte für die tägliche, reale Evapotranspiration ET_a bewegen sich zwischen 2,7 mm/d im August und 1,0 mm/d im Januar und Dezember. Vergleichende Betrachtungen von Beispielen aus DVWK 238/1996 zeigen eine zufrieden stellende Genauigkeit der berechneten Werte, so dass auf die Anwendung aufwendigerer Verfahren verzichtet werden kann.

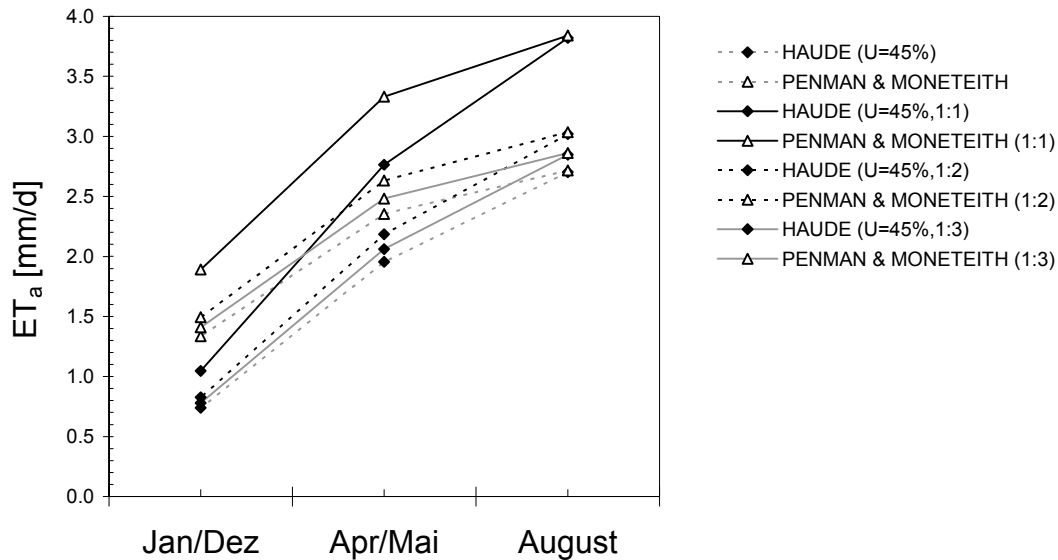


Abb. 2-14: Evapotranspirationsrate ET_a [mm/d] von mit Gras bewachsenen Flächen für bayerische Verhältnisse für unterschiedliche Neigungen und Jahreszeiten

Für geneigte Flächen erhöht sich ET_a aufgrund der geometrischen Verhältnisse folgendermaßen:

$$ET_{a, \text{Hang}} = ET_p \cdot \frac{1}{\cos(\alpha)} \quad \text{Glg. 2-56}$$

Auch für den annähernd horizontalen, unbewachsenen Kronenweg wird vereinfachend eine mittlere Evapotranspiration von $ET_a = 2,5$ mm/d angesetzt, da bei den betrachteten, teilweise starken Niederschlägen $ET_a > 100$ mm/d einen sehr geringen Anteil < 5 % der Niederschlagshöhe einnimmt und deshalb die Auswirkungen auf den Wasserhaushalt im Deich gering sein werden.

Vereinfachend wurden für bayerische Verhältnisse die in folgender Tab. 2-4 zusammengefassten Klimadaten zur Berechnung von ET_a verwendet:

Tab. 2-4: Verwendete Klimadaten für bayerische Verhältnisse

	Dez/Jan	Apr/Mai	Aug
Relative Luftfeuchte U [%]	85	75	70
Mittlere Temperatur T_m [°C]	0	10	20
Sonnenstunden S [h/d]	2	6	8

2.6.5 Oberflächiger Abfluss

Die ermittelten Niederschlagsintensitäten (siehe Abschnitt 2.6.6) sind i. Allg. viel geringer als die Durchlässigkeit einer Grasnarbe (siehe Abschnitt 3.5). Die in der Literatur oftmals erwähnte Verschlämmung (vgl. Scheuermann 2005) trägt beispielsweise dadurch zum Oberflächenabfluss bei, dass die aggregierend wirkenden Wassermenisken an der Oberfläche bei Sättigung verschwinden und sich ein Boden-Wasser-Film an der Oberfläche einstellt (Scheffer et al. 1984). Bei bewachsenen Flächen ist dieser Effekt durch die Wirkungsweise der vorherrschenden Boden-Wurzelmatrix nicht so stark ausgeprägt, als dies bei brach liegenden Bodenflächen der Fall ist. Weingart (2006) schlägt vor, bei begrünten Flächen einen Abflusskoeffizienten von $\psi = 0,5$ anzunehmen. Für Deichwege mit Oberbau kann mit einer Reduktion des für den Wassertransport verfügbaren Porenraumes aufgrund von Luft-einschlüssen von 50% gerechnet werden.

Reddi (2003) gibt für große Gefälle und für mit Gras bewachsene Flächen einen Abflusskoeffizienten von $\psi = 0,3$ an. Für schwach geneigte Flächen ($I < 2\%$) ohne nennenswerte Vegetation ist nach Reddi (2003) der Abflusskoeffizient $\psi = 0,6$. Brechtel u. Hammes (1985) geben eine Spanne für den Oberflächenabfluss von ca. 5% bis 80% der Berechnungsmenge an. Der oberflächige Abfluss nimmt von mit Mischwald bewachsenen Böden bis hin zu Anbruchflächen ohne Vegetation zu.

Eine weitere Möglichkeit der Bestimmung des Oberflächenabfluss ist das Curve-Number-Modell, das vom Soil-Conservation-Sevice in den USA entwickelt wurde. Dieses Verfahren ist als SCS-Verfahren in Deutschland bekannt und in DVWK 113/1984 beschrieben. Eine Abschätzung mit einem CN-Wert = 58 bzw. 71 für Dauerwiesen auf relativ durchlässigen und undurchlässigen Böden zeigt, dass in etwa ähnliche Ergebnisse erreicht werden, wie bei konstantem Abflussbeiwert (vgl. Abb. 2-15).

Vereinfachend wird aufgrund der betrachteten Größen des Oberflächenabfluss angenommen, dass er 50% der Niederschlagsmenge abzüglich der Evapotranspiration beträgt.

2.6.6 Infiltrationsrate und unterirdischer Abfluss

Für den betrachteten Fall der Infiltration von Deichen an Fließgewässern wird nicht unterschieden in Zwischenabfluss und unterirdischen Abfluss. Die Infiltration wird mit einer pauschalen Evapotranspirationsrate von $ET_a = 2,5 \text{ mm/d}$ angesetzt. Dabei wird angenommen, dass 50% des Niederschlags abzüglich der Evapotranspiration in den Deichkörper infiltriert. 50% des Niederschlags wird an den mit Gras bewachsenen Böschungen (Neigungen von 1:1 bis 1:3) oberflächlich abgeleitet. Die aus diesen Betrachtungen resultierende Infiltration kann nachstehender Abb. 2-15 entnommen werden.

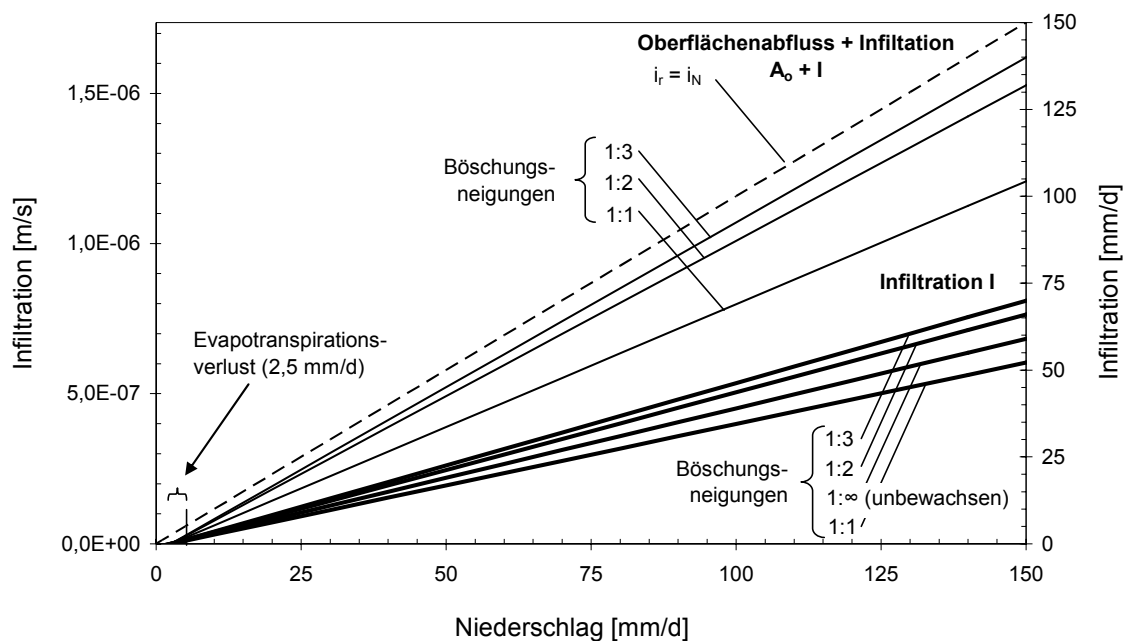


Abb. 2-15: Infiltration [m/s] und [mm/d] für bewachsene Deichflächen

Anhaltswerte für die Infiltrationskapazität unterschiedlicher Böden sind in Brechtel u. Hammes (1985) zu finden. Danach erhöht sich die Infiltration von 1 mm/h bei Tonen bis zu 12 mm/h bei Sanden ohne Berücksichtigung der Vegetation.

Im Zuge der Durchführung eigener Durchsickerungs- und Infiltrationsversuche an einem Modelldeich, der in Kapitel 5 genauer beschrieben wird, wurde darauf geachtet, dass keine direkte Sonneneinstrahlung auftritt. Deshalb und da die abgeschätzten Evapotranspirationsraten sehr gering sind, wird im Folgenden auf eine Berücksichtigung von ET_a verzichtet. Weiter konnte anhand der Ergebnisse der Modellversuche nicht erfasst werden, welcher Anteil oberflächlich auf der Deichböschung abfloss und welcher infiltrierte. Es konnte jedoch ermittelt werden, dass beim betrachteten Deichsystem in etwa 20% der Gesamtniederschlagsmenge im Deich verblei-

ben und somit zur Erhöhung der Sättigung beitragen (siehe Abschnitt 5.6.3).

Weitere Überlegungen zur Infiltration von Regenwasser in Deichen sind in Abschnitt 4.6 enthalten.

3 Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern

3.1 Historische Entwicklung von Hochwasserschutzdeichen

Nachdem sich die ersten Siedlungen auf den Anhöhen in den Flussniederungen nahe zum Gewässer niedergelassen hatten, begannen die Menschen, die nährstoffreichen Talauen als Weide- und Ackerland zu nutzen. Durch die Errichtung von einfachen Erdwällen schützten sie Ernte und Vieh vor Hochwassern. Die Bauwerkssicherheit war aufgrund der mangelnden Bautechnik mit den heutigen Richtlinien nicht zu vergleichen. Dies und fehlende Werkzeuge zur hydrologischen und hydraulischen Abschätzung von Abflüssen hatten ein häufiges Brechen der Deiche zur Folge. Als Bemessungshochwasserstand diente häufig das größte bekannte Hochwasser (HHW) oder ein gerade eingetretenes Hochwasser (HW). Deichbruchstellen wurden nicht selten mittels neuer Deiche geschlossen, die der Einfachheit halber entlang der entstandenen Kolke geführt wurden, was unregelmäßige Deichlinien zur Folge hatte.

Hochwasserschutz an Flüssen durch Deichbau lässt sich bis in das frühe Mittelalter zurückführen. Erste Deichbauten, meist Ringdeiche bzw. Erdverwallung für den Schutz einzelner Objekte, errichteten holländische Siedler in Deutschland am Niederrhein vereinzelt seit dem 9. Jahrhundert und verstärkt im 12. Jahrhundert an der Elbe (Schmidt 2000). Größere, zusammenhängende Deichanlagen waren fortan am Unterlauf des Rheins und der Maas in Holland sowie seit dem 13. Jahrhundert im Weichseldelta zu finden (Ehlers u. Winkel 1947). An der Oder z. B. in der Nähe von Frankfurt waren im Jahre 1348 Deiche nachweislich vorhanden. Der älteste Banndeich (Haupt-/Volldeich) stammt aus dem Jahr 1350 und liegt am Niederrhein zwischen Kleve und Nijmegen (Schmidt 2000). In den folgenden Jahrhunderten fanden u. a. an Elbe, Rhein und Oder größere Bauaktivitäten statt. Zugleich bildeten sich an besagten Gewässern Deichverbände als Selbsthilfegemeinschaften, da die damalige Obrigkeit dem Hochwasserschutz nicht immer die notwendige Aufmerksamkeit schenkte. Die ersten Deichverbände entstanden in Niedersachsen im 15. Jahrhundert. Im preußischen Deichamtsgesetz wurden die Deichverbände erstmals 1860 rechtlich verankert. Die Wichtigkeit des Deichbaus für den Hochwasserschutz wird auch dadurch dokumentiert, dass noch vor der Bildung der Deichverbände erste Deichreglements bzw. Deichordnungen wahrscheinlich bereits im 14. Jahrhundert und nachweislich seit 1436 bestanden haben und bis heute immer wieder erneuert wurden (Schmidt 2000).

In diesen Deichordnungen sind Hinweise zur baulichen Gestaltung der Deiche enthalten. So auch in der „Teich- und Uferordnung für die Lebusische Niederung an der Oder“ von M. F. Creutz aus dem Jahre 1717. In dieser Zeit entstanden ebenfalls bemerkenswerte Fachbücher zum Wasserbau mit Ausarbeitungen zum Deichbau. So erschien z. B. im Jahre 1724 ein Buch mit dem Titel „Schau-Platz der Wasser-Bau-Kunst“ von Jacob Leupold, einem Naturwissenschaftler, das den Bau, die Unterhaltung und die Ertüchtigung von Flussdeichen behandelte (Weiß 2003).

Im Kielwasser des Aufschwungs der Naturwissenschaften nach dem Mittelalter und angetrieben durch das Zeitalter der Aufklärung im 18. Jahrhundert erlebte der Wasserbau und auch der Deichbau eine Blütezeit. Die flussbaulichen Maßnahmen Deutschlands und auch der Deichbau erreichten ihren historischen Höhepunkt in der Rheinkorrektur, welche zum Großteil von J. G. Tulla (1770 – 1828) auf den Weg gebracht wurde. Der Deichbau wurde seitdem zunehmend ausgedehnt. Hauptaugenmerk wurde im 20. Jahrhundert auf den Schutz besiedelter Bereiche gelegt. Die Schaffung von Nutzflächen trat in den Hintergrund. Bestehende Deichanlagen wurden bis heute durch entsprechende Maßnahmen immer wieder an die aktuellen technischen Richtlinien bzw. einen höheren Wasserstand angepasst, wie Hahn-Weißhaupt u. Trömel (2003) an einem Oderdeich feststellen konnten. Nicht zuletzt aufgrund der Schäden an den Deichen während vergangener Hochwasserereignisse in Deutschland und der rechtlichen Vorgaben, natürlichen Retentionsraum zu erhalten oder zu schaffen, werden zurzeit weniger Deiche neu gebaut als ertüchtigt.

Die ersten Deichbauten glichen aufgrund ihrer Bauweise, bei der u. a. Flechtzäune verwendet wurden, und der dadurch möglichen, steilen Böschungen mit Erde gefüllten Mauern. Das Erdmaterial für diese Verwallungen wurde deichnah gefördert. Dementsprechend konnten Deiche aus dem Frühmittelalter aus verschiedensten Materialien aufgebaut sein. Die Erfahrungen der unzähligen Deichbrüche und der anschließend notwendigen Anpassungsmaßnahmen, die meist aufgrund des Auftretens eines Hochwassers mit höherem Wasserstand Aufhöhungen darstellten, schlugen sich in der technischen Gestaltung des Deichquerschnitts der jeweiligen Zeitalter nieder (Abb. 3-1).

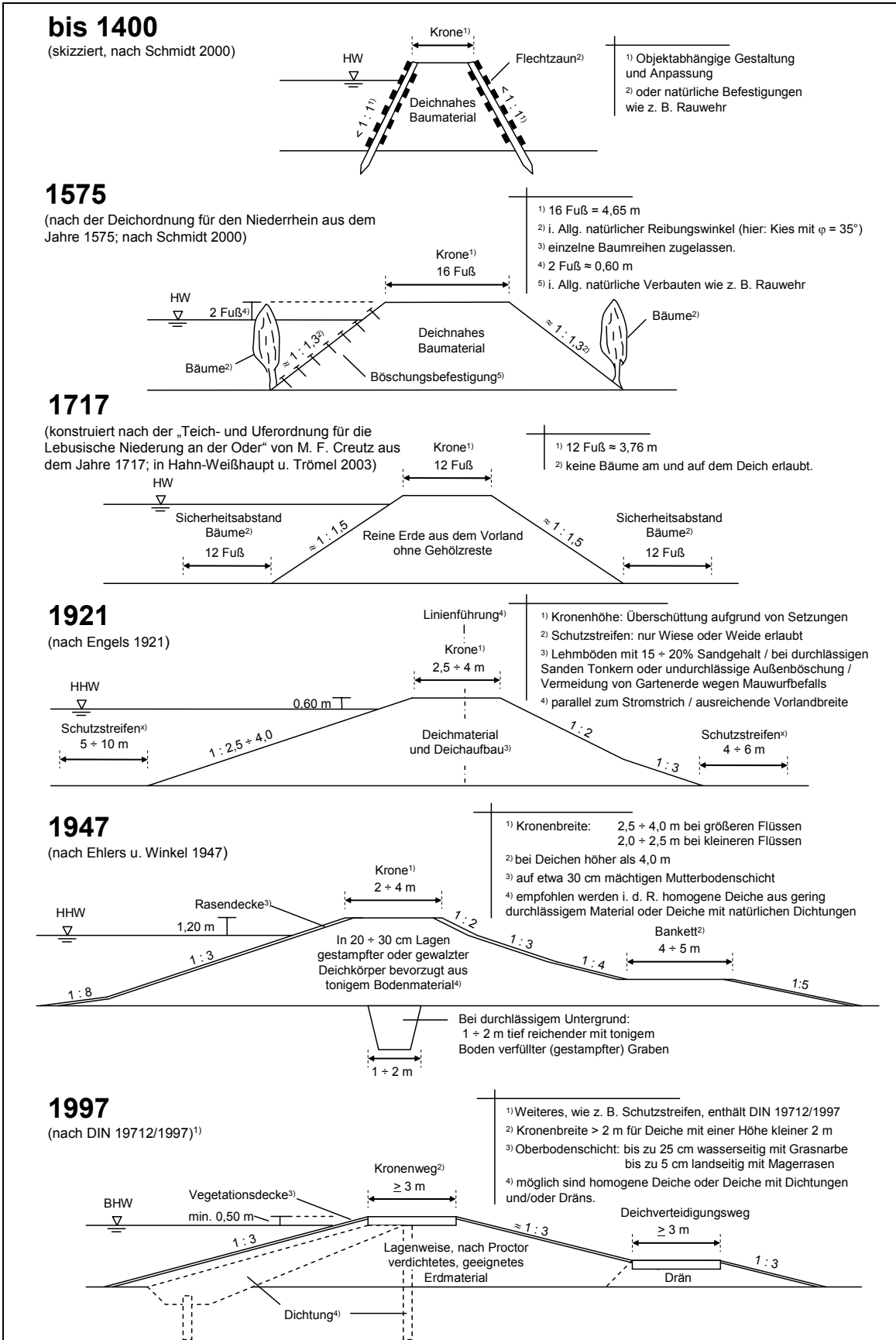


Abb. 3-1: Deichbauten vom Mittelalter bis heute

Im Laufe der Entwicklung wurde ein Mindestmaß der Kronenbreite vorgeschrieben. Die Deichböschungen wurden mit der Zeit flacher angelegt. Gehölzbewuchs wurde hingegen der Anfänge ab dem 18. Jahrhundert mehr und mehr eingeschränkt. War anfangs noch die unmittelbare Nähe des Deichmaterials entscheidend, wurde später erkannt, dass die Wahl und schließlich auch der Einbau mit entsprechender Verdichtungsarbeit für die Deichstandsicherheit wesentlich sind. Deshalb wurden mit der laufenden Fortentwicklung des Erdbaus und der Verdichtungstechnik auch die dahingehenden Spezifikationen in den Regelwerken aufgenommen.

Waren bis vor wenigen Jahrzehnten Deiche grundsätzlich aus natürlichen Böden geschüttete Erdbauwerke, finden heutzutage immer mehr künstliche Baumaterialien Anwendung. Dichtungen, wie z. B. Spund- oder Erdbetonwände, oder Geokunststoffe, wie z. B. Geogitter oder Vliese, werden immer häufiger zur Erhöhung der Bauwerkssicherheit eingesetzt.

Der Deichbau in Bayern entwickelte sich anders und später als im Rest Deutschlands, obwohl die Donau zu den von Hochwasser am häufigsten frequentierten Flüssen Europas zählt und zählte. Berichte von „katastrophalen“ Hochwasserereignissen existieren bereits aus dem Jahr 1012 (LfW BY 1998). Deichbauaktivitäten fanden vor 1850 praktisch nicht statt (Abb. 3-2). Gemeinschaftliche Zusammenschlüsse zu Deichverbänden gab es ebenfalls nie.

Das hatte, sieht man von den Schäden und zahlreichen Todesopfer infolge Hochwassers seit Anfang der Hochwasserdokumentation ab, auch positive Aspekte für die bayrischen Deiche. Die nun teilweise schon 100 Jahre alten Deiche wurden nach relativ modernen Deichbaurichtlinien errichtet. Die Deichhöhe konnte bereits anhand zahlreicher dokumentierter Hochwasserereignisse relativ hoch abgeschätzt werden. Kritisch unterdimensionierte, mittelalterliche Erdverwallungen sind in Bayern i. d. R. nicht aufzufinden. Diese „Altdeiche“ erfüllen in Bayern u. U. bei kleineren Hochwasserereignissen immer noch ihren Zweck, auch wenn sie nach Norm nicht standsicher sind. Die Anpassung an die allgemein anerkannten Regeln der Technik (a .a. R. d. T.) ist, wenn auch ein bestimmtes Schadenspotential vorhanden ist, dringend notwendig.

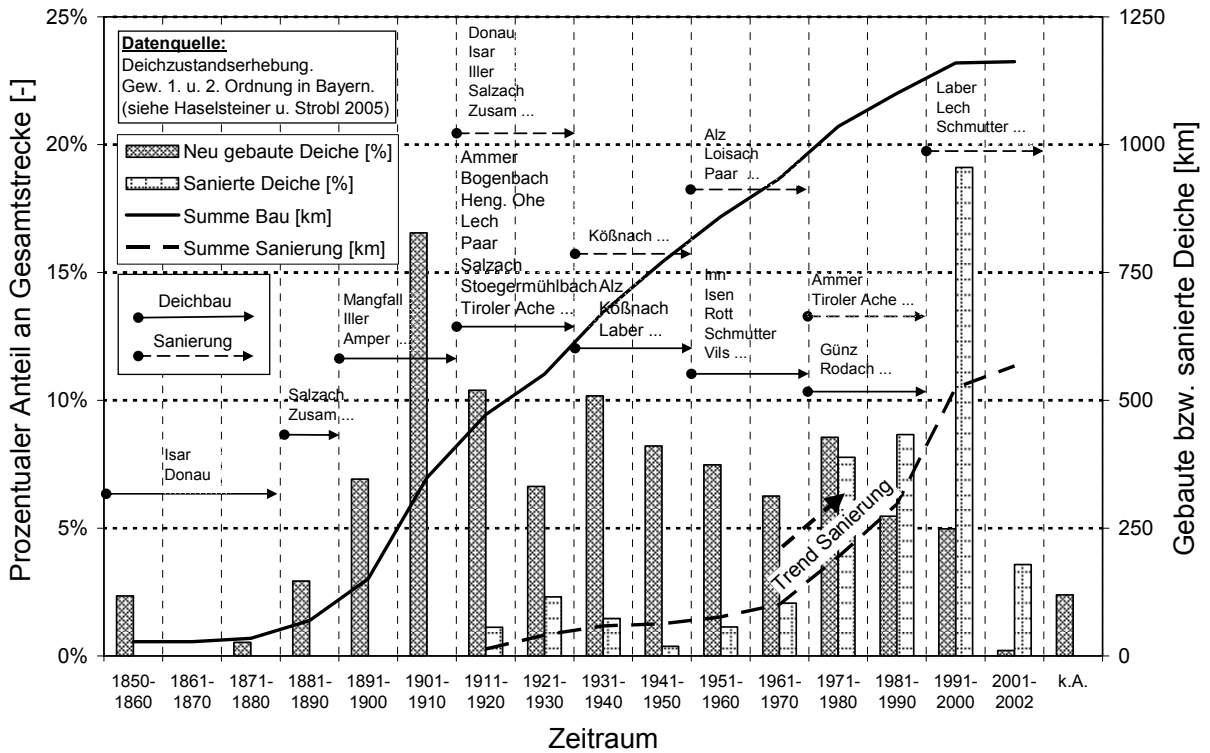


Abb. 3-2: Deichbau- und Deichsanierungstätigkeit in Bayern

Heute bestehende Hochwasserschutzdeiche in Bayern an Gewässern 1. und 2. Ordnung sind Mitte des 19. Jahrhunderts nachweislich an der Isar im Stadtbereich Münchens und an der Donau in der Nähe von Ingolstadt und etwas später bei Deggendorf errichtet worden. Die Baumaßnahmen vor 1850 an der Donau, vor allem Durchstiche, hatten vielmehr den Zweck die Donau als Schifffahrtsstraße auszubauen (Schmidt 2000). Verstärkt setzte der Bau von Deichen Anfang des 20. Jahrhunderts im Süden Bayerns ein (Abb. 3-2). Am Main fanden flussbauliche Maßnahmen sowie Deichbau nur in geringem Maße statt (Lfw BY 1998). Die

Gesamtdreichstrecke*: 1.191 km (Gew. 1. u. 2. Ordnung)

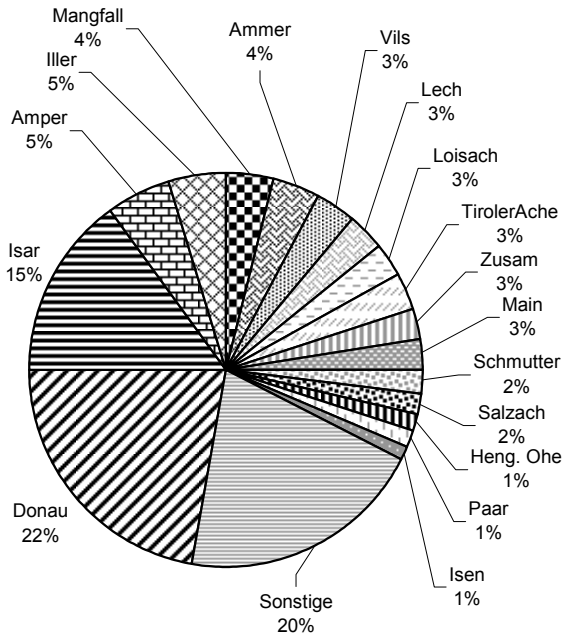


Abb. 3-3: Prozentuale Verteilung der Deichstrecken auf die größeren bayrischen Gewässer

Erweiterung der Deichstrecken wurde kontinuierlich bis heute fortgeführt. Die Verteilung der Deichstrecken auf die größeren Gewässer in Bayern ist in Abb. 3-3 dargestellt. Knapp 50% der 1.191 km Deichstrecken an o. g. Gewässern in Bayern sind bereits in der Vergangenheit saniert worden. Sanierungsaktivitäten setzten Anfang des 20. Jahrhundert ein und nehmen bis heute stetig zu, was zum einen am mangelhaften Zustand der Deiche und zum anderen an den fortentwickelten Baurichtlinien liegt.

Die bayerische Wasserwirtschaftsverwaltung startete bereits vor einigen Jahren das Aktionsprogramm 2020 (StMLU BY 2002), infolge dessen der Großteil bayrischer sanierungsbedürftiger Deiche den allgemein anerkannten Regeln der Technik entsprechend ertüchtigt werden sollen. Im Mittelpunkt dieser Aktivitäten werden weiterhin aufgrund der vorhandenen Deichstrecken vor allem Donau und Isar stehen.

Deiche werden aufgrund ihrer oft geringen Ausmaße und großen Längserstreckung von den vielen Umwelteinflüssen, wie z. B. Sonne, Frost, Regen, Tiere und anthropogener Tätigkeit, in höherem Maße beeinflusst als große Talsperrendämme, die zudem einer ständigen lückenlosen Überwachung unterliegen und regelmäßig sicherheitstechnisch überprüft werden. Die stetige Alterung der Deiche und begrenzte Finanzmittel lassen den Schluss zu, dass es sich beim Bau von Deichen und deren Ertüchtigung sowie Unterhaltung um eine Sisyphosarbeit handelt. Derartige Aufgaben sollte man natürlich positiv gestimmt angehen, so wie auch A. Camus in „Le Mythe de Sisyphe“ mit einem positiven Resümee schließt: *„Wir müssen uns Sisyphos als einen glücklichen Menschen vorstellen.“* (Camus 1942)

3.2 Definition und existierende Regelwerke

Hochwasserschutzdeiche sind *„Dämme aus Erd- und Baustoffen an Fließgewässern zum Schutz des Hinterlandes gegen Hochwasser, die im Gegensatz zu Stauhaltungsdämmen nur bei Hochwasser beansprucht werden.“* (DIN 19712/1997)

DIN 19712/1997 *„gilt für Neubau, Sanierung, Unterhaltung, Überwachung und Verteidigung von Flussdeichen ohne Tideeinfluss.“* Folgende Ausführungen behandeln ausschließlich Hochwasserschutzdeiche nach DIN 19712. Aufgrund der Ähnlichkeiten zu Stauhaltungsdämmen (vgl. DIN 19700-13/2004) und Hochwasserrückhaltebecken (vgl. DIN 19700-12/2004) aber auch generell zu Dammbauten, die zu den Talsperren nach DIN 19700-11/2004 zählen, ist die Übertragbarkeit von Erkenntnissen in andere Anwendungsbereiche selbstverständlich möglich.

Die Existenz eines normatives Regelwerks speziell für Deiche, die DIN 19712/1997, unterstreicht die besondere Stellung von Hochwasserschutzdeichen in Deutschland und zeigt, dass trotz zahlreicher, existierender Normen zum Damm- und Erdbau, eine zu Talsperren (DIN 19700/2004) oder ähnlichen Hochwasserschutzbauwerken, wie z. B. zu Küstendünen (vgl. DIN 19657/1973), analoge Bemessung anhand ähnlicher Betrachtungsweisen nicht zur Gänze möglich ist. Vielmehr das Gegenteil ist der Fall, dass andere Normen, siehe z. B. DIN 19700-13/2004, und Regelwerke, siehe z. B. BAW MSD (2005), mit Vorliebe auf DIN 19712/1997 verweisen, da dort technische Fragestellungen geregelt werden, deren Gültigkeit über den Deichbereich hinausreicht.

Bereits in den 70er Jahren des 20. Jahrhundert führte die Notwendigkeit, Regeln speziell für den Deichbau zu erlassen, dazu, dass die damalige Deutsche Demokratische Republik die technische Normenreihe TGL 28721 Teil 1 bis 5 für Flussdeiche einführt. Einige Jahre zuvor, im Jahre 1971, hatte der Deutsche Verband für Wasserwirtschaft e. V. (ehemals: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau (DVWK); heute: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA)), in Zusammenarbeit mit der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. (DGEG) und der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) bereits „Empfehlungen für Flussdeiche“ herausgegeben (DVWW 1971).

Aus diesen Empfehlungen entstand 1986 das Merkblatt „Flussdeiche“ des DVWK-Verbandes (DVWK 210/1986), das einige Jahre später als Basisdokument für die DIN 19712/1997 fungierte. Zum Großteil finden sich die Inhalte der TGL 28721 in DIN 19712/1997 wieder. Einige bis heute noch kontrovers diskutierte Punkte hingegen waren in den TGL fest integriert und wurden in DIN 19712 nur am Rande behandelt, wie z. B. der Einsatz von geophysikalischen Methoden bei der Erkundung von Deich und Untergrund. Beide Regelwerke, die DIN 19712 und das DVWK-Merkblatt 210, befinden sich zurzeit in Überarbeitung.

Weitere Regelwerke sind außerhalb des deutschsprachigen Raumes zu finden. Neben den technischen Richtlinien für Flussdeiche in Holland (TAW²² 1991) sei hier noch das entsprechende Regelwerk aus den Vereinigten Staaten (USACE²³ EM 2000a) und weitere technische Regelwerke und Fachbücher wie z. B. Kutzner

²² TAW: Technical Advisory Committee for Flood Defence (Holland)

²³ USACE: United States Army Corps of Engineers

(1996), Pilarczyk (1998) und USBR²⁴ (1987) erwähnt. Aus Großbritannien ist dem Autor jedoch kein entsprechendes normatives Regelwerk innerhalb der „British Standards“ bekannt, das sich mit speziell mit Flussdeichen beschäftigt. Es existieren jedoch einige technische Berichte zu diesem Thema, wie z. B. EA²⁵ W35 (1996).

3.3 Anforderungen an Deichquerschnitt / -aufbau

3.3.1 Allgemeines

„Die Standsicherheit kann mit einem Deich aus homogenem Material erreicht werden.“ (DIN 19712/1997) Daraus wird klar, dass Deiche durchaus homogen aufgebaut sein können. Sie können aber auch mit Drän und/oder mit Dichtung ausgebildet werden. Das Sicherheitsdenken bei allen vier Formen des Deichquerschnittes (Abb. 3-3) ist dasselbe. Der Deich muss den Bemessungsbelastungen dauerhaft ohne Schaden standhalten.

Aufgrund ständig wechselnder Randbedingungen wie z. B. der Untergrundverhältnisse oder anstehender Bebauung muss der Deich durch Veränderungen in der Trassierung und am Querschnitt abschnittsweise entsprechend angepasst werden. Deshalb ist eine Angabe eines einheitlichen Regelprofils i. Allg. schwierig (DIN 19712/1997, Schneider et al. 1997).

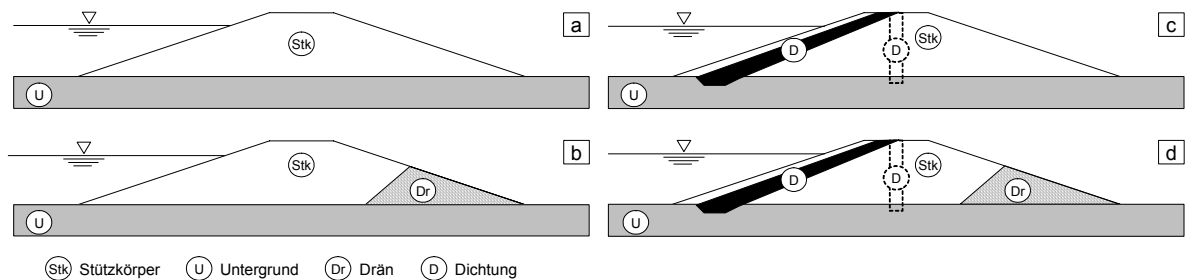


Abb. 3-3: Mögliche Deichquerschnitte: Homogener Deich (a), 2-Zonen-Deich mit Drän (b), 2-Zonen-Deich mit Dichtung (c) und 3-Zonen-Deich mit Dichtung und Drän (d)

In der Vergangenheit insbesondere nach Hochwasserereignissen wurden dennoch Deichquerschnitte im Sinne von bautechnischen Empfehlungen u. a. für die Donau

²⁴ USBR: United States Bureau of Reclamation

²⁵ EA: Environmental Agency

(Weiß 1997) oder für den Rhein (Kast u. Brauns 2003, Schulze 2003) entwickelt. Diese „Regelprofile“ weichen je nach Randbedingungen von einem durch die normativen Vorschriften geforderten Mindestquerschnitt in Abhängigkeit der unterschiedlichen Randbedingungen mehr oder weniger ab.

3.3.2 Anforderungen an den Deichquerschnitt

3.3.2.1 Deichkrone

Die Festlegung einer Mindestkronenbreite unterliegt in erster Linie sicherheitstechnischen Überlegungen. Sowohl bei Überströmung als auch bei lokalem oder globalem Versagen der Böschungen sorgt eine breite Deichkrone für mehr Sicherheit. Im Falle der Deichverteidigung und Deichüberwachung im Hochwasserfall kann sie für Hilfskräfte und Maßnahmen auf der Krone ausreichend Platz bieten. Aspekte der Unterhaltung sowie der Begeh- und/oder Befahrbarkeit im Rahmen von Sekundärnutzungen, wie z. B. als Fahrradweg etc., können ebenfalls Einfluss auf die Wahl der Kronenbreite haben.

„Die Kronenbreite sollte mindestens 3,0 m betragen. Zur Entwässerung sollte sie entweder schwach gewölbt sein oder eine Neigung von mindestens 2 % zur Wasserseite aufweisen.“ Nicht befahrbaren Kronen von Deichen unter 2 m Höhe reicht eine Breite von 2,0 m aus. (DIN 19712/1997)

Für Stauhaltungsdämme empfiehlt DIN 19700-13/2004 eine Mindestkronenbreite von 3,5 m. Schneider et al. (1997) empfehlen für hohe Deiche am Rhein eine Kronenbreite von 5,0 m. Die amerikanische Praxis bewegt sich im Deichbau bei Kronenbreiten von 3,05 – 3,66 m (USACE EM 2000a).

3.3.2.2 Deichböschungen

Wie die Kronenbreite hängt auch die Wahl der Böschungsneigungen vor allem von Aspekten der Standsicherheit ab. Globale und lokale Standsicherheitsnachweise haben als Eingangsparameter stets die Scherparameter des Bodens sowie dessen Wichte. Weiter spielen der Deichaufbau und mögliche Durchsickerungszustände im Rahmen der zu berücksichtigenden Lastfälle (vgl. Abschnitt 4.3.2) die entscheidende Rolle (DIN V 4084-100/1996). Darüber hinaus können die Einbindung in das Landschaftsbild, Möglichkeiten der Deichunterhaltung und Eigentumsverhältnisse berücksichtigt werden (DIN 19712/1997). Je flacher eine Böschung ist, desto stand-sicherer wird sie.

Deichböschungen sollten nach DIN 19712/1997 Neigungen von 1:3 und flacher aufweisen. Als obere Grenze von Böschungsneigungen wird von USACE EM (2000a) die Neigung von 1:2 angegeben. Bei austretendem Sickerwasser an der Böschung sollte auf 1:5 abgeflacht werden (USACE EM 2000a). Schneider et al. (1997) empfehlen Böschungsneigungen von 1:3,5 mit Abflachungen bis zu 1:5 im unteren Drittel der Böschung, wo Sickerwasser austreten kann. Eine den Beanspruchungen angepasste Gestaltung der Böschungsneigungen wurde bereits in Ehlers u. Winkel (1947) propagiert (vgl. BAW MSD 2005).

Eine Abflachung auf 1:5 bis 1:6 im Bereich der austretenden Sickerlinie (Hangquelle) gewährleistet primär die lokale Standsicherheit. Bei Vorhandensein von Dräns zur Entwässerung an den Deichfüßen oder von entsprechend geeignetem, grobem und durchlässigem Schüttmaterial kann auf eine lokale Abflachung verzichtet werden, sofern die globale Standsicherheit gegeben ist.

Steilere Böschungen, vor allem auf der Landseite, sind dann möglich, wenn eine Durchströmung mittels Dichtung und/oder Drän verhindert wird. Ohne auftretende Strömungsbelastung wird die i. Allg. die lokale Standsicherheit maßgebend, so dass auch steilere Neigungen als 1:2 möglich sind.

Böschungsneigungen von 1:10 bis 1:20 und flacher mit intakter Vegetationsdecke können einer definierten Überströmung widerstehen. Erfahrungen haben gezeigt, dass Böschungen von 1:15 Überströmungshöhen von bis zu 0,24 m schadlos überstanden haben (Baumgarten u. Thies 1983). Weitere Ausführungen zur Überströmungssicherung von Erdbauwerken sind in Bossard (1991); LfU BW (2004) und in Haselsteiner et al. (2007) zu finden.

3.3.2.3 Bermen

Bermen können die Standsicherheit erhöhen, die Unterhaltung, Überwachung und ggf. die Deichverteidigung erleichtern, sofern sie in Kombination mit einem Deichweg auftreten. Üblicherweise werden Bermen landseitig angeordnet. Wasserseitige Bermen sind seltener und dienen der Unterhaltung.

„Befahrbare Bermen sollten mindestens 3,0 m, alle anderen Bermen mindestens 1,0 m breit sein“ (DIN 19712/1997). Wasserseitige Bermen sollten mindestens 0,5 m über dem Mittelwasserstand angeordnet werden. Landseitige Bermen sollen in der Regel mindestens 0,5 m über dem maximalen Wasserstand im Polder liegen (DIN 19712/1997).

3.3.2.4 Deichwege

Deichwege werden i. d. R. für die Deichverteidigung und –unterhaltung angelegt. *„Der Deichweg sollte landseitig auf der Berme angelegt werden. Die Deichkrone sollte nur im Ausnahmefall zur Anlage eines solchen Weges genutzt werden, weil die Fahrsicherheit hier bei Sturm und Hochwasser stark beeinträchtigt ist“* (DIN 19712/1997).

Die Mindestbreite von Deichwegen kann aus ihrer Nutzung bzw. der Mindestkronen- oder Mindestbermenbreite oder den erforderlichen Breiten für öffentliche Straßen oder Wege abgeleitet werden. Lagerungsmöglichkeiten für Deichverteidigungsmittel aber auch das Anlegen von Wendepätzen oder Ausweichstellen können bereichsweise zu deutlich größeren Wegbreiten führen (vgl. Reincke 1980). Ausweichstellen haben nach USACE EM (2000a) beispielsweise eine Breite von etwa 7,31 m und Wendepätze von etwa 12,20 m bei einer Länge von über 30 m.

3.3.2.5 Rasen und wiesenähnliche Flächen auf der Deichoberfläche

Nach DIN 19712/1997 ist der *„wirtschaftlichste und natürlichste Schutz für den Deichkörper ... eine stark verwurzelte und geschlossene Grasnarbe“*. Die Dicke der Vegetationsschicht beträgt in der Regel 10 bis 25 cm. Intensiv gepflegter Rasen bildet eine geschlossene, deckende Grasnarbe. Magerrasen hingegen schützt den Deich v. a. durch ein dichtes, unterirdisches Wurzelgeflecht. Er gedeiht auf nährstoffarmen, grobkörnigen Böden auch bei geringer Aussaatdichte ohne Humusauftrag (Boser 1999). Neben Rasen und Magerrasen können auch extensiv gepflegte Wiesengesellschaften, Hochstaudenfluren und bei Gewässernähe auch Fluss- und Bachröhrichte auf Deichböschungen auftreten. Die Artenvielfalt bzw. die ökologische Wertigkeit spielen bei der Auswahl der Vegetationsformen ebenfalls eine wesentliche Rolle (DVWK 226/1993, DIN 19657/1973, LfW BY 1984, Hiller 1974, 1999). Die Erosionsschutzwirkung einer Vegetationsdecke hängt in hohem Maße von den Standortgegebenheiten und der Pflege ab und kann zu markanten Erscheinungsunterschieden führen, wie am Vergleich von Deichen an der Isar (Büring 1999) und am Rhein (Husicka 2003) deutlich wird.

Die Durchlässigkeit von Vegetationsdecken sowie der Einfluss der Durchwurzelung wird in Abschnitt 3.5 näher behandelt.

3.3.2.6 Mindestquerschnitt

Als Minimallösung kann nach Regelwerk ein homogener Deich ohne Berme und relativen steilen Böschungen von 1:2 ausgeführt werden (Abb. 3-4, DIN 19712/1997, USACE EM 2000a, vgl. BAW MSD 2005). Bei durchlässigen Deichen wird sich jedoch ein Durchsickerungszustand einstellen, der die Standsicherheit einer derartigen Minimallösung gefährdet. Sie ist deshalb i. d. R. nur dann in Betracht zu ziehen, wenn keine übermäßige hydraulische Belastung zu erwarten ist. Dies ist dann der Fall, wenn die Hochwasserereignisse schnell auftreten und der Deich gleichzeitig relativ undurchlässig ist. Mit dem Thema der instationären Durchsickerung von Deichen beschäftigt sich Kapitel 7.

Aspekten der Deichverteidigung oder Unterhaltung kann durch Betriebsvorschriften begegnet werden. Ist das Schadenspotenzial sehr gering, kann im Einzelfall generell von umfangreichen Deichverteidigungs- oder Katastrophenschutzmaßnahmen abgesehen und somit auf Deichverteidigungswege verzichtet werden. Reibungsbegabte Böden lassen steilere Böschungen zu. Der Austritt der Sickerlinie an der Deichoberfläche kann im Einzelfall zugelassen werden, wenn der Boden der geohydraulischen Beanspruchung nachweislich standhält, sprich Suffosion und Erosion nicht auftreten können. Die bautechnische Ausführung und Gestaltung sowie die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit entsprechen unter Beachtung von günstigen Randbedingungen den technischen Vorschriften nach DIN 19712/1997.

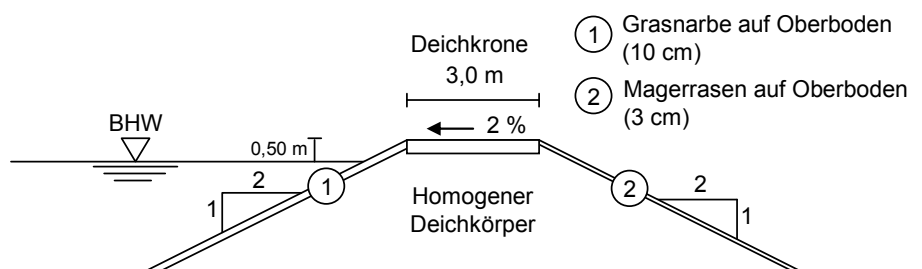


Abb. 3-4: Mindestquerschnitt für Flussdeiche nach DIN 19712/1997

Trotz der regelkonformen Bemessung muss man sich im Klaren sein, dass bei Ausreizung der Sicherheiten bei solchen Bauwerken die Sicherheitsreserven gegen nicht vorhersehbare Einwirkungen, wie z. B. Wühltiergängen oder sukzessive Gehölzausbildung, schwinden. Bei hohen Schadenspotenzialen und anderen ungünstigen Randbedingungen können Deiche über die in DIN 19712/1997 enthaltenen Forderungen hinaus ähnlich wie Talsperrendämme nach DIN 19700/2004 ausgebildet werden. Eine Übersicht der Anforderungen aus DIN 19712/1997 samt

Deichquerschnitt mit landseitiger Berme ist in Abb. 3-5 enthalten.

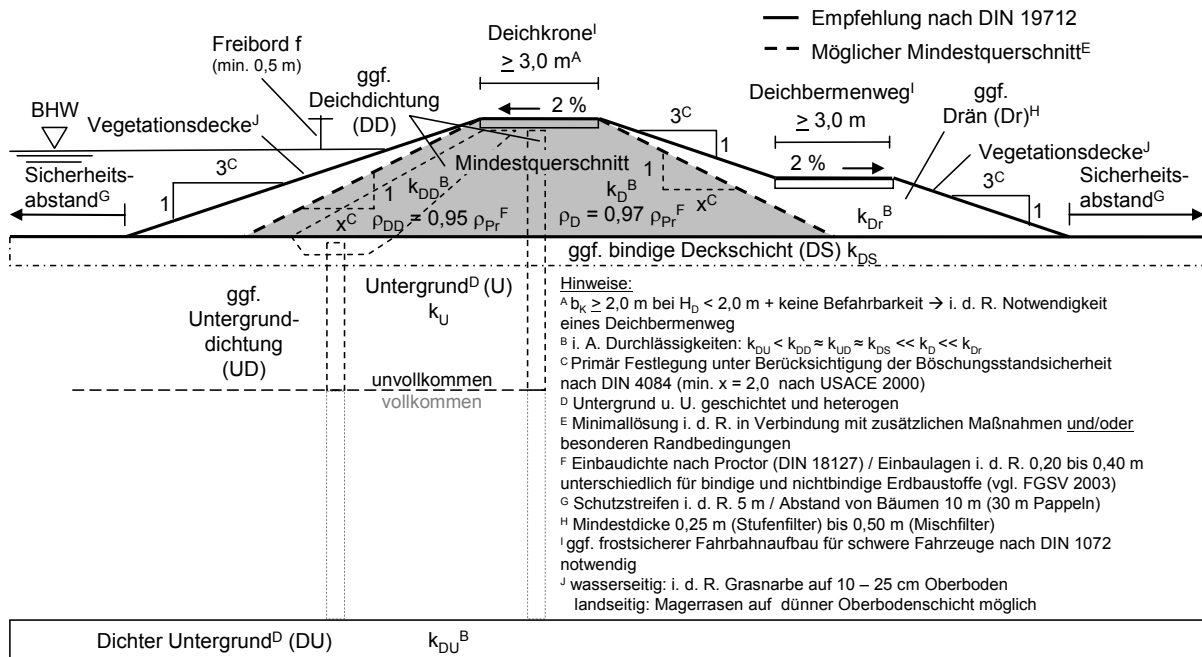


Abb. 3-5: Querschnittsanforderungen an Flussdeiche nach DIN 19712/1997

3.3.3 Dräns und Entwässerungsgräben

Dräns bestehen in der Regel aus körnigem Material, wie z. B. Sand, Kies, Splitt, Schotter, oder aus Geokunststoffen (DIN 19712/1997).

Natürliche Dräns sollten eine Minstdicke von 0,50 m aufweisen (Weiß 1997). Dräns sind so zu bemessen, dass sie das zu erwartende zufließende Sickerwasser mit mindestens zweifacher Sicherheit abführen können. Falls ein Drän für die Standsicherheit eines Deiches erforderlich ist, sollte er kontrollierbar und regenerierbar sein, sonst muss die Standsicherheit ohne Drän im Lastfall 3 nachgewiesen werden (DIN 19712/1997). Brauns u. Raju (1993) fordern, dass der Sickerwasserabfluss aufgrund der mit dem hydraulischen Gradienten überproportional ansteigenden Fließwiderstände mit fünffacher Sicherheit bemessen wird (vgl. Abschnitte 2.3.2 und 2.5.2). Die Durchlässigkeit des Dräns sollte 100fach größer sein, als das zu dränierende Bodenmaterial (Brauns u. Raju 1993). Im Einzelfall können Dräns bis zu $0,6 \cdot H$ ausgeführt werden, wenn Gründe der Standsicherheit dafür sprechen (Schmidbauer u. Erb 1958, Abb. 3-6).

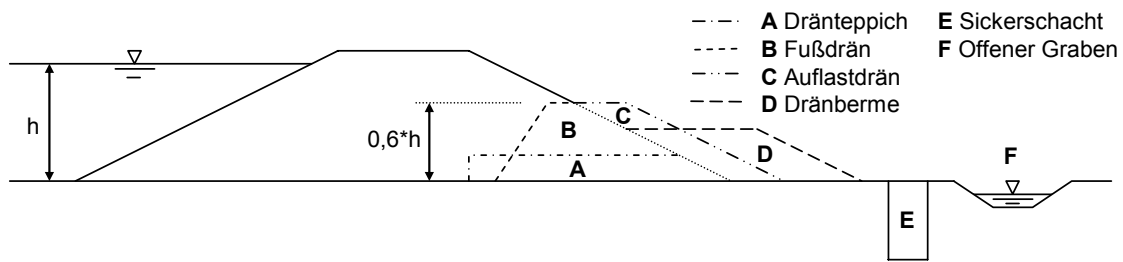


Abb. 3-6: Möglichkeiten von Entwässerungseinrichtungen bei Flussdeichen

Die Anschüttung eines Dränkörpers an einen bestehenden Altdeich ist i. d. R. ein effektives Mittel der Deichertüchtigung, um das Sickerwasser aus dem Deich sicher abzuführen und ggf. gespanntes Untergrundwasser ableiten zu können (Haselsteiner u. Strobl 2005).

Geokunststoffe wie z. B. Vliesstoffe können eine kostengünstige Alternative zu den Bauweisen mit natürlichen Baustoffen darstellen. Hinweise zur Dimensionierung sind z. B. in DVWK 221/1992 oder BAW MAG (1993) zu finden.

Deichgräben können, sofern dies die Nutzung des Hinterlandes, wie z. B. intensive Landwirtschaft oder Bebauung, notwendig macht, in einem Abstand von mindestens 2,5 m vom Deichfuß angeordnet werden. Da solche Gräben die Strömung unter und im Deich verstärken und erhöhte hydraulische Gradienten auftreten können, kann ein größerer Abstand von mehr als 5,0 m notwendig werden. Es sollte geprüft werden, ob die Wasserableitung im Deichhinterland ohne spezielle Gräben am Deich und die dann erforderlichen Schöpfwerke ggf. unter der Inkaufnahme eines Polderwasserstandes bewerkstelligt werden können.

3.3.4 Dichtungen in Deichen

3.3.4.1 Allgemeines

In Abhängigkeit vom Untergrundaufbau, dem Vorhandensein einer undurchlässigen, oberflächennahen Bodenschicht aus Hochwasserablagerungen oder von in weite Tiefen reichenden Flusskiesen, können „Dichtungen ... den Sickerwasserdurchfluss“ verringern. „Je nach Lage im Querschnitt werden sie als Oberflächendichtungen (Außendichtung, Böschungsdichtung) oder als Innendichtung bezeichnet. ... Nach Möglichkeit ist die Dichtung an eine geringdurchlässige Untergrundschieht anzuschließen. ... Hierbei ist der Einfluss auf die Grundwasserströmung und ... [der] Austausch zwischen Gewässer und Grundwasser ... zu beachten.“

(DIN 19712/1997)

Dichtungen in Deichen erhöhen i. d. R. die Standsicherheit des Bauwerks durch Verminderung der Durchsickerung des Stützkörpers und durch Verhinderung von hydrodynamischen Bodendeformationsprozessen im Dichtungsquerschnitt. Sofern ihre hydraulische Wirkungsweise in den Hintergrund tritt, spricht man auch von Erosionssperren. Der Durchlässigkeitswert k_s des Dichtungsmaterials sollte mindestens zwei Zehnerpotenzen kleiner als der des Stützkörpermaterials sein (DWA 2005). Diese Forderung rührt von der Betrachtung der Wirksamkeit von Dichtungen unter Anbetracht des Verhältnisses der Durchlässigkeiten des Deichkörpers und der Dichtung her. Dieser Zusammenhang ist in Abschnitt 6.6 erläutert.

Je nach Randbedingungen werden vollkommene oder unvollkommene Dichtungen ausgeführt (Abb. 3-7). Vollkommene Dichtungen binden in eine undurchlässige Untergrundsicht ein. Unvollkommene Dichtungen können je nach Einbindetiefe nur geringen Einfluss auf die Durchsickerungsverhältnisse im landseitigen Stützkörper haben. Sie verlängern den Sickerweg, was u. U. zu einer Erhöhung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch am landseitigen Böschungsfuß führen kann, und verhindern bereichsweise Erosion und Suffosion (DWA 2005).

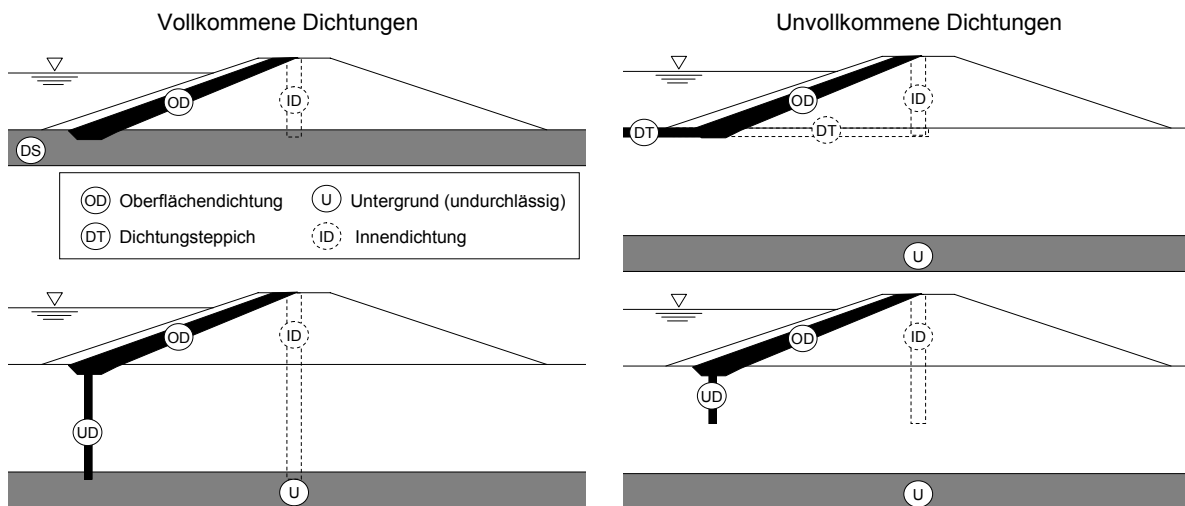


Abb. 3-7: Anordnung von Dichtungen in Deichen

3.3.4.2 Oberflächendichtungen

Als Oberflächendichtungen werden im Deichbau die mineralische Dichtungsmaterialien und die geosynthetische Tondichtungsbahn verwendet (vgl. BAW EAO 2002, DVWK 215/1990, Haselsteiner u. Strobl 2005).

Nach DVWK 215 (1990) muss der Durchlässigkeitsbeiwert $k_3^{26} < 10^{-7}$ m/s bei einem hydraulischen Gradienten $i = 10$ bei einer natürlichen Dichtung mindestens gegeben sein. Mineralische Dichtungen bestehen aus natürlichen oder künstlichen gering durchlässigen Böden. Die Dicke der Dichtung sollte i. d. R. mindestens 1,0 m betragen, wobei sie zusätzlich durch eine Deckschicht inklusive Vegetationsschicht ($D \geq 0,80$ m) gegen mechanische Angriffe gesichert sein sollte. In Berücksichtigung von Frost- und Taueinwirkungen sowie Trocknungsrissen sollte die Dicke der natürlichen Dichtung, der Deckschicht und der Vegetationsdecke ausreichend bemessen werden (DWA 2005). Praktische Anhaltswerte für die Bemessung und Anwendung von natürlichen Oberflächendichtungen sind in Tab. 3-1 gegeben (vgl. DWA 2005, Kleber-Lerchbaumer 2006) Bei der Festlegung des Durchlässigkeitsbeiwerts k für die Bemessung sollte berücksichtigt werden, dass die Durchlässigkeit durch Frost-Tau-Wechsel sich wesentlich erhöhen kann (Quandt 1998).

Tab. 3-1: Anhaltswerte für natürliche Oberflächendichtungen

Systemdurchlässigkeit k [m/s]	$\leq 10^{-7}$
Hydraulischer Gradient i_{\max} [-]	≤ 5
Setzungsunterschiede $\Delta s/l$ [-]	$\leq 0,05$
Dicke d [m]	≥ 1
Schüttlagenhöhe h_{SL} [m]	0,20 - 0,40
Verdichtungsgrad D_{Pr} [-]	≥ 95 %

Geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTD) bestehen aus zwei Geotextillagen mit dazwischen liegender Bentonitschicht. Im Allgemeinen kann von einer Langzeitdurchlässigkeit der GTD von $k \leq 5 \cdot 10^{-9}$ m/s ausgegangen werden, wenn eine ausreichende Auflast sichergestellt ist (Heerten et al. 1997). Egloffstein u. Burkhard (2001) bestätigen dies und geben an, dass bei ausreichender Überdeckung bzw. Normalspannungen von 15 bis 20 kN/m² die mittleren Enddurchlässigkeiten von Bentonitmatten weniger als $k = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s betragen können. Die GTD sollte zum Schutz vor Austrocknung, vor Frost und Tau sowie vor mechanischen Einwirkungen mindestens eine Überdeckung inklusive der Vegetationsschicht von $d \geq 80$ cm aufweisen (vgl. Tab. 3-2, DWA 2005, Heerten u. Saathoff 2005, Plank 2006).

²⁶ Die Durchlässigkeit k_3 wird laut DVWK 215/1990 für Erddichtungen bei einem hydraulischen Gradienten von $i = 10$ im Labor an Bodenproben ermittelt, die aus verschiedenen Stellen der Dichtung entnommen werden.

Tab. 3-2: Anhaltswerte für geosynthetische Tondichtungsbahnen

Systemdurchlässigkeit k [m/s]	$\approx 10^{-9}$
Dicke [cm]:	$\approx 1,0$
Deckschicht [m]:	$\geq 0,80$
Überlappung [m]:	$\geq 0,30$
Benonitmenge [g/m ²]:	≥ 4.500 (Na) ≥ 8.000 (Ca)
Böschungsneigungen bis:	$\approx 1:2,0$

Zum Vergleich der zwei hier genannten Dichtungen kann anstelle der Durchlässigkeit die Permittivität ψ [1/s] (Glg. 2-18) verwendet werden. Eine Oberflächendichtung der Dicke $D_{OD} = 1,0$ m mit $k = 5 \cdot 10^{-8}$ m/s hat somit die gleiche Permittivität $\psi = 5 \cdot 10^{-8}$ m/s wie eine geosynthetische Tondichtungsbahn der Dicke $D_{GTD} = 0,01$ m mit $k = 5 \cdot 10^{-10}$ m/s (DWA 2005).

3.3.4.3 Innendichtungen

Im Deichbau werden zur Herstellung von Innendichtungen vornehmlich Stahlspundwände, Einphasenschlitzwände, Schmalwände und Bodenvermörtelungsverfahren verwendet (DWA 2005, DWVK 215/1990, Haselsteiner u. Strobl 2005).

Stahlspundwände werden im Deichbau sowohl als Dichtungen für Deich und Untergrund als auch als Gründungsbauwerke verwendet. Die Durchlässigkeit von Spundwänden ist stark abhängig von der Abdichtung der Schlösser, welche künstlich und natürlich erfolgen kann. Im Allgemeinen wird bei Spundwänden eine Dichtwirkung von $k \leq 10^{-8}$ m/s und undurchlässiger angenommen. Die maximal erreichbare Tiefe beträgt 33 m. Die Wandstärke der Profile beträgt 4 bis 24 mm. Die Wahl der Wandstärke und der Stahlorte hängen u. a. von der statischen Beanspruchung ab (vgl. Tab. 3-3, Schulze 2003, Breitenstein 2006).

Tab. 3-3: Anhaltswerte für Stahlspundwanddichtungen

Systemdurchlässigkeit k [m/s]	$\leq 10^{-8}$
Maximale Tiefe t [m]	33
Wandstärken t [mm]:	4 - 24
Abrostungsrate [mm/a]:	$\geq 0,01$
Einbauabweichungen ¹ [%]:	$\geq 1,0$

¹Rammgenauigkeit abhängig von der Tiefe

Die Einphasenschlitzwand besteht aus einer selbsterhärtenden Suspension. Die Suspension dient gleichzeitig zur Stützung des ausgehobenen Schlitzes. Der Durchlässigkeitsbeiwert kann mit $k \leq 10^{-8}$ m/s angenommen werden. Mit der Einphasenschlitzwand können Dichtungen mit Tiefen bis zu 50 m hergestellt werden. Die Di-

cke der Wand hängt vom Fördergerät ab und beträgt 0,4 bis 2,0 m (vgl. Tab. 3-4, DVWK 215/1990).

Die Schmalwandsuspension wird beim Ziehen eines eingerüttelten Stahlprofils z. B. eines Doppel-T-Trägers in den Boden injiziert und erhärtet anschließend. Die System-Durchlässigkeit der Schmalwand beträgt ca. $k < 10^{-8} \div 10^{-7}$ m/s. Mit den gängigen Geräten sind Schmalwände bis in Tiefen von ca. 25 m herzustellen. Die Dicke der erhärtenden Schmalwand beträgt je nach Bodenart bis zu 0,2 m bei Kiesen. (vgl. Tab. 3-4, Kleist 1999, DVWK 1986, Zwach u. Kutzner 2003, Sondermann u. Pandera 2003).

Unter dem Begriff der Bodenvermörtelung werden Verfahren zusammengefasst, bei denen das Korngefüge des Bodens in-situ vollständig zerstört und mit einer Suspension versetzt wird, so dass ein Boden-Bindemittel-Gemisch entsteht, das anschließend abbindet. Die Suspension besteht aus einem Wasser-Bindemittelgemisch ggf. mit einem Anteil an Bentonit und/oder Füllern. Die Durchlässigkeit liegt i. d. R. bei $k \leq 10^{-8}$ m/s. Je nach Verfahren können Wände mit 9 bis 25 m Tiefe hergestellt werden. Die Dicke der hergestellten Wand variiert je nach Verfahren von 0,35 bis 1,0 m (vgl. Tab. 3-4, DWA 2005, Topolnicki 2003, Düser u. Ulrich 2003, Menk 2006, Kirner 2006).

Tab. 3-4: Anhaltswerte für hydraulisch gebundenen Innendichtungen

	Bodenvermörtelung		Schmalwand ³⁾	Einphasenschlitzwand ⁴⁾	
	MIP ^{1)A)}	FMI ^{2)B)}			
Suspension (vor Erhärtung)	Bentonit [kg/m ³]:	50	-	14.1	25 - 40
	Kalksteinmehl [kg/m ³]:	300	-	804.5	-
	Bindemittel [kg/m ³]:	300	230	164	170 - 250
	Wasser [kg/m ³]:	780	ca. 230	643.1	900
	Systemdurchlässigkeit k [m/s]	$\leq 10^{-8}$	$\leq 10^{-8}$	$\leq 10^{-7}$	$\leq 10^{-8}$
Dichtung (nach Erhärtung)	Einax. Druckfest. $q_{u,28}$ [MN/m ²]	> 0,30	> 5,0	0,11 - 0,70	> 0,30
	Maximale Tiefe t [m]	25	9.5	25	50
	Dicke [m]:	0,35 - 0,88	0,35 - 1,0	$\leq 0,20$	0,4 - 2,0

¹⁾ aus Wildner et al. (1999)

²⁾ aus B-A-E (2000)

³⁾ aus Kleist (1999) nach DVWK (1986)

⁴⁾ vgl. DVWK 215/1990

^{A)} Verfahren Fa. Bauer Spezialtiefbau

^{B)} Verfahren Fa. Sidla & Schönberger

Dichtungen sollen soweit als technisch möglich an die Krone herangeführt werden und in jedem Fall über den Bemessungshochwasserstand reichen. Häufig reicht jedoch die Frosteindringtiefe bis unter den Bemessungshochwasserstand (BHW), wenn der Freibord kleiner ist als die Frosteindringtiefe. Scholz u. Schulz (2002)

bestätigen, dass Dichtwandmassen keine Gefrierbeständigkeit aufweisen. Hohe Druckfestigkeiten wirken sich günstig aus. Selbst Bentonitanteile in einer Dichtwandzusammensetzung bewirken durch ihre Quellfähigkeit keine Selbstheilung. Bei den Versuchen von Scholz u. Schulz (2002) wurde vor allem das Auftreten von horizontalen Rissen festgestellt. DIN 1045/2001 verlangt als Nachweis der Gefrierbeständigkeit für Beton eine Mindestdruckfestigkeit von 5 N/mm². In Scholz u. Schulz (2002) wird eine Quelle zitiert, die für den Ausschluss von Eislinnenbildung eine Mindestzugfestigkeit von 0,1 N/mm² ansetzt. Gegen Gefrieren empfindliche Dichtwandmassen können folglich nur durch eine ausreichend tiefen Lage frostsicher gebaut werden. Im frostgefährdeten Bereich müssen Dichtungsbaustoffe verwendet werden, die den Frostwirkungen standhalten können. Für den Anschluss von Dichtungen an die Deichkrone unter Sicherstellung der Frostsicherheit sollten deshalb konstruktive Lösungen ggf. unter Verwendung anderer Baumaterialien gefunden werden.

3.4 Deichaufbau / -baustoffe / Untergrundbeschaffenheit

3.4.1 Historisch gewachsene „Altdeiche“

Aufgrund ihrer Entstehungsgeschichte (siehe Abschnitt 3.1) wurden teilweise Deiche von anfangs relativ einfachen Erdverwallungen zu technisch ausgereiften Erdbauwerken ausgebaut. Die bestehenden Deiche blieben z. T. erhalten und wurden unter Zuhilfenahme entsprechender Verfahren verstärkt, meistens dabei an ein Schadensereignis mit höherem Wasserstand angepasst, sprich erhöht. Die so entstandenen Deichaufbauten sind teilweise aus heutiger Sicht als sehr ungünstig zu bezeichnen. Dichte Bodenschichten wurden nicht selten landseitig angebracht (Pohl 2000).

Die verwendeten Deichbaumaterialien waren oft ungeeignet. Organische Böden kamen ebenso zum Einsatz wie Böden mit großen Findlingen. Bereichsweise wurden nicht tragfähige, organische Böden gebaut, was bei Deichen an der Oder u. a. eine Ursache dafür war, dass sie während des Hochwassers 1997 versagten (Dahlke et al. 1999c).

Darüber hinaus können solche „gewachsenen“ Altdeiche neben einer zu geringen Deichhöhe keine oder unzureichende Deichwege, Gehölzbewuchs wasser- wie landseitig, steile Böschungsneigungen, fehlende Entwässerungseinrichtungen, u. v. m. aufweisen (Dahlke et al. 1999b), was die Standsicherheit des Deiches entschei-

dend herabsetzen und Schäden bis hin zu Deichbrüchen verursachen kann (Armbruster-Veneti 1999).

Nicht selten treten Mängel in Kombination auf. Der in Abb. 3-8 gezeigte, aufgegrabene Deich wies steile Böschungen von Neigungen bis zu 1:1,5 auf und war bereichsweise aus locker gelagertem Kiesboden mit eingelagerten großen Findlingen aufgebaut (vgl. Abb. 3-9 Beispiel a).

Am dargestellten Beispiel lässt sich auch gut zeigen, dass ein anfangs bestehender Deichkern aus Kiesen mit Findlingen beidseitig bei Baumaßnahmen mit dichterem, vermutlich schwach bindigem Boden verstärkt wurde. Anhand der Schichtung und der Bodenlagerung können Rückschlüsse auf die angewendeten Verdichtungstechniken gezogen werden. An diesem Beispiel können bis zu drei unterschiedliche Ertrüchtigungshorizonte festgestellt werden (Abb. 3-8, Abb. 3-9 Beispiel a).

Häufig werden zur Verringerung der Durchsickerung dichte, bindige Baustoffe auf der Wasserseite eingebaut. Dies und die Erhöhung des Deichs wurden am Donau-deich in Abb. 3-9 (Beispiel b) durchgeführt (vgl. Schweitzer u. Wildner 2004).



Abb. 3-8: Aufgegrabener Deich an der Mangfall (Quelle: WWA Rosenheim)

Mindestens vier Mal und ohne besondere Auswahl des Deichbaumaterials oder der Einbautechnik wurde der in Abb. 3-9 (Beispiel c) gezeigte Oderdeich schichtweise erhöht. Im Deich waren auch Rundhölzer zu finden, welche wahrscheinlich für die

Begeh- und Befahrbarkeit der jeweiligen älteren Deichkronen auf diesen platziert und anschließend im Deich belassen wurden (Hahn-Weißhaupt u. Trömel 2003).

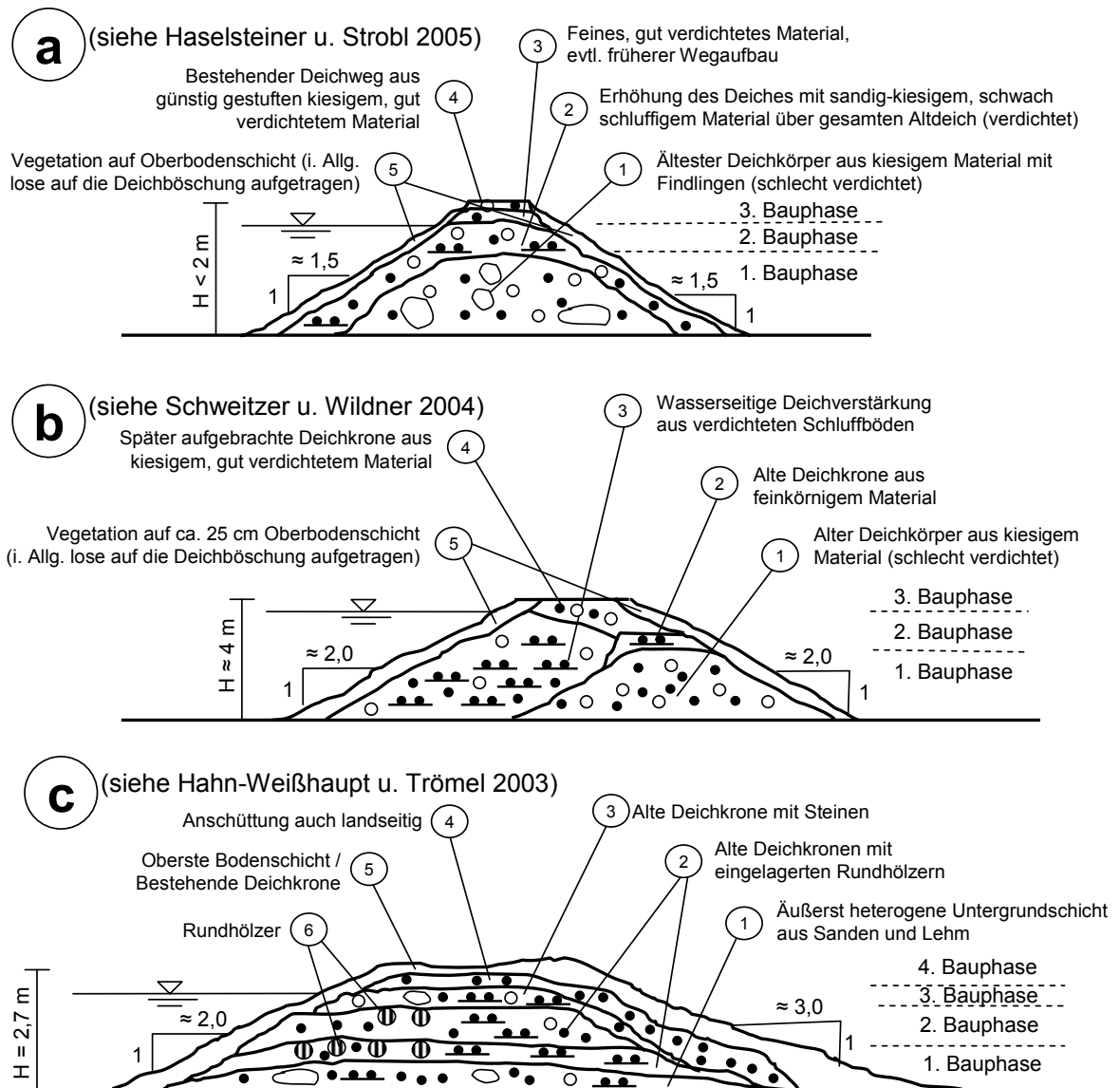


Abb. 3-9: Skizzierte Beispiele „historisch gewachsener“ Deiche: Deich an der Mangfall (a) (vgl. Abb. 3-8), an der Donau (b) und an der Oder (c)

Die Abschätzung des hydraulischen Verhaltens oder der Stabilität von Deichen bei derart inhomogenen Querschnitten mit ungünstigem Aufbau und locker, gelagerten, durch Störungseinflüsse veränderten Böden ist schwierig bis unmöglich zu bewerkstelligen (Pohl 2000). Auch verstärkte Erkundungsmaßnahmen können nur beschränkten Einblick in die vorhandenen Verhältnisse geben, so dass im Zuge von Ertüchtigungsmaßnahmen entweder der Deichkörper komplett abgetragen und wiederaufgebaut werden muss oder die Ertüchtigungsmaßnahmen so zu planen sind,

dass die Unsicherheit im Aufbau die Standsicherheit nicht beeinträchtigt. Nicht selten kommen deswegen statisch wirksame Innendichtungen zur Anwendung (vgl. z. B. Haselsteiner u. Strobl 2006a, b; Haselsteiner 2006). Ohne den Einsatz von künstlichen Dichtungen wurden zahlreiche, höchst inhomogene Oderdeiche ohne den Einsatz von künstlichen Dichtungen ertüchtigt (Dahlke et al. 1999a).

Weitere Beispiele von „Altdeichen“ sind in der Literatur häufig im Zusammenhang mit der Beschreibung durchgeführter Ertüchtigungsmaßnahmen (Ling et al. 1997, Lobnik u. Rolff 1994, Sondermann u. Pandera 2003, Tönnis et al. 2003, Topolnicki 2003), technischen Hinweisen zur Durchführung von Deichertüchtigungsmaßnahmen (Brandl u. Blovsky 2003, Horlacher 2003, Haselsteiner 2006, Haselsteiner u. Strobl 2005, Schneider et al. 1997) oder bei Schriftstücken mit Hinweisen zur Deichverteidigung (LfW BY 2003c, Müller 2006) zu finden.

3.4.2 Deichstandorte mit Auenböden

In Bayern werden beinahe zwei Drittel der Deiche an Gewässern 1. und 2. Ordnung von semiterrestrischen Auen-²⁷ und Gleyböden²⁸ unterlagert (Haselsteiner u. Strobl 2005). Diese bindige Deckschicht wird häufig als Auenlehm bezeichnet. Lehm wird jedoch genau genommen aus gleichstarken Fraktionen von Ton, Schluff und Sand gebildet. Die Zusammensetzung der an Deichen anzutreffenden bindigen Deckschichten ist abhängig von Entstehungsgeschichte und je nach Ablagerungsort sehr unterschiedlich, was an den Sieblinien in Abb. 3-10 gezeigt wird. Wenn also von Auenlehm gesprochen wird, handelt es sich nicht nur um reine Lehmböden, sondern um Schluffe und Sande mit unterschiedlich starken Beimengungen.

²⁷ Auenböden beziehen ihren Namen aufgrund ihrer Verbreitung in den Auen. (Fluss-)Auen sind durch Niedrig- und Hochwasser geprägte entlang von Bächen und Flüssen verlaufende Niederungen. Auenböden können auch als Schwemmlandböden oder alluviale Böden bezeichnet werden (Kuntze et al. 1994, Scheffer et al. 1984).

²⁸ Davon unterschieden werden müssen Stagnogleye, welche zu den terrestrischen Böden zählen und sich aufgrund der Vernässung durch die Unterlagerung von dichten Schichten bilden (Scheffer et al. 1984).

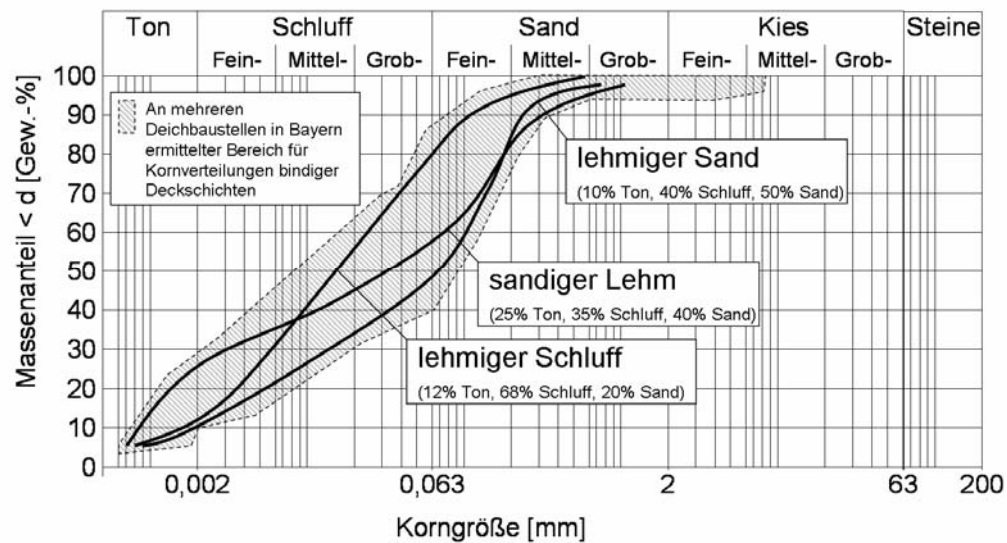


Abb. 3-10: Unterschiedliche Bodenarten der bindigen Deckschicht unter Deichen in Bayern

Der grundwasserleitende Bodenkörper wird i. d. R. durch einen fluvial oder glazial abgelagerten Kies gebildet, der auf einem relativ wenig durchlässigen Geschiebemergel oder Tonen gelagert ist. Da diese im Vergleich zu den Flusskiesen eine geringe Durchlässigkeit aufweisen, können sie als Stauhorizonte bei der Beurteilung von Durchsickerungsprozessen von Deich und Untergrund verwendet werden. Die unter den Schwemmböden anstehenden Kiese können sandige und tonige Anteile bzw. Bodenlinsen aufweisen (Abb. 3-11).

Die Auenböden bilden sich vorwiegend aus unverwittertem, zerkleinertem Gesteinsmaterial, das während Hochwasser als Geschwemmsel aus dem in Bayern alpinen bis voralpinen Einzugsgebiet bis zum Mittel- und Unterlauf transportiert und in den überschwemmten Bereichen abgelagert wird. Typische Auenböden bilden sich i. d. R. aufgrund großer Grundwasserschwankungen bei Vorhandensein von sauerstoffreichem Wasser. Gleyböden entstehen durch die Beanspruchung von Schwemmböden durch hoch stehende, wenig schwankende Grundwasserhorizonte. Durch sauerstoffarmes Wasser können in lehmig, tonigen Auenablagerungen chemische Prozesse die Bildung von Gleystandorten zur Folge haben. Der Übergang vom Auenboden zum Gley ist fließend. Eine Mischung aus beiden Böden stellt der Auengley dar. Auenböden sind im Gegensatz zu Gleyen nicht hydromorph²⁹ (Kunt-

²⁹ Böden, die ihre Eigenschaften (Morphologie) durch regelmäßige Überflutung aus Grund- oder Stauwasser, verändern, werden als hydromorph bezeichnet.

ze et al. 1994, Scheffer et al. 1984).

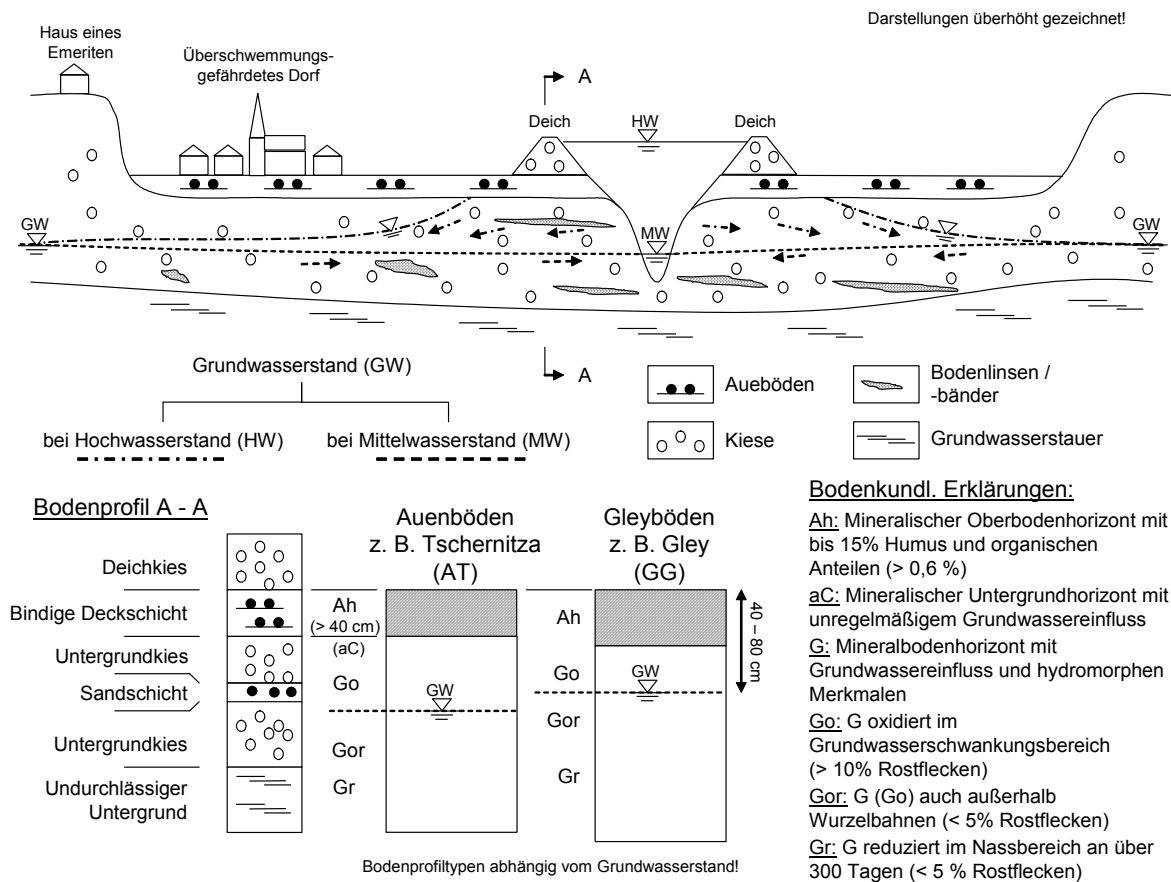


Abb. 3-11: Typischer Querschnitt durch eine eingedeichte Flussstalllandschaft mit geotechnischen und bodenkundlichen Bodenprofilen (nach Kuntze et al. 1999)

Durch die Eindeichung von Gebieten, in denen Auen- und Gleyböden vorhanden sind, treten dort Überschwemmungen seltener auf und die Ablagerung von Bodenfeinteilen bzw. die Bildung „junger“ Auenbodenschichten wird verhindert. Verändern sich auch Grundwasserstände und bleiben Überflutungen durch Qualmwasser aus, können sich aus semiterrestrischen Bodengesellschaften terrestrische Braunerdeböden bilden (Scheffer et al. 1984).

Im Unterallgäu sind Auenböden mit der Bezeichnung „Tschernitza“ anzutreffen. Oberbayern weist auch welche mit Bezeichnung „Auenpararendzina“ auf. Beide Auenbödenarten entwickeln sich aus Kalkschotter. In Bereichen des Hügellandes an Isar und Donau mit hohen Grundwasserständen ist Pseudogley-Gley zu finden, der sich aus Hochuferlehm gebildet hat. Die Pseudogleye sind den terrestrischen Böden zugeordnet. Aufgrund der fließenden Übergänge zu Gley oder anderen Typen wie

Auen(pseudo)gley kann auf eine Unterscheidung für geotechnische Betrachtungen weitgehend verzichtet werden (Kuntze et al. 1994).

In Abhängigkeit vom Grundwasserleiter und dessen Mächtigkeit werden sich bei tief liegenden dichten Untergrundschichten und mächtigen Grundwasserleitern, wenn dadurch der Grundwasserstand mehrere Meter unter der alluvialen Schwemmbodenschicht liegt, eher Auenböden entwickeln können, im entgegen gesetzten Fall eher Gley. Die Auswirkungen der Eindeichung auf Auenböden werden z. B. von Schwartz et al. (1999) am Vergleich eines nicht eingedeichten und eingedeichten Bodenstandortes an der Mittelelbe beschrieben. Bei Eindeichung wird der Standort naturgemäß trockener, was allerdings nicht unbedingt negative Auswirkung auf die Eignung für agrar- oder forstwirtschaftliche Nutzung hat.

3.4.3 Deichbaustoffe und Untergrundbeschaffenheit in Bayern

Als Deichbaustoffe sind natürliche und künstliche Baustoffe geeignet, sofern sie die Anforderungen an Durchlässigkeit, Verdichtungsfähigkeit, Scherfestigkeit und Filtereigenschaften erfüllen. Neben Steinen mit Kantenlängen bis zu 15 cm kann u. a. recycelter Bauschutt verwendet werden. Ausschlusskriterium ist i. Allg. ein zu hoher Anteil an organischen Bestandteilen (> 4 %). Der Untergrund ist i. d. R. natürlich gewachsen und wird ggf. von einer bindigen Deckschicht überlagert (DIN 19712/1997).

Über 70% der bayrischen Deiche an Gewässer 1. und 2. Ordnung sind aus Kiesen aufgebaut. Davon sind ein Großteil Einheitsdeiche. Bei knapp 15% wurden im Deichkörper überwiegend Schluffe aus bindigen Deckschichten verbaut. Fast zwei Drittel aller Deiche werden, wie im vorigen Abschnitt erwähnt, von einer bindigen Deckschicht, welche meist aus tonigen, sandigen oder kiesigen Schluffen – bezeichnet als Auenböden oder Gleye – besteht, unterlagert (Haselsteiner u. Strobl 2005). In Baugrundgutachten einiger Deichstandorte an bayrischen Gewässern wiesen die bindigen Deckschichten bereichsweise am gleichen Standort eine Variation ihrer Mächtigkeit von 0,0 bis 2,0 m auf. Beim überwiegenden Rest der Deiche stehen direkt unterm Deichlager Kiese an. Diese Kiesablagerungen sind sehr durchlässig, haben eine Mindestschichtdicke von mehreren Metern und werden i. d. R. von undurchlässigeren Schichten, Mergel oder Tonen, unterlagert. Unter dem Deich bzw. der Auelehmschicht sind ebenfalls Sande oder Schluffe anzutreffen, welche die Form von Sandbändern und/oder Schlufflinsen annehmen können. Der Untergrund von Deichen kann u. U. derart inhomogene Strukturen aufweisen und mit

organischen Böden durchsetzt sein, dass im Zuge von Ertüchtigungsmaßnahmen ein Bodenaustausch durchgeführt werden muss (Dahlke et al. 1999a, Pohl et al. 1999).

Die Auswertung der Baugrundgutachten durchgeführter Deichertüchtigungsmaßnahmen ermöglichte es, die in Abb. 3-12 gezeigten Körnungsbänder der vorkommenden Bodenarten zu erstellen. Die Kiese, die als Deichbaumaterial verwendet werden, entsprechen in etwa den Kiesen im Untergrund. Auenlehme stellen i. d. R. sandige Schluffe dar (siehe Abschnitt 3.4.2), welche bevorzugt als Dichtungsmaterial für natürliche Oberflächendichtungen verwendet werden.

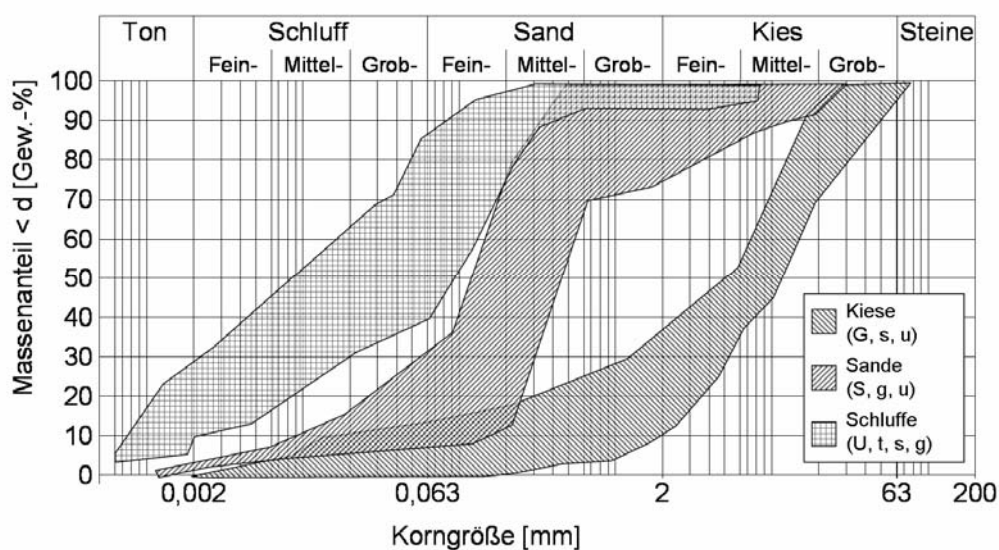


Abb. 3-12: Körnungsbänder typischer Deichböden in Bayern

Den unterschiedlichen Böden i. Allg. entsprechende, in Baugrundlaboren ermittelte Bodenparameter sind in Tab. 3-5 angegeben (vgl. Anhang 1, S. 349).

Tab. 3-5: Bodenparameter für Deichbaustoffen und Deichuntergrund

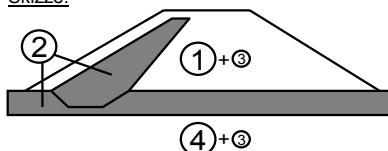
Boden-Nr.	Vorkommen / Verwendung	Bez. ³⁾	Bodenparameter				
			γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]	k_s [m/s]
1	Stützkörperkies	G, s	19.5	11.0	33.5	0.0	4.E-03
2	Auelehm (Schluffe) ¹⁾	U, s	19.5	10.0	25.0	3.0	4.E-07
3	Mischsande ²⁾	S, u, g	20.0	11.0	29.0	2.5	5.E-04
4	Untergrundkies	G, s	20.5	11.5	33.0	0.0	5.E-03

1) Entspricht dem Bodenstoff für natürliche Oberflächendichtungen.

2) Äußerst selten als Untergrundmaterial oder Deichbaustoff anzutreffen.

3) Bezeichnung nach DIN 4020.

Skizze:



3.5 Bewuchs auf Deichen

3.5.1 Allgemeines

Bewuchs, vor allem große Gehölze, und Wühltiere können den Deich durch die Bildung von Hohlräumen, die Sickerwegigkeiten darstellen, in seiner Funktion beeinträchtigen. Aus diesem Grund sind bereits zahlreiche Abhandlungen und Regelwerke erarbeitet worden, die primär die Sicherstellung der Standsicherheit von Flussdeichen im Auge haben und die Zulässigkeit von Bewuchs eben von dieser abhängig machen und erst nachgestellt den ökologischen oder landschaftsästhetischen Aspekten Beachtung schenken (DIN 19712/1997, DVWK 226/1993, DVWK 247/1997).

Bewuchs wird nach DIN 19712/1997 und DVWK 226/1993 in

- Rasen,
- Magerrasen, Wiesengesellschaften und Hochstaudenfluren und
- Gehölze (Büsche und Bäume)

unterschieden.

Während gut ausgebildete Grasnarben aus Rasen oder Magerrasen auf den Deichböschungen sich auf die Standsicherheit günstig auswirken, beinhalten Gehölze stets Gefährdungspotential, wobei Büsche weniger kritisch zu beäugen sind als Bäume (Winski 2004). Die Unterscheidung zwischen Baum und Busch kann sich im Einzelfall jedoch schwierig gestalten (siehe z. B. Aas u. Riedmiller 1987). Der Gehölzbewuchs ist auf und an Deichen deshalb nur sehr restriktiv oder aufgrund durchgeführter Sicherungsmaßnahmen bzw. Vorkehrungen zugelassen (Haselsteiner u. Strobl 2004, 2005, 2006a, 2007, siehe auch Abschnitt 3.5.2).

Die Ausbildung und Entwicklung von Bewuchs hängt im Wesentlichen von den Standortbedingungen sowie von den Pflegemaßnahmen ab (DVWK 226/1993). Für die Standsicherheit des Deiches spielen in erster Linie die Wurzeln von Gräsern, Kräutern, Wiesengesellschaften, etc. und Gehölzen eine wichtige Rolle, die zur Versorgung der Pflanze mit Wasser und Nährstoffen genutzt werden und zur statischen Verankerung des Sprosses in den Boden dienen. Deshalb ist es von gesteiger-

tem Interesse, welche Formen Wurzeln im Boden allgemein und speziell in Deichen annehmen können.

3.5.2 Wurzeln im Boden

3.5.2.1 Einteilung von Wurzeln

In dieser Arbeit wird differenziert in Gehölzwurzeln und die Wurzeln von Rasen und Wiesengesellschaft, wobei zu beachten ist, dass die Vegetationsdecken aufgrund ihrer Eigenschaften bei Deichen eine besondere Rolle spielen. Deshalb wird im Folgenden auch verstärkt auf die Vegetationsdecken (Grasnarben) eingegangen (siehe Abschnitt 3.5.5).

Artspezifisch können nach Köstler et al. (1968) Bäume drei unterschiedliche Wurzelsysteme ausbilden (DVWK 226/1993, Winski 2004, LfU BY 1990):

- Herzwurzelsystem (z. B. Lärche, Douglasie, Birke, Linde, Ahorn)
- Pfahlwurzelsystem (z. B. Kiefer, Tanne, Eiche, Ulme)
- Senkerwurzelsystem (z. B. Fichte, Strobe, Esche, Schwarzerle, Eberesche)

Nach Köstler et al. (1968) können Wurzeln nach ihrem Durchmesser in Fein- und Grobwurzeln unterteilt werden (Tab. 3-6).

Tab. 3-6: Wurzeleinteilung (nach Köstler et al. 1968)

Feinwurzeln $\varnothing < 5,0 \text{ mm}$	Feinstwurzeln	$\varnothing < 1 \text{ mm}$
	Feinwurzeln im engeren Sinn	$1 \text{ mm} < \varnothing < 2 \text{ mm}$
	Schwachwurzeln	$2 \text{ mm} < \varnothing < 5 \text{ mm}$
Grobwurzeln $\varnothing > 5,0 \text{ mm}$	Grobwurzeln im engeren Sinn	$5 \text{ mm} < \varnothing < 20 \text{ mm}$
	Derbwurzeln	$20 \text{ mm} < \varnothing < 50 \text{ mm}$
	Starkwurzeln	$\varnothing > 50 \text{ mm}$

Die Intensität der Durchwurzelung kann in extensiv, intensiv und kombiniert unterschieden werden. Intensivwurzler, wie z. B. unterschiedliche Gräser und Kräuter, haben kurze, stark verzweigte und dicht beieinander liegende Wurzeln. Extensivwurzler haben hingegen ein weitreichendes und meist auch tiefgehendes Wurzelsystem (Schiechtl 1985).

Die Beispiele in Abb. 3-13 zeigen jedoch, dass die Ausbreitung bzw. die Ausbil-

dung von Wurzeln bei besonderen Standortbedingungen nicht abschätzbar ist.

3.5.2.2 Allgemeine Standortbedingungen für Wurzel- ausbreitung - Wasserhaushalt, Sauerstoff und Nährstoffangebot

Das Wurzelwachstum ist wesentlich von dem im Boden gespeicherten oder in einem Grundwasserleiter geführten Wasser abhängig. Bei Deichen, die aus kiesigen Böden geschüttet sind, stellt die organische Deckschicht, auch als Oberboden³⁰ oder Mutterboden bezeichnet, oft die einzige Wasserquelle dar, da das Wasser in Kiesen aufgrund der grobporigen Struktur nur in sehr geringem Maße gespeichert werden kann. Dort treten deshalb vorzugsweise bei Bäumen Flachwurzelsysteme auf (Abb. 3-13). Marks u. Tschantz (2002) geben einen Wassergehalt von mindestens $w = 12\%$ an, den eine Wurzel i. Allg. im Boden als Lebensgrundlage benötigt. Ein steinig, sandiger Boden hemmt die Wurzel-
ausbreitung ebenso wie Tone, da diese aufgrund ihrer feinporigen Struktur bei Austrocknung große Wasserbindungskräfte aufweisen³¹.

Treten tiefer liegende wasserführende Schichten auf, können vor allem Gehölze, die zu Pfahlwurzelsystemen neigen, auch kiesige Schichten durchdringen (hydrotropischer Reiz). Der erhöhte mechanische Widerstand von grobkörnigen Böden verursacht i. d. R. auch ein verlangsamtes Wachstum (Polomski u. Kuhn 1998). Beispiele sind in LfW BY (1990) enthalten (Abb. 3-13, E).

Standorte mit dauerndem Überschuss an Wasser, sog. Stagnogleye, welche beim Vorhandensein von Stauwasserhorizonte auftreten, stellen sehr ungünstige Bedingungen dar. Das Wurzelwachstum bleibt an solchen Bereichen durchweg auf die oberen, nicht durchnässten Bodenhorizonte beschränkt (LfW BY 1990). In einzelnen Fällen können sich besondere Wurzelbilder, wie z. B. die Luftwurzeln der Mangrove, ausbilden (negativer Geotropismus). Nach oben gerichtetes Wurzelwachstum konnte auch bei Fichten in Waldböden festgestellt werden (Polomski u. Kuhn 1998).

³⁰ Als Oberboden wird die oberste Schicht des durch physikalische, chemische und biologische Vorgänge entstandenen belebten Bodens verstanden. Er ist für vegetationstechnische Zwecke besonders geeignet und enthält Wurzeln und Samen von standorttypischen Pflanzen. (DIN 18915/2002)

³¹ Der Wasseranteil in Böden, der nicht von Pflanzen genutzt werden kann, wird auch als Totwasser bezeichnet (Büring 1999). Der pflanzenunwirksame Porenanteil liegt über Porenanteil beim permanenten Welkepunkt (siehe Abschnitt 2.3).

Die Luftkapazität und somit der Sauerstoffvorrat von bindigen Böden ist geringer und somit ungünstiger für das Wurzelwachstum als von körnigen Böden. Gräser sind bzgl. Sauerstoffvorkommen anspruchsloser als Bäume. Sauerstoff- und Wasservorkommen werden durch Reduktion des Porenvolumens, besonders der Grobporen, durch z. B. Verdichtungsarbeit beeinträchtigt (Büring 1999). Die Durchwurzelung selbst sorgt für eine Auflockerung des Bodens, was die Luftkapazität wiederum erhöht (Lichtenegger 1985). Die Luftkapazität von durchwurzelten Oberböden am Niederrhein beträgt nach Husicka (2003) in etwa 10 bis 12%. Diese Werte bestätigen auch umfangreiche Untersuchungen an sächsischen Deichen (LfL SA 2005).

Ist Grundwasser erreichbar, können manche Gehölzarten in den Grundwasserhorizont hineinwachsen insbesondere Erlen, Weiden und Ulmen. Stehendes, sauerstoffarmes Wasser wird von Gehölzen gemieden. Das Wurzelwerk reagiert dann häufig mit vermindertem Tiefenwachstum und der Ausbildung von flachen Wurzeltellern. Schwankende Wasserhorizonte im Boden können Wurzeln, insbesondere die der älteren Gehölze, zum Absterben zwingen, da entweder bei Wasserentzug durch Grundwassersenkung der Wasserhaushalt nicht mehr sichergestellt ist, oder bei Überstauung der Wurzeln die Sauerstoffzufuhr zum Erliegen kommt.

In Bereichen mit hohem Nährstoffangebot nimmt die Durchwurzelungsintensität zu (LfW BY 1990). Das Nährstoffangebot wird vor allem durch die Stickstoff (N) beinhaltenden organischen Oberbodenschichten gedeckt. Dort bilden Gehölze bevorzugt Feinwurzeln aus (Büring 1999). Anhand von C/N-Werten und den Mengen an Phosphor (P), Kalium (K) und Magnesium (Mg) kann eine Bewertung des Nährstoffangebots vorgenommen werden. Die C/N-Verhältnisse sind i. d. R. bei normal humosen Böden im Bereich von $C/N = 10 - 12$ (Husicka 2003, Schwartz et al. 1999). Nährstoffmängel wurden bei untersuchten Grasnarben am Rhein und in Sachsen sehr selten festgestellt (Husicka 2003, LfL SA 2005). Wesentlich für die Bodenentwicklung und besonders für das Nährstoffangebot sind das Edaphon³² und die Wurzeln höherer Pflanzen. Umso mehr Bodenlebewesen vorhanden sind, desto mehr sind Umwandlungs- und Verlagerungsprozesse sichergestellt (Scheffer et al. 1984). Bodentierchen zerkleinern abgestorbene Pflanzenreste und Tierleichen und fördern die Zersetzung durch Mikroorganismen. In kalkreichen Auenwäldern sind Schnecken und Regenwürmer dominierend, in nassen Böden Schnakenlarven

³² Edaphon bezeichnet die Bodenflora und -fauna (Scheffer et al. 1984).

(Scheffer et al. 1984). Da der Großteil des Edaphons zum Überleben Sauerstoff benötigt, spielen wiederum Luft- und Wasserkapazität eine wesentliche Rolle.

Die Intensität der Durchwurzelung dieser Bereiche steigt deshalb mit ausreichender Belüftung und dem Wassergehalt, was z. B. durch die Wurmtätigkeit und das Verrotten abgestorbener Wurzeln begünstigt wird.

Zu niedriger Kalkgehalt führt zu einem eingeschränkten Wurzelwachstum, während zu hoher Kalkgehalt und zu hohe Konzentration von Nährsalzen das Wurzelwachstum völlig stilllegen können. Negativ wirken sich ferner die Bodenversauerung und freies Aluminium oder Mangan aus, welches die Bäume i. d. R. durch Wurzelwachstum in günstigere Bodenbereiche kompensieren können (Köstler et al. 1968). Der pH-Wert von durchwurzelbaren Böden sollte größer als $\text{pH} = 5,5$ sein (Büring 1999). Erfahrungswerte bei untersuchten Grasnarben zeigten zum Großteil dementsprechende pH-Werte im schwach bis mäßig sauren Bereich (Husicka 2003, LfL SA 2005, Schwartz et al. 1999).

3.5.2.3 Mechanische Widerstände von Böden gegen Durchwurzelung

Mit zunehmender Korngröße sind die wachsenden Wurzelspitzen nicht mehr in der Lage die Körner beiseite zu schieben. Sie sind deshalb zur Richtungsänderung oder zum Wachstumsstopp gezwungen. Eine Ausbreitung von Bodenwurzeln durch selbst erzeugte Druckkräfte, die Bodenpartikel verdrängen können, ist aufgrund der geringen, von der Wurzel selbst erzeugbaren Drücke in vernachlässigbarem Ausmaß möglich (Haselsteiner u. Strobl 2006a, Kuntze et al. 1994). Die Wurzel sucht sich seinen Weg demnach nach dem „Prinzip des geringsten Widerstandes“. Bei Deichen, die zum Großteil aus gut verdichtetem Kies bestehen, werden der Durchwurzelung in hohem Maße Widerstände entgegengesetzt. Lediglich in einer locker gelagerten Oberbodenschicht ist aus diesem Grund in größerem Umfang eine Durchwurzelung möglich.

Wesentlichen Einfluss auf die Bildung von Hohlräumen für die Durchwurzelung hat die wühlende Markofauna (vgl. Abschnitt 3.6) und Risse, die z. B. durch Verformungen, durch Frost, Austrocknung bzw. Schrumpfen und Quellen, Setzungen und Senkungen hervorgerufen werden.

Im Allgemeinen beruht die schädigende Wirkung von Frost auf der beim Phasenübergang von Wasser zu Eis auftretenden Volumenausdehnung um ca. 9,1%. Bei mehreren Frosttauwechseln kann dies zur irreversiblen Zerstörung des vorhandenen

Gefüges führen. Risse, Spalten und die Bildung von Frostlinsen sind das Resultat, was sowohl zu einer Abnahme der Festigkeit und der Stabilität als auch einer Erhöhung der Durchlässigkeit führen kann. Wesentlich für die Betrachtung von Frost an Deichen ist die Frosteindringtiefe, die z. B. nach Brown (1964) abgeschätzt werden kann. In der Praxis wird in Bayern häufig mit einer Frosteindringtiefe von 0,8 bis 1,2 m gerechnet. Kiese der Klassifizierung GW, GI und GE sowie Sande SW, SI und SE sind frostsicher (FGSV 1997). Gefährdet sind nach Scheffer et al. (1984) Böden mit Schluff- und Tongehalten von über 5% bei schneller Wassernachlieferung, sprich hoher Durchlässigkeit, und einem langsamen Gefrierungsprozess, wodurch größere Eislinen entstehen können. Weitere Hinweise zu Frost im Baugrund sind z. B. in Jessberger (1990) zu finden. Demnach sind bindige Deckschichten als Vegetationsdecken besonders gefährdet.

Hartge (1985) beschreibt den Durchwurzelungsvorgang von Tonböden und führt die mögliche Durchwurzelung hauptsächlich auf Rissbildung zurück. Diese entstünden in erster Linie durch Schwundrisse infolge Austrocknens nach ggf. eingetretenem Quellen. Verstärkt wird der Effekt des Schrumpfens durch den Wasserentzug, den eindringende Wurzeln ausüben. Überkonsolidierte bzw. stark verdichtete Tonböden werden hingegen als nicht durchwurzelbar bezeichnet.

Hartge (1985) beschreibt ebenfalls die Entwicklung von Wurzeln in Sandböden und geht davon aus, dass „*bei Sandböden mit zunehmender Durchwurzelung eine Vergrößerung des Porenanteils bei gleichzeitiger Anhebung der Bodenoberfläche*“ erfolgt, da „*die Wurzeln sich Platz schaffen*“. Dabei wächst die Wurzel zuerst in vorhandene oder durch Bewegung des Bodens (Frost- und Austrocknungsrisse) neu entstandene Hohlräume hinein und verdrängt so Boden. Aktiv können Wurzeln durch Übertragung von Windkräften den Boden lockern und anschließend in den Hohlraum einwachsen (Haselsteiner u. Strobl 2006a).

Falls dennoch z. B. ein hydrotropischer Reiz ausgelöst wird, durchörtern einzelne so genannte Pionierwurzeln auch dicht gelagerte Böden. Dichte Bodenschichten können auch dafür verantwortlich sein, dass Gehölze stark gestauchte Wurzelbilder entwickeln, wenn die Wurzel sich leichter in eine andere Richtung ausbreiten kann. Wie in Abb. 3-13 zu sehen, bildete eine Grauerle mit spezifischem Herzwurzelsystem in hohem Maße Flachwurzeln aus. Oberflächliche Bodenverdichtungsmaßnahmen sorgen dafür, dass junge Gehölze zuerst flache Wurzeln ausbilden und sich erst mit zunehmendem Alter und Nährstoff- sowie Sauerstoffbedarf in die Tiefe ausbreiten (LfW BY 1990).

Begemann u. Schiechl (1986) geben einen optimalen Bereich der Kornverteilung für Durchwurzelung an. Reine Kiese und sandige Kiese werden demnach auch mit zunehmendem Verdichtungsgrad bzw. zunehmender Lagerungsdichte von Wurzeln gemieden (Abb. 3-16).

Flühler (in Gisi 1997) fand einen Zusammenhang zwischen der Dichte, der Porosität und der Durchwurzelbarkeit von Feinerde. Sehr stark verdichtete Böden mit Dichten größer $1,80 \text{ g/cm}^3$ sind demnach nur extrem schwer zu durchwurzeln. Locker gelagerte Oberbodenschichten mit Dichten von $\rho = 1,1$ bis $1,5 \text{ g/cm}^3$ (vgl. Husicka 2003) werden als „gut durchwurzelbar“ eingestuft. Coder (1998) gibt für die maximal durchwurzelbare Dichte für verschiedene Bodenarten Grenzdichten an, die zwischen $\rho_{\max} = 1,40 \text{ g/cm}^3$ für Tone und $\rho_{\max} = 1,80 \text{ g/cm}^3$ für Sande liegen.

Pauschale Wurzelreichweiten anzugeben ist, wie schon erwähnt, aufgrund der variierenden Randbedingungen bei Deichen nicht möglich. Auch die von Cutler u. Richardson (1991) oder Balder (1998) ermittelten Reichweiten bei durch Wurzeln verursachten Schäden sind kein Maß zur Abschätzung der Wurzelausbreitung, da sie erstens nur Maximalwerte berücksichtigen und zweitens nicht auf die besonderen Standortfaktoren von Flussdeichen eingehen.

3.5.2.4 Sonstige Einflussfaktoren auf das Wurzelwachstum

Lichtintensive Standorte bewirken ein verstärktes und intensiveres Wurzelwachstum (Köstler et al. 1968). Nach Polomski u. Kuhn (1998) sind besonders Buche, Roteiche, Birke, Erle und Robinie sehr schattenempfindlich und schränken bei Lichtmangel ihr Wurzelwachstum markant ein. Hartmann (1952) hat festgestellt, dass bei Lichtmangel vor allem das Wachstum von Fein- und Seitenwurzeln schwächer ausgebildet wird, während die Haupt- und Pfahlwurzeln eher kräftiger sind.

In Relation zur Umgebungstemperatur hohe Bodentemperaturen verstärken das Wurzelwachstum, während hohe Umgebungstemperaturen generell das Wachstum von Spross und Wurzeln verstärken (Hellmers 1963). Niedrige Temperaturen verringern die Tendenz zur Aufzweigung und vermindern das Längenwachstum, was zu Flachwurzelsystemen führen kann (Nambiar 1983). Im Herbst vollzieht sich i. d. R. ab gewissen Bodentemperaturen ein Wachstumsstopp, der im Frühjahr ab entsprechenden Bodentemperaturen wieder aufgehoben wird (Ladefoged 1939). Wachstum erfolgt i. Allg. ab Bodentemperaturen von 0°C und nimmt merklich ab 4°C zu (Winski 2004).

Aufgrund der hohen Windbelastung ist der Baum bestrebt, sich durch sein Wurzelwachstum im Boden zu verankern. Mit zunehmendem Alter und etlichen Vegetationsperioden wird die Standsicherheit von Bäumen i. d. R. größer. Bei flachwurzelnden Gehölzen werden häufig zusätzlich stützende Seitenwurzeln ausgebildet (Köstler et al. 1968). Gehölze bilden die beanspruchten Bereiche, z. B. die Zugbereiche auf der windabgewandten Seite, stärker aus. Stark vom Wind beanspruchte Bäume reagieren generell mit einem verstärkten Wurzelwachstum, um ihre Standsicherheit sicherzustellen. Deshalb sind vor allem junge Bäume, die in dichten Pflanzungen stehen, standsicherheitsgefährdet, da sie mit verstärktem Höhenwachstum versuchen, den besten Sonnenplatz einzunehmen und dabei das Wurzelwachstum vernachlässigen (Mattheck u. Bethge 1999). Die Windeinwirkung und die dadurch hervorgerufene Bewegung der Wurzeln, die eine Lockerung des Bodens verursachen kann, begünstigt hierbei das weitere Wurzelwachstum (Hartge 1985).

3.5.3 Wurzelausbreitung in Flussdeichen

3.5.3.1 Allgemeines

Wie schon die Behandlung der allgemeinen Standortbedingungen für Wurzeln im Boden unter Punkt 3.5.2 zeigt, hängt die Wurzelausbreitung von vielen Faktoren ab. Deiche stellen in Abhängigkeit u. a. vom Deichaufbau, Deichmaterial und Wasserhaushalt sowie den klimatischen Randbedingungen ein für Gräser, Wiesengesellschaften und Gehölze mehr oder minder geeigneten Standort dar. Weichen die Eigenschaften vorhandener Böden stark von den Anforderungen an für die Durchwurzelung der Grasnarbe gedachten Oberbodenschichten ab, können Maßnahmen, wie z. B. die Zugabe von mineralischem Kolloidmaterial oder Mull, getroffen werden, um das Wachstum des Böschungsbewuchses und somit die Durchwurzelung der Oberbodenschicht zu verstärken (Büring 1999).

Homogene Rasendecken bilden als artenarme Bestände Wurzeln mit einem Wurzelhorizont von 5 – 10 cm aus, während artenreiche Pflanzengesellschaften mit Wurzelhorizonten von 35 bis 175 cm weitaus tiefer wurzeln können (DVWK 226/1993).

Neben den Wurzelgrabungen des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft (LfW BY 1990) gibt auch Winski (2004) und die darin enthaltene Literatur Hinweise zu der auf Deichen möglichen Ausbreitung von Gehölzwurzeln. Winski (2004) beschreibt das Verhalten von Wurzeln unter natürlichen Bedingungen sowie

auf Deichen, dabei stützt sich Winski (2004) insbesondere auf Ehlers (1986), Köstler et al. (1968), Kutschera et al. (1997), Kutschera u. Lichtenegger (2002), Schlüter (1990) und Balder (1998). Nach Winski (2004) spielen die Wurzeln von Sträuchern und die Sträucher selbst bei der Gefährdung der Standsicherheit nur eine untergeordnete Rolle, weil sie erstens „*schwach ausgebildet sind*“ und zweitens „*weit weniger statische Problem als Bäume*“ haben. Schwierig ist diese Unterscheidung nach Winski (2004) bei Strauch- bzw. Baumarten, die keiner der beiden Arten eindeutig zugeordnet werden können. Deshalb werden hier prinzipiell Sträucher mitbehandelt, wobei im Einzelfall je nach Strauchart keine unmittelbaren statischen und geohydraulischen Gefahren von einem kleinwüchsigen Strauch zu erwarten sind. Grasbewachsene Oberbodenschichten werden in Abschnitt 3.5.5 eingehender behandelt.

3.5.3.2 Standortbedingungen an Flussdeichen

Je nach Gewässer und Standort können Vorland und Deiche regelmäßig eingestaut werden, was dazu führt, dass im Vorland und an der wasserseitigen Deichböschung sich die typischen Weichholz- und Hartholzauen ausbilden können. In diesen Bereichen werden sich mittelfristig die gegen Überflutung und ggf. Staunässe resistenten Gehölzarten niederlassen (vgl. Gehölzeigenschaften, Anhang 3 bis Anhang 9, S. 351 und 357).

Aufgrund der Nähe zum Gewässer steht i. d. R. unter Flussdeichen Grundwasser an. Reicht die Wasserversorgung nicht aus, können Gehölze tief liegende Wasserspeicher und Grundwasserhorizonte erreichen, wobei Schichten durchwurzelt werden können (z. B. Kiesschichten), die unter normalen Umständen für Wurzelwachstum nicht geeignet sind (vgl. Abschnitt 3.5.2.3). Bei Schardeichen kann davon ausgegangen werden, dass der Grundwasserstand in etwa dem Wasserstand im Fluss entspricht. Bei hohen Grundwasserständen, z. B. durch stauende Untergrundschichten, kann Staunässe auftreten. Staunässe führt bei den empfindlichen Gehölzen (vgl. Gehölzeigenschaften, Anhang 3 bis Anhang 9, S. 351 und 357) zu besonderen Wurzelformen, zur Wachstumsbehinderung oder zum Absterben des Baumes. Besonders beim Neubau von Deichen oder Flutpoldern sollte der Einfluss der Veränderung des Wasserhaushaltes auf den Gehölzbewuchs berücksichtigt werden.

In den i. d. R. auf Deichen vorkommenden Oberbodenschichten, die als Durchwurzelungs- und Nährschicht für die üblicherweise als Rasen bzw. Magerrasen ausgeführte Vegetationsdecke dient, befinden sich i. Allg. auch gute Standortbedingun-

gen für eine Durchwurzelung durch Gehölzwurzeln, was u. a. die zahlreichen Aufgrabungen an bayerischen Deichen untersteichen (LfW BY 1990, vgl. Abschnitt 3.5.2).

Aufgrund der Böschungsneigungen können Bäume sowohl einen schiefen Spross ausbilden als auch mit einseitigem Wurzelwachstum reagieren (Winski 2004). Gut verdichtete Deichstützkörper aus Kiesen sind i. Allg. wurzelhemmend. Falls der Baum jedoch keine anderen Bereiche außer dem Kies vorfindet, um sich auszubreiten, werden auch reine Kiese bis zu einem gewissen Grad durchwurzelt, vornehmlich durch einzelne Pfahlwurzeln, was Winski (2004) bestätigt (vgl. Abb. 3-13).

Deiche, die nicht aus grobem Substrat bestehen, sondern z. B. aus Sand oder bindigen Mischböden, setzen der Durchwurzelung weniger Widerstand entgegen. In humusreichen Mineralböden reicht die Austrocknung bis zu einem Wassergehalt nahe der Feldkapazität bereits aus, um eine Wiederbenetzung von Schwundrissen und ein Schließen der Risse zu erschweren. Wurzeln dringen bevorzugt in diese Schwundrisse ein (Kuntze et al. 1994).

Insbesondere kann die ohnehin schon sehr locker gelagerte Oberbodenschicht durch Frost zusätzlich gelockert werden. Gleiches gilt für Oberflächendichtungen ohne ausreichende Überdeckung. Der Frosteinfluss bewirkt zum einen eine Zunahme der Durchlässigkeit und zum anderen eine Dichteveränderung sowie die Abnahme von Zug- und Druckfestigkeit (Quandt 1998). Für Innendichtungen gilt ähnliches (vgl. Abschnitt 3.3.4.3).

„*Schluffige Deiche sind weitgehend durchwurzelt*“ (Winski 2004). Dies kann auch für Kiesdeiche gelten, die bei ihrer Errichtung, die teilweise schon einige Jahrzehnte her ist, nicht richtig verdichtet wurden, wie Abb. 3-13 zeigt. Ob beim angegebenen Beispiel das intensive Tiefenwachstum im stammnahen Bereich durch lockeren Kies unterstützt wurde, bleibt zu vermuten.

3.5.3.3 Beispiele zur Wurzelausbreitung von Gehölzen in Deichen und Dämmen

Einige bereits in Abschnitt 3.5.3.2 erwähnte Fälle von Wurzelausbreitungen in Deichen sind in Abb. 3-13 skizziert. Aus den Darstellungen lässt sich resultierend zusammenfassen, dass die Durchwurzelung in erster Linie in der Oberbodenschicht stattfindet (vgl. Abb. 3-13, A – C), aber auch ungünstige Böden durch vereinzelte Wurzeln durchdrungen werden. Bäume bilden gegen ihr genetisch vorprogrammier-

tes Wurzelsystem i. d. R. flachere Wurzelsysteme aus und können sowohl ungünstige Kiese (vgl. Abb. 3-13, E) und Dichtungen durchdringen.

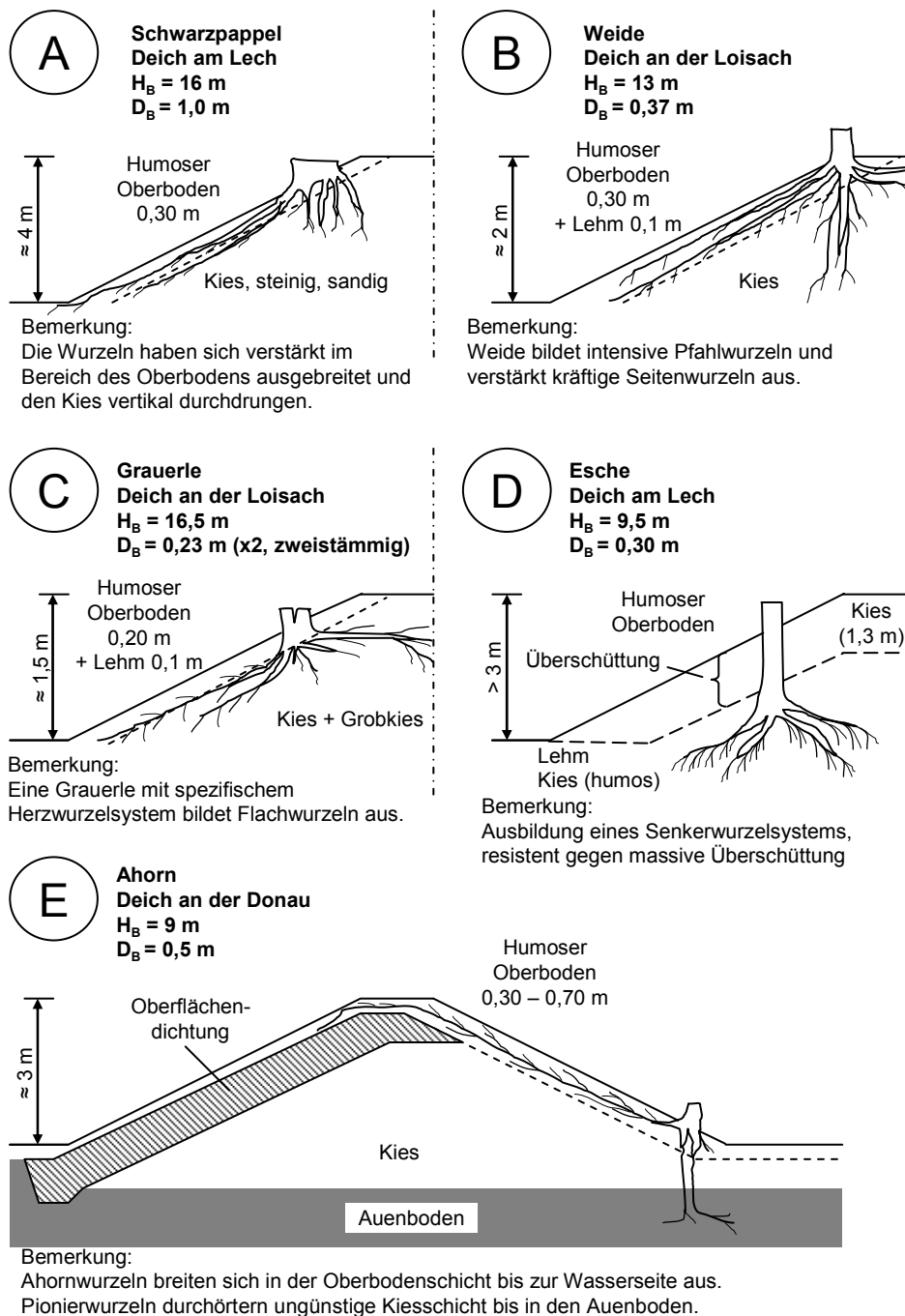


Abb. 3-13: Skizzierte Beispiele zur Durchwurzelung von Deichen infolge Gehölzwuchs (nach LfW BY 1990)

Kunz (2001) berichtet von einer Durchwurzelung einer Tonoberflächendichtung in einem Damm am Mittellandkanal bei Haldensleben, der vorwiegend mit Pappeln bewachsen war. Die Wurzeln in der Dichtung erreichten Durchmesser von bis zu

3 cm und durchdrangen die Dichtung komplett. Seethaler (1999) bestätigt, dass Wurzeln natürliche Dichtungen durchwurzeln können. Einige Baumarten können auch Überschüttungen standhalten (vgl. Gehölzeigenschaften, Anhang 5, S. 353, rechte Spalte) und breiten je nach Untergrundbedingungen ihr Wurzelwerk weiterhin aus (vgl. Abb. 3-13, D).

Ähnlich wie in Abb. 3-13 (Beispiel E) gibt Seethaler (1999) ein Beispiel einer Pappel auf einem Hochwasserschutzdeich an der Donau an. Die Pappel durchwurzelte den Deichstützkörper, obwohl dieser aus Kies besteht, und dringt in die feuchte Außenlehmschicht ein. Gleichzeitig breiten sich starke Seitenwurzeln innerhalb der Oberbodenschicht über die Deichkrone bis zur wasserseitigen Böschung in die dort befindliche Dichtung aus.

Es wird darauf hingewiesen, dass im Bereich von Rohren, insbesondere Wasserleitungen, und befestigter Fahrbahnen auf und an Deichen Gehölze Schäden hervorrufen können. In Balder (1998) sind Beispiele aus dem städtischen Bereich zu finden. Zum einen können oberflächliche Schäden an Gehwegen und Fahrbahnen auftreten und zum anderen im Untergrund verlaufende Leitungen und Rohre beschädigt werden.

3.5.4 Zulässiger Gehölzbewuchs auf Deichen

3.5.4.1 Allgemeines

In DIN 19712/1997, DVWK 210/1986 und DVWK 226/1993 sind die bestehenden Regelungen, die den Bewuchs festlegen, enthalten. In Haselsteiner u. Strobl (2004, 2005, 2006a, 2007) werden weitere Möglichkeiten aufgezeigt, wie und unter welchen Rahmenbedingungen regelkonform mit Bewuchs auf Deichen auch im Rahmen von Ertüchtigungsmaßnahmen verfahren werden kann.

3.5.4.2 Auswirkungen von Gehölzen auf die Standsicherheit von Deichen

Von Seiten der Ingenieurbiologie werden folgende auf die Standsicherheit des Deiches positiv wirkende Einwirkungen angeführt:

- Wurzeln können sowohl die lokale als auch globale Standsicherheit erhöhen, weil sie ungünstige Gleitkreise oder Rutschflächen durchhörtern. Man spricht von einem Verdübelungseffekt (Seethaler 1999). Dies bewirkt eine Bodenstabilisierung (Schiechtl 1985). Die Erhöhung der lokalen Standsicherheit

wird z. B. von BAW MSD (2005) durch den Ansatz einer Wurzelkohäsion herangezogen. Beim Nachweis der globalen Standsicherheit wird diese i. d. R. nicht berücksichtigt.

- Bei homogenen Deichen aus bindigen Schüttmaterialien können Gehölzwurzeln zur Bodenentwässerung, was eine Bodenverfestigung zur Folge haben kann, beitragen und durch ihren Wasserbedarf als Drän wirken (vgl. Döscher u. Armbruster 1999, Marks u. Tschantz 2002, Seethaler 1999).
- Gehölze, besonders wurzelintensive Büsche, können zum Schutz vor Oberflächenerosion beitragen.

Die Beeinträchtigung der Standsicherheit durch Gehölz nach DIN 19712/1997 lassen sich wie folgt zusammenfassen (vgl. Haselsteiner u. Strobl 2004, 2006a):

- Lockerung des Bodens durch Baumwurzeln vor allem bei Sturm
- Umstürzende Bäume reißen Löcher in den Deich (Windwurf) (vgl. LfW BY 1990)
- Begünstigung von Oberflächenerosion hervorgerufen durch Strömung und Wellenschlag
- Bildung von Hohlräumen und Sickerwegen durch
 - a. Wurzelfraß von Wühltieren
 - b. Verrottende Wurzeln
- Erschwernis bei Überwachung, Deichverteidigung und Unterhalt
- Beeinflussung des Graswuchses bzw. der Grasnarbe durch Beschattung
- Durchwurzelung von Böden und Dichtungen (Erhöhung der Durchlässigkeit und der Erosionsanfälligkeit)
- Gefährdung von Entwässerungsvorrichtungen durch Wurzelwachstum
- Ggf. Begünstigung des Auftretens von Wühltieren

- Zusätzliche statische Belastung der Böschung (übertragbares Windmoment)
- Beschädigung von Bauwerken im Deich (Marks u. Tschantz 2004)

Hartge (1985) unterstreicht die überwiegend auftretende lockernde Wirkung von mehrjährigen Wurzeln im Boden. Zudem werden häufig oberflächennahe Bodenschichten angehoben und gelockert und anschließend durch Oberflächenerosion abtransportiert. Die negativen Auswirkungen von Wurzeln in Deichen sind z. B. durch die Wurzelauflagerungen in LfW BY (1990) und die Zusammenstellung in Winski (2004) belegt.

Primär dient die Durchwurzelung zur Stabilisierung des Baumes und Nährstoff- sowie Wasserversorgung, womit eine Lockerung des Bodens einhergeht. Zusätzlich wird die Standsicherheit indirekt dadurch herabgesetzt, dass die Deichüberwachung und somit die Früherkennung von schädigenden Prozessen, wie z. B. Erosionstrichter, erheblich eingeschränkt sein kann (Marks u. Tschantz 2002).

Versagensmechanismen zu durch Gehölz verursachten Schäden an Deichen und dazugehörige Beispiele sind in Haselsteiner u. Strobl (2005) zusammengestellt.

3.5.4.3 Bestehende Regelungen zu Gehölzen auf Deichen

Regeln zu Gehölzen auf Deichen sind in DIN 19712/1997 bzw. DVWK 226/1993 enthalten und können in folgenden Punkten zusammengefasst werden (aus Haselsteiner u. Strobl 2004, Abb. 3-14):

- Kein Gehölzbewuchs auf nicht überdimensionierten Deichen, die aus Bodenarten bestehen, die eine Durchwurzelung begünstigen
- Kein Gehölzbewuchs auf wasserseitigen Böschungen und Bermen, im Bereich der Deichkrone, an Überlaufstrecken und überströmbaren Teilschutzdeichen
- Keine Ausbreitung der Wurzeln in den erdstatisch erforderlichen Deichquerschnitt
- Kein Gehölzbewuchs im unteren Drittel der landseitigen Böschung aufgrund Sickerwasserbeobachtung und Deichverteidigung

- Bepflanzung nur in Gruppen unter Beachtung der Belange des Unterhalts
- Sicherheitsabstand vom Deichfuß wegen Kolk- und Durchwurzelungsgefahr
- Beachtung der Gehölze im Vorland im Bezug auf Hochwasserabfluss
- Entfernung von Gehölzen im Falle einer Beeinträchtigung der Standsicherheit
- Entfernung von abgestorbenen Wurzeln nach spätestens zwei Jahren

Die Forderungen einer Überhöhung bei mit Gehölzen bewachsenen Deichabschnitten, wie sie in DVWK 226/1993 und DVWK 210/1986 zu finden ist, fehlt in den Ausführungen der DIN 19712/1997. Beispiele zur normgerechten Bepflanzung eines Deiches sind in Haselsteiner u. Strobl (2004, 2005, 2006a) zu finden. Von einer analogen Anwendung der Bewuchsregelung für Dämme an Bundeswasserstraßen nach BAW MSD (2005) sollte abgesehen werden (Haselsteiner u. Strobl 2004). Weiterführende Hinweise zu dieser Thematik kann auch der internationalen Damm- und Deichbaupraxis entnommen werden (USACE EM 2000b, TAW 1991, Marks u. Tschantz 2002, EA W133 1998).

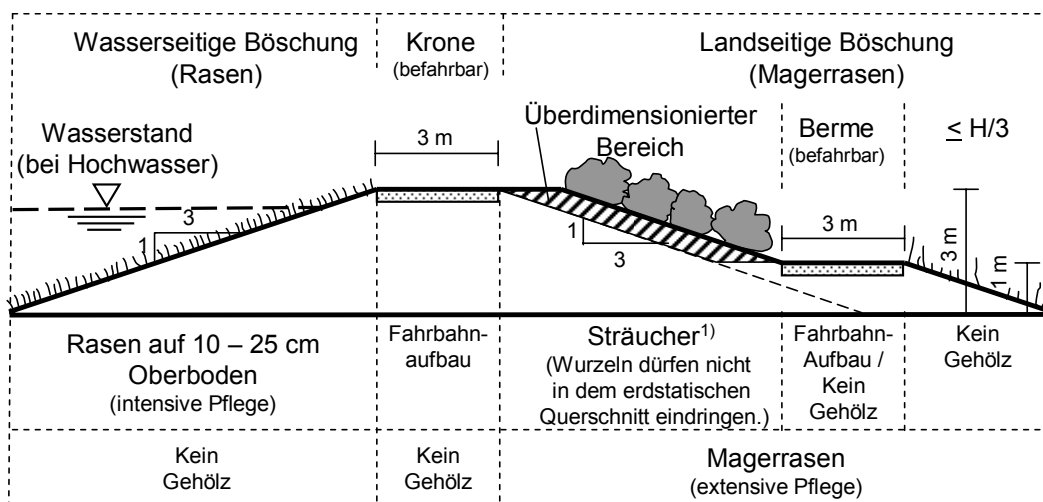


Abb. 3-14: Zulässiger Bewuchs auf Deichen (nach DIN 19712/1997 bzw. DVWK 226/1993, vgl. Anhang 2, S. 350)

3.5.4.4 Weitere Empfehlungen und Hinweise zu Gehölzen auf Deichen

Folgende Hinweise können über die in DIN 19712/1997 festgelegten Regeln hinaus noch beachtet werden. Sie beruhen auf Untersuchungen zur Standsicherheit von

Bäumen (Haselsteiner 2002, Haselsteiner u. Strobl 2005). Hierbei wurden sowohl Windwurf als auch Materialbruch untersucht (Mattheck 2002, Mattheck u. Bethge 1999, Norgard Nielson 1990, Sinn 2002, Weber u. Mattheck 2001, Wessolly u. Erb 1998).

- Gesunde Bäume sollten ein H/D-Verhältnis (H: Höhe, D: Durchmesser) von höchstens 50 aufweisen, um statisch und mechanisch standsicher zu sein. Im Rahmen der Unterhaltung sollten deshalb Bäume auf dieses Verhältnis zugeschnitten werden. Die Standsicherheit von Jungbäumen ist i. d. R. eher gefährdet als die von alten Bäumen. Junge Bäume können jedoch aufgrund ihrer Vorspannung auch bei größeren H/D-Werten standsicher sein.
- Bei der Belassung und/oder Pflanzung von Bäumen in Gruppen sollte darauf geachtet werden, dass die einzelnen Bäume genügend Platz haben, um ein überproportionales Höhenwachstum im Konkurrenzkampf mit anderen Artgenossen zu verhindern, was ungünstige H/D-Verhältnisse und damit geringe Standsicherheiten der Einzelbäume zur Folge hat.
- Die Durchsickerung oder Sättigung des Wurzelballens von Bäumen kann die Scherwiderstandskräfte des Bodens und durch Erosionsvorgänge auch die Verankerung der Wurzel im Boden maßgebend herabsetzen, so dass i. Allg. eine Durchsickerung mittels baulicher Maßnahmen (Ringdrän o. ä.) ausgeschlossen werden soll.
- Bei der Sicherung von Deichen mittels statisch wirksamen Innendichtungen beim Vorhandensein von Gehölzen muss sichergestellt werden, dass die Dichtung erstens nicht durchwurzelt wird (siehe Haselsteiner u. Strobl 2006a) und zweitens ggf. auftretende Momente aufgrund von Böschungsrutschungen nach Versagen des Baumes (Windwurf) aufnehmen kann.
- Durchwurzelungshemmschichten können einerseits aus festen Baustoffen wie Stahl, Kunststoffen o. ä. bestehen und andererseits aus grobkörnigem Kiesmaterial und sind stets dort anzubringen, wo eine Durchwurzelung nachteilige Auswirkungen auf die Standsicherheit mit sich bringt, besonders im Bereich von Oberflächendichtung und Dräns am Deichfuß.
- Wurzeln von Gehölzen müssen bei Gehölzfreistellungen restlos entfernt und der Wurzelkrater mit entsprechendem Bodenmaterial verfüllt und verdichtet werden. Hinweise hierzu sind in Marks u. Tschantz (2002) zu finden (vgl.

Haselsteiner u. Strobl 2005, 2006a).

Die Auswahl von standortgerechtem Gehölz und Pflegemaßnahmen können die Form und Art des Gehölzbewuchses, wie bereits erwähnt, prägen. Deshalb spielen im Wesentlichen für die Beurteilung der Zulässigkeit von Gehölzen die standortbedingten Einflüssen und die in Tab. 3-7 genannten Faktoren eine gewichtige Rolle.

Tab. 3-7: Standortspezifische und sonstige Faktoren für die Zulässigkeit von Gehölz

Nr.	Standortspezifisch	Nr.	Sonstige
1	Wasserhaushalt	1	Deichquerschnitt (Überprofil)
2	Nährstoffangebot	2	Sicherungsmaßnahmen (wurzelfeste Sperren ...)
3	Sauerstoffversorgung		
4	Licht	3	Lage des Gehölzes am Deich
5	Temperatur	4	Größe und Wurzelbildung des Gehölzes
6	Wind		
7	Boden	5	Aufwand für Unterhaltung

Gehölze können ähnlich wie in LfU BW (1994) oder BAW MSD (2005) bezüglich ihres Größenwachstums oder ihrer Wurzelausbreitung eingeteilt werden. Dadurch kann artspezifisch die Zulässigkeit auf Deichen abgeschätzt werden. Durch eine Aufgliederung von Deichen in wasserseitige Bereiche, W1 bis W5, in eine Kronenzone, und in landseitige Bereiche, L1 bis L6, wie in Abb. 3-15 zu sehen ist und wie es z. B. in BAW MSD (2005) für Dämme an Bundeswasserstraßen entwickelt wurde, können auch unter Berücksichtigung und Bewertung o. g. Faktoren (Tab. 3-7) von den Regeln in DIN 19712/1997 abweichende Formen des Bewuchses zugelassen werden, wenn die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit sichergestellt sind. Die Deichkrone sowie das untere Drittel der landseitigen Böschungen bleiben i. d. R. gehölzfrei. Falls jedoch die Deichüberwachung auf anderem Wege gesichert und/oder besondere Sicherungsmaßnahmen durchgeführt wurden, kann auch von dieser Regel abgewichen werden. Näheres zu diesem Konzept kann Haselsteiner u. Strobl (2004, 2005, 2006a) entnommen werden. Eine Übersicht eines Bewuchskonzepts, das u. a. Sicherungsmaßnahmen berücksichtigt und Gehölze in Abhängigkeit von ihrer Höhe bzw. Einteilung in Gefahrenklassen (GeK) ist in (Anhang 10, S. 358) gegeben. Die Einteilung ausgewählter Gehölze in vier Gefahrenklassen ist in Anhang 11 (S. 359) angefügt.

Bauliche Sicherungsmaßnahmen wie Wurzelhemmschichten oder statisch wirksame Dichtwände sind einfache aber teure Mittel zur Gewährleistung der Standsicherheit von mit Gehölzen bewachsenen Deichen (vgl. Haselsteiner u. Strobl 2006a, Londong 1999, Seethaler 1999).

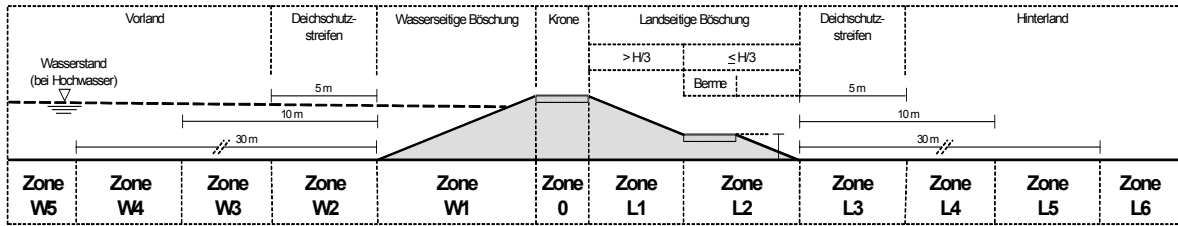


Abb. 3-15: Zoneneinteilung von Deichen zur Beurteilung der Zulässigkeit von Gehölzen (aus Haselsteiner u. Strobl 2005, 2006a, vgl. Anhang 10)

3.5.5 Grasbewachsene Oberböden

3.5.5.1 Allgemeines

Grundlegendes zu Grasnarben auf Deichböschungen ist bereits in Abschnitt 3.3.2.5 behandelt worden. Die hydraulische und erosionshemmende Wirkung von Vegetationsdecken hängt i. Allg. von den gleichen standortspezifischen Faktoren ab, wie es für Gehölze der Fall ist (vgl. Tab. 3-7) und in besonderem Maße von der Pflege und dem Saatgut selbst. Diese Wirkung der Vegetationsdecken kann anhand von Einflussgrößen, wie z. B. Bewuchsdichte, Fehlstellen, Tiefe der Hauptwurzelzone, Wurzelmasse, abgeschätzt werden (Bielitz u. Carstensen 2002, LfL SA 2005). Beispiele verwendeter Oberbodenkörnungen sowie einen für Durchwurzelbarkeit optimalen Bereich für Oberböden ist in Abb. 3-16 gegeben.

Da die Vegetationsdecke auf Deichen in erster Linie dem Schutz vor Oberflächen-erosion dient, wird in der einschlägigen Fachliteratur auf die Bewertung der Erosionsfestigkeit besonderen Wert gelegt (Husicka 2003, Bielitz u. Carstensen 2002, LfL SA 2005). Anhaltswerte für die von Böschungsaufbauten aufnehmbaren Belastungen können dem Fachgebiet „Böschungssicherungen“ entnommen werden (Tab. 3-8).

Ein Indiz der Erosionsfestigkeit ist die Fehlstellengröße [cm²] pro Vergleichsfläche. Sofern diese unter 25 cm² beträgt, ist die Grasnarbendichte nach Husicka (2003) als ausreichend dicht und dementsprechend erosionsicher anzusehen. Andere Quellen stellen höhere Anforderungen an die Fehlstellengröße und setzen den Schwellenwert für eine gute Grasnarbendichte auf 5 cm² herab (Liebrand 1999). Von regelmäßigen Pflegemaßnahmen begleitete Deiche in Sachsen entsprechen zum Großteil dem Kriterium nach Husicka (2003), wobei die Fehlstellengröße jahreszeitlich

schwankt und in der Vegetationsperiode (April – August) geringere Werte angetroffen werden. Untersuchungen an Rheindeichen brachten ähnliche Ergebnisse. Bestände mit Beweidung und/intensiver Pflege zeigten i. Allg. höhere Grasnarbendichten (Husicka 2003).

Tab. 3-8: Von Böschungssicherungen aufnehmbare Schubspannungen und Fließgeschwindigkeiten (erweitert aus Haselsteiner 2006)

Ufer-sicherung	max. Schubspannung ^{A)} τ_{\max} [N/m ²] ¹	Ufer-sicherung	max. Geschwindigkeit ^{B)} v_{\max} [m/s]
Rasen	30	Gras	1,8
Pflanzung	> 30	Schotterrasen	3,7
gesicherte Pflanzung	120	Faschinenwalzen	3,5
Buschmatratze	300	Weidenstecklinge	3,5
Verpflockte Steinberollung	250	Steinwurf mit Rauhpack	4,0
Lebender Steinsatz	> 350		

1) nach mehreren Vegetationsperioden
A) Begemann u. Schiechl (1986)
B) LfU BW (1991)
C) Hammann de Salazar et al. (1994)
D) Dittrich (1998)

Ufer-sicherung	max. Geschwindigkeit ^{C)} v_{\max} [m/s]	max. Schubspannung ^{C)} τ_{\max} [N/m ²] ¹	Ufer-sicherung	max. Geschwindigkeit ^{D)} v_{\max} [m/s]	max. Schubspannung ^{D)} τ_{\max} [N/m ²]
Schotterrasen / Rasen	< 1,5	< 30	Rasen, kurz überflutet	1,8 - 2,0	20 - 50
Totfaschinen	2,5 - 3,0	60 - 70	Röhrichtwalze	2,0	50
Faschinenwalzen	3,0 - 3,5	100 - 150	Weidenfaschine	2,5 - 3,0	60 - 80
Weidenstecklinge mit Steinwurf	3,0 - 3,5	100 - 150	Weidenstecklinge mit Steinwurf	3,0 - 3,5	100 - 150
großer Steinwurf	> 3,5	> 150	großer Steinwurf	4,0 - 6,0	200 - 240

3.5.5.2 Zusammensetzung von Grasnarben und Eigenschaften

Unter Grünland reicht nach Scheffer et al. (1984) die intensive Durchwurzelung bis zu 7 cm in den Boden hinein. Extensivere Durchwurzelung durchdringt i. Allg. Bodenschichten von wenigen Dezimetern bis Metern. Dabei wurzeln artenarme Rasenkulturen weniger tief als artenreiche Wiesengesellschaften (DVWK 226/1993). Untersuchte Proben aus Deichen in Sachsen zeigten zum Großteil eine Tiefe der

dichten Wurzelschicht von über 8 cm. Einzelwurzeln wurzeln teilweise bis über 30 cm tief (LfL SA 2005). Scharff (1999) lokalisierte den stark durchwurzelten Bereich bis zu einer Tiefe von 10 cm. Die Intensität der Durchwurzelung wird häufig mit der Wurzelmasse angegeben (LfL SA 2005).

Feine Haarwurzeln verkleben und verflechten Bodenteilchen (Kuntze et al. 1994). Lebendorganismen verkitten die Bodenteilchen durch Schleimbildung. So entsteht ein stabiles, krümeliges Bodengefüge. Trotz der lockernden Wirkung und der dadurch erhöhten Durchlässigkeit wird dadurch eine erosionshindernde Bodenschicht gebildet (Lichtenegger 1985).

Für Oberböden der wasserseitigen und landseitigen Böschung werden schluffige und kiesige Sande, sandige Schluffe und Lehme mit einem ausreichenden Anteil an organischen Bestandteilen (3 bis 8%, mittel humos bis stark humos) verwendet (Abb. 3-16). Sperber (1990) rät dazu, die Oberboden- sowie Saatgutzusammensetzung nach Exposition, Deichböschung und den natürlich vorkommenden Verhältnissen auszurichten. In der Praxis werden Idealverhältnisse nur selten angetroffen (Büring 1999). Die Mächtigkeit der Oberbodenschicht variiert an Deichen am Rhein zwischen 10 und 45 cm, nimmt aber in den meisten Fällen einen Bereich von 10 – 20 cm ein (Husicka 2003), was den Vorgaben der DIN 19712/1997 entspricht und eigene Untersuchungen an Vegetationsdecken von Deichen an der Mangfall bestätigen (vgl. Abschnitte 3.3.2.5 und 3.5.5.4)

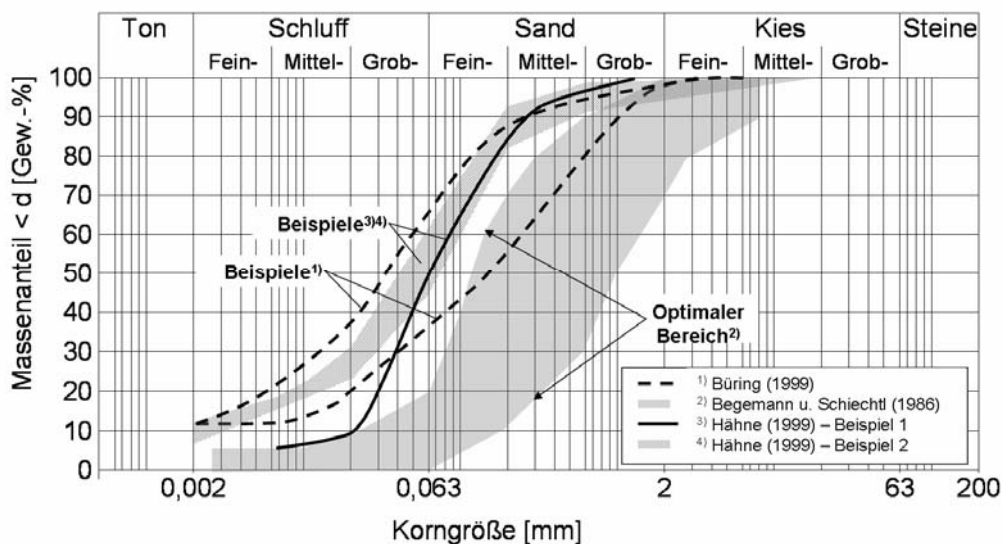


Abb. 3-16: Beispiele für Oberböden und des für Durchwurzelung optimalen Sieblinienbereiches

Landseitige Böschungen weisen nicht selten den gleichen Oberbodenaufbau wie die Wasserseite auf, werden aber in letzter Zeit verstärkt als Halbtrockenstandorte genutzt und dementsprechend mit Magerrasenmischungen versehen. Dabei kann i. d. R. auf eine Andeckung mit humosem Oberboden verzichtet werden. Ggf. sollten temporäre Erosionsschutzmaßnahmen für den Fall von Starkniederschlägen oder binnenseitigem Einstau getroffen werden.

Rasen³³ oder Magerrasen (vgl. Abschnitt 3.3.2.5) entfalten erst nach entsprechender Saatgutauswahl ihre Wirkung. Dabei sind einige Gräser- und Kräuterarten aufgrund ihrer biologischen Eigenschaften zu empfehlen. Ausgewählte Gras- und Kräutersorten und ihre Eigenschaften, die bei der Zusammenstellung der Saatgutmischung berücksichtigt werden sollten, sind zu diesem Zweck in Anhang 12 (S. 360) angegeben. Die hier behandelten Vegetationsdecken entsprechen in etwa dem in DIN 18917/2002 bezeichneten Landschafts- bzw. Extensivrasen, welcher die in DIN 18919/2002 beschriebenen Pflegemaßnahmen bedarf. Je nach Standortbedingungen beinhalten Saatgutmischungen nicht über 10 Arten (DVWK 226/1993). Intensiv gepflegte wasserseitige Grasnarben, die einen hohen Erosionswiderstand aufweisen sollen, bedürfen einer anderen Zusammensetzung als extensiv gepflegte Magerrasendecken. An feuchten Standorten gedeihen Gräser mit oberirdischen Ausläufern besser, auf trockenen Böden Gräser mit unterirdischen Ausläufern (Lichtenegger 1985). Magerrasen wird nach Boser (1999) auf wasserdurchlässigem Material ohne Humusauftrag und bei Zulassen der natürlichen Sukzession angelegt, was auch Sperber (1990) bestätigt, der darüber hinaus die natürliche Sukzession als die „beste Lösung“ bezeichnet.

Für die Erosionsfestigkeit ist die Dichte des Bewuchses von Interesse, die Festigkeit des durchwurzelten Oberbodens hängt von der Intensität und Tiefe der Durchwurzelung ab. Schnell wachsende Gräser und Kräuter entwickeln häufig nicht die Intensität wie sich langsam entwickelnde Sorten. Die Ansaatmischungen sind deshalb so auf den Standort abzustimmen, dass der Erosionsschutz so rasch wie möglich einsetzt, sich aber auch ein tief reichendes Wurzelsystem entwickeln kann und dauerhaft bei geringer Pflege (wenig Dünger und Mahden) Bestand hat (Lichtenegger

³³ Rasen ist eine durch Wurzeln und Ausläufer mit der Vegetationstragschicht fest verwachsene Pflanzendecke aus Gräsern, die im Regelfall keiner landwirtschaftlichen Nutzung unterliegt. Entsprechend dem Verwendungszweck können Leguminosen und sonstige Kräuter enthalten sein (DIN 18917/2002). Leguminosen sind Hülsenfrüchtler, wie z. B. Erbsen, Bohnen, Erdnüsse, Linsen, Lupinen, Luzernen, u.v.m. .

1985, Büring 1999, Hiller 1999).

Es existieren die von Hiller (1999) so genannten „*artenreiche Sicherheitsmischungen*“, die eine große Anzahl von Gräser- und Kräuterarten beinhalten, oder Mischungen mit wenigen standortgerechten Pionierarten, welche laut Hiller (1999) erfahrungsgemäß ihre biotechnischen Eigenschaften durch gegenseitige Ergänzung besser entfalten und zusätzlich infolge natürlicher Sukzession durch standortansässige Pflanzenarten ergänzt werden (Tab. 3-9).

Einige Gräser und Kräuter von Sicherheitsmischungen werden i. Allg. von ortsansässigen und/oder standortgerechten Arten verdrängt und können deshalb eingespart werden, was Hiller (1974) an einigen Deichstandorten nachgewiesen hat. Aufgrund der Artenanzahl der in FLL RSM (2006) befindlichen Saatgutmischungen für Rasen sind diese eher zu den Sicherheitsmischungen zu zählen, was ihre Verwendung bei gewünschter natürlicher Sukzession in Frage stellt. Vor der Verdrängung von lokalen Pflanzenarten, die „*normierte, einheitliche Regel-Saatgutmischungen*“ hervorrufen können, warnen Bloemer et al. (2005).

Auf Deichen häufig vorkommende Gras- und Krautarten sind Glatthafer, Gemeine Quecke, Knaulgras, Rot-Schwingel, Großer Sauerampfer und das Wiesen-Labkraut (LfL SA 2005, Husicka 2003, Bloemer et al. 2005).

Magerrasenzusammensetzungen sollten nach DVWK 226/1993 keine aggressiven Pionierpflanzen wie Deutsches Weidelgras, Rot-Schwingel, Straußgras und Quecke beinhalten. Geeignet sind laut DVWK 226/1993 Aufrechte Trespe, Schaf-Schwingel etc. in geringer Aussaatmenge.

Die Aussaatmenge pro Quadratmeter bewegt sich je nach Autor in einem Rahmen von 15 g/m² (Hiller 1974), 17 – 20 g/m² (Bielitz u. Carstensen 2002) bis zu 30 g/m² (Patt et al. 1998). Die für Deichstandorte entsprechenden Landschaftsrasenarten nach Regel-Saatgut-Mischungen (RSM) (FLL RSM 2006) haben eine Regelaussaatmenge von 20 g/m². Bei Verwendung bereits Samen tragender Oberböden sind i. Allg. geringere Aussaatmengen kleiner 5 g/m² wirkungsvoll, um die vorhandenen Keimlinge nicht zu verdrängen (vgl. Husicka 2003). Die Aussaatmenge von Magerrasenmischungen sollten 6 g/m² Gräser und zusätzlich 1 bis 2 g/m² Kräuter nicht überschreiten (Patt et al. 1998). DVWK 210/1986 gibt eine Menge von 5 g/m² für Magerrasen an. Um die Erosionsbeständigkeit zu erhöhen, können der Saatgutmischung auch geringe Beimengungen, wie z. B. Einjähriges Weidelgras (1 g/m²) oder

Grünschnitttroggen, beigegefügt werden (FLL RSM 2006).

Tab. 3-9: Beispiele für Ansaatmischungen von Rasen auf Deichböschungen

Beispiel A (aus Büring 1999)			
Isardeich 1984, Fl-km 110,2 - 109,7			
Andeckung: 5 cm lehmiger Oberboden			
Mischung: 25 g/m ² (zzgl. Zuschlagstoffe ¹)			
Gras- / Kräutersorte			
Nr.	Name (deutsch)	Name (botanisch)	Anteil
1	Flechtstraußgras	Agrostis stolonifera	10%
2	Rotes Straußgras	Agrostis tenuis	10%
3	Aufrechte Trespe	Bromus erectus	10%
4	Schaf-Schwengel	Festuca ovina	5%
5	Wiesen-Schwengel	Festuca pratensis	5%
6	Rot-Schwengel	Festuca rubra	10%
7	Deutsches Weidelgras	Lolium perenne	10%
8	Einjahrs-Rispegras	Poa annua	5%
9	Platthalm-Rispegras	Poa compressa	10%
10	Wiesen-Rispegras	Poa pratensis	5%
11	schmalblättriges W.-Risp.	Poa prat. angustifolia	15%
12	Hornklee	Lotus corniculatus	5%
			Σ 100%

¹ Zuschlagstoffe: Agrosil, Hüls, Zellulose, Humus, Mull

Beispiel B (aus Hiller 1974, 1999)			
Ansaatmischung für Flussdeiche			
Gras- / Kräutersorte			
Nr.	Name (deutsch)	Name (botanisch)	
Überschwemmungsdauer > 30 d (Weichholzaue)			
1	Kriechende Quecke	Agropyron repens	
2	Flechtstraußgras	Agrostis stolonifera	
3	Deutsches Weidelgras	Lolium perenne	
4	Gewöhnliches Rispegras	Poa trivialis	
5	Weißklee	Trifolium repens	
Überschwemmungsdauer < 30 d (Hartholzaue)			
1	Rot-Schwengel	Festuca rubra	
2	Deutsches Weidelgras	Lolium perenne	
3	Wiesen-Rispegras	Poa pratensis	
4	Wiesen-Schafgarbe	Achillea millefolium	
			Anteil
Flussdeiche bei Oldenburg			
1	Kammgras	Cynosurus cristatus	10%
2	Rot-Schwengel	Festuca rubra	20%
3	Deutsches Weidelgras	Lolium perenne	20%
4	Zwiebel-Lieschgras	Phleum nodosum	5%
5	Wiesenrispe	Poa pratensis	40%
6	Wiesen-Schafgarbe	Achillea millefolium	5%
			Σ 100%

3.5.5.3 Durchlässigkeit von Vegetationsdecken - Literaturstudie

Wenn man Erosionsprozesse vernachlässigt, bilden sich Röhren in Deichböden in erster Linie durch die Aktivität von Wurzeln und Wühltieren aus. Somit wird die hydraulische Durchlässigkeit der Böden durch Hohlrumbildung erhöht (Abb. 3-17). Daneben spielen andere biologische, chemische oder physikalische Vorgänge, wie z. B. Verwitterung, Auswaschungen, Austrocknung mit Rissbildung oder Frosthebungen, eine Rolle.

Haselsteiner u. Strobl (2004) haben die Veränderung von Böden infolge Durchwurzelung oder Wühltiertätigkeit (Abb. 3-17) als Anlass genommen, um den Einfluss auf die Durchsickerung von Deichen an einfachen Beispielen zu illustrieren.

Dringt eine gesunde Wurzel in den Boden ein, hängt die Auswirkung auf die Durchlässigkeit im Wesentlichen von der Größe und Anzahl der Wurzeln und der Bodenart ab. Tendenziell wird sich die Durchlässigkeit, auch bei gesunden, nicht abgestorbenen Wurzeln, erhöhen, obwohl sie vornehmlich in vorhandene Hohlräume wachsen (Abb. 3-17, A). Werden z. B. Bäume durch Wind bewegt und bewegen sich auch die Wurzeln mit, können um den Wurzelstrang selbst, sofern die Wurzel ausreichend steif und/oder zugfest ist, um die Bewegung zu übertragen, verstärkt Hohlräume auftreten, welche eine örtlich konzentrierte Durchströmung begünstigen

können (Abb. 3-17, B). Verrottet die Wurzel restlos oder graben Wühltiere Gänge oder Bauten in den Boden, können auch röhrenförmige Tunnel auftreten (Abb. 3-17, C), die u. U. auch einbrechen und einen Bereich höherer Durchlässigkeit hinterlassen können (Abb. 3-17, D).

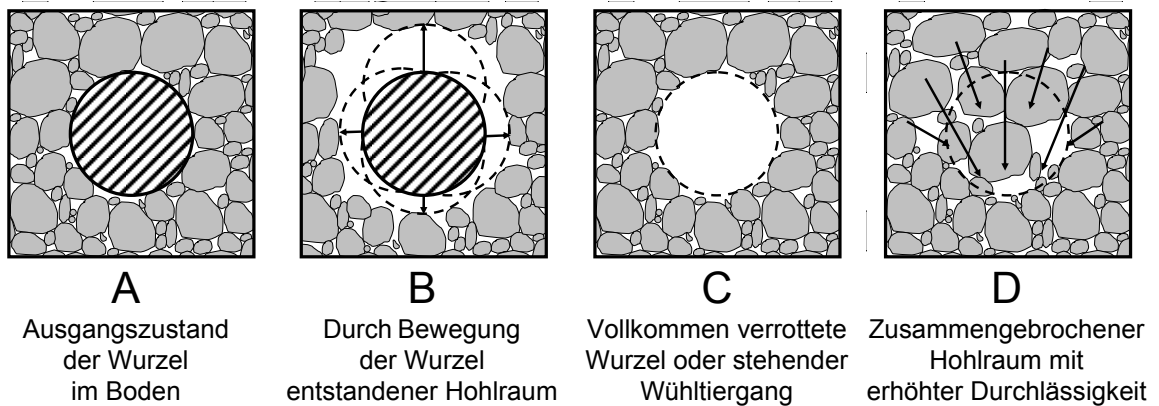


Abb. 3-17: Durch Wurzeln und Wühltiere verursachte Hohlräume im Boden (aus Haselsteiner u. Strobl 2004)

Nach DVWK 226/1993 können besonders abgestorbene, verrottende Wurzeln von Gehölzen zu einer Erhöhung der Durchlässigkeit beitragen. Die Untersuchungen von Franke u. Bruhm (1989a, 1989b) zeigen zum einen, dass die abgestorbenen, verrottenden Wurzeln von Gehölzen die Durchlässigkeit eines sandigen Kiesel ($k = 10^{-3} \div 10^{-4}$ m/s) annehmen können und zum anderen, dass die Wurzeln von Lupinen eine Erhöhung der Durchlässigkeit von Schluff um den Faktor 30 bis 287 und von Sand um 9 bis 550 verursachten.

Husicka (2003) fand heraus, dass die Lockerung des Bodens mit zunehmender Tiefe abnimmt. Demnach haben untersuchte Grasnarben am Niederrhein im oberen Bodenhorizont von $0 \div 5$ cm eine mittlere Dichte von $1,1 \text{ g/cm}^3$, wohingegen in einer Tiefe von $20 \div 30$ cm dieser Wert auf etwa $1,45 \text{ g/cm}^3$ ansteigt. Dies deutet auf eine mit der Tiefe abnehmende Durchlässigkeit hin, was in den Betrachtungen zur Abschätzung der Durchlässigkeit berücksichtigt wurde (Abschnitt 3.5.5.5). Entsprechende Durchlässigkeiten wurden im Bereich des Bodenhorizontes von $0 \div 10$ cm ermittelt und bewegen sich zwischen $k = 1 \cdot 10^{-4} \div 3 \cdot 10^{-5}$ m/s.

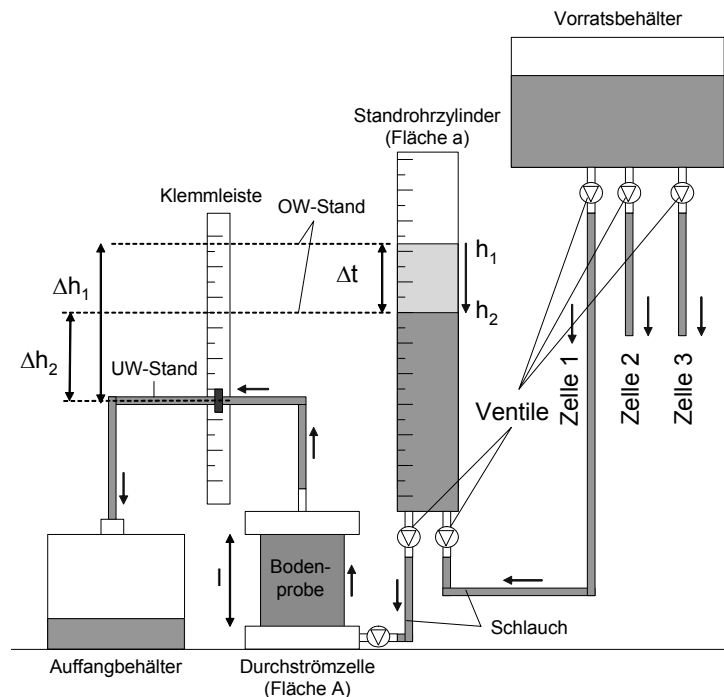
Prettyman u. McCoy (2003) geben für die Durchwurzelungszone von Rasen Durchlässigkeiten von $k = 1 \div 2 \cdot 10^{-3}$ m/s an. Anderson et al. (2004) stellten fest, dass der stark durchwurzelte, oberflächennahe Bereich von mit Hecken bewachsenen schluffigen Lehmen eine um ca. das 40fache erhöhte Durchlässigkeit ($k = 8 \cdot 10^{-5}$ m/s) aufweist. Weitere Untersuchungen zu durchwurzelten schluffigen Böden sind in Gabr

et al. (1995) enthalten. Auf weitere Literaturstellen und u. a. auf Husicka (2003) wird anschließend bei den eigenen Untersuchungen eingegangen.

3.5.5.4 Durchlässigkeit von Vegetationsdecken – Eigene Untersuchungen

Der an der Versuchsanstalt für Wasserbau errichtete Versuchsstand für die Ermittlung der Durchlässigkeit von Bodenproben bzw. Grasnarben bei fallender Druckhöhe (Abb. 3-18, vgl. DIN 18130 und Abschnitt 2.4.2) kann drei Durchströmzellen gleichzeitig fassen. Der Durchströmzellen und somit auch die Proben hatten einen Durchmesser von $D_{Pr} = 15$ cm. Die Proben der Grasnarben wurden vor Ort mit einem rechteckigen Stechzylinder der Maße 25 cm x 25 cm ausgestochen, zum Versuchsstand transportiert und anschließend mittels eines runden Stechzylinders auf die richtige Größe zurecht gestutzt. Die Proben wurden kopfüber in die Durchströmzellen eingebaut, wobei zuvor der vorhandene Gras- und Krautbewuchs auf wenige Zentimeter abgeschnitten wurde. Randbereiche wurden mittels Bentonit abgedichtet, um eine erhöhte Durchlässigkeiten an den Randbereichen zu verhindern.

Abb. 3-18: Systemskizze des verwendeten Versuchsaufbaus zur Ermittlung der Durchlässigkeit von Grasnarben



Das Versuchswasser wurde durch Erhitzung auf 80°C entlüftet. Die Proben wurden sehr langsam bei geöffnetem Deckel und geöffnetem Entlüftungsventil von unten nach oben mit Wasser gesättigt. Dadurch wurden mögliche Lufteinschlüsse minimiert bzw. eliminiert. Zur Gewährleistung der geohydraulischen Stabilität der Probe wurde am Ausströmrand eine Sinterplatte eingelegt.

Im November 2003 wurden an Mangfalldeichen 24 Proben aus der obersten bewachsenen Schicht (Grasnarbe) entnommen. An sechs verschiedenen Standorten (Anhang 13, S. 361) wurden Proben sowohl aus der wasserseitigen als auch der landseitigen Böschung entnommen. Den allgemeinen Zustand der Deiche, der Böschungen und des Gehölzbestandes im Hinterland an den Standorten 4, 5 und 6 gibt Abb. 3-19 wieder. An den Standorten 1, 2 und 5 waren wasserseitig deckende, einheitliche Grasnarben vorhanden, was bei den Standorten 3, 4 und 6 („Altdeiche“) nicht der Fall war. An den Standorten 2 und 5 war die landseitige Böschung als Magerrasen ausgebildet. Eine deckende Grasnarbe war dort nicht vorhanden, was einer Probennahme entgegensprach. An den Standorten 5 und 6 reichten landseitig Stauden und Gehölze bis an die Deichkrone heran, weshalb auch dort keine Proben entnommen wurden. Die ermittelten Durchlässigkeiten reichten, wie bereits erwähnt, von $k = 4 \cdot 10^{-5} \div 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$. Die Streuung nahm einen Faktor von knapp 40 an.



Abb. 3-19: Deiche bei Götting (Landkreis Rosenheim) mit variierendem Bewuchs auf der wasserseitigen Böschung und Gehölzbeständen auf der Landseite (links: Abschnitt vor Sanierung / rechts: Abschnitt nach Sanierung 1985)

Die Durchlässigkeiten der Proben der Versuchsreihe II (Standort 7) wurden im Zuge der flächigen Entnahme einer wasserseitigen Vegetationsdecke ermittelt, deren hydraulische Wirkung auf die Durchsickerung von Deichen am Deichmodell weiter untersucht wurde (Abschnitt 5.6.4).

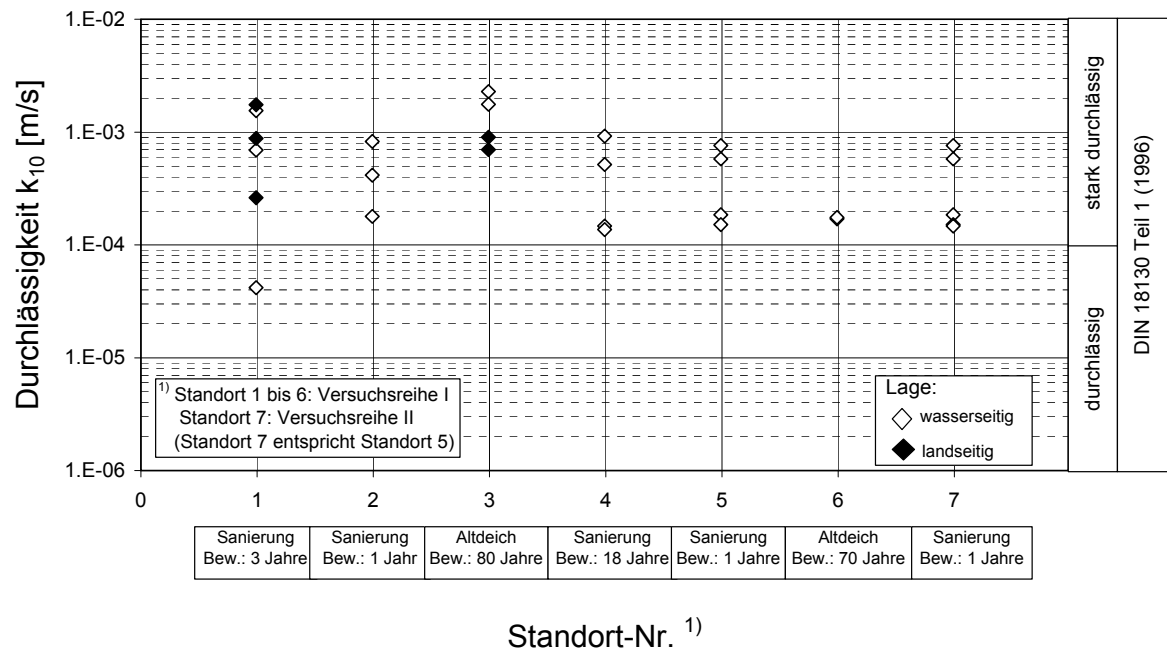


Abb. 3-20: Durchlässigkeiten der untersuchten Grasnarben an den unterschiedlichen Deichstandorten

Versuche an Vegetationsdecken in den Niederlanden haben gezeigt, dass an dortigen Deichen angebrachte Tonschichten infolge von Durchwurzelung eine Durchlässigkeit von $k = 3 \cdot 10^{-5}$ m/s hatten, was über das 100- bis 1.000-fache des vorhandenen Bodenmaterials entspricht. Nennenswert ist auch, dass sich die Erhöhung der Durchlässigkeit einer 1,2 m mächtigen Tonschicht um das 100-fache innerhalb eines Sommers vollzog (Kruse 1998).

3.5.5.5 Abschätzung der Durchlässigkeit von Vegetationsdecken

Für weitere Betrachtungen zur Abschätzung der Durchlässigkeit von Grasnarben im folgenden Abschnitt 3.5.5.5 werden folgende Grasnarbencharakteristika verwendet (Tab. 3-10).

Tab. 3-10: Mittlere Grasnarbenkennwerte nach Husicka (2003) und ermittelt anhand eigener Versuche

Kennwerte		Husicka (2003)	Eigene Versuche
Dicke der Grasnarbe	d_{ges} [cm]	25	12.5
Ausgangsdurchlässigkeit	k_a [m/s]	$5 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-7}$
Vorhandene Durchlässigkeit*	k_{DW} [m/s]	$7 \cdot 10^{-5}$	$7 \cdot 10^{-4}$

* nach erfolgter Durchwurzelung (DW)

Die Durchwurzelung von bewachsenen Böden kann mittels folgender Gleichung aus Gisi (1997) abgeschätzt werden.

$$DG = 100\% - 100\% \cdot (1 - e^{-f \cdot z})$$

Glg. 3-1

- DG Durchwurzelungsgrad [%]
 z Durchwurzelungstiefe [cm]
 f Faktor der Wurzelabnahme [-]

Nach Gisi (1997) kann für Fettwiesen $f = 0,2$ und für ungedüngte Wiesen $f = 0,02$ verwendet werden. Ermittelte Durchwurzelungsgrade aus Hähne (1991) zeigen jedoch, dass Werte für f für extensive Rasenflächen mit $f = 0,15$ angesetzt werden können. Udawatta u. Henderson (2003) untersuchten von Eichen durchwurzelte Böden und fanden auch einen zu Glg. 3-1 ähnlichen Zusammenhang (Abb. 3-21).

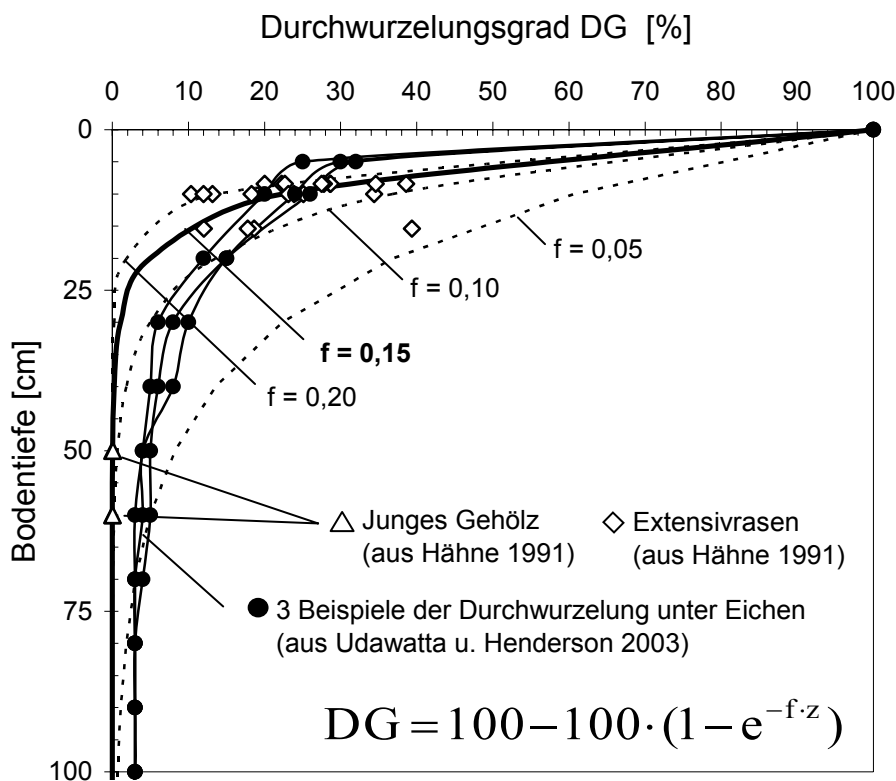


Abb. 3-21: Zusammenhang von Durchwurzelungsgrad DG und Bodentiefe für Extensivrasen

Die Durchlässigkeit von Vegetationsschichten hängt ab von der Durchwurzelungsintensität und somit auch von der Dicke der durchwurzelten Schicht, da mit zunehm-

mender Tiefe die Durchwurzelung abnimmt (Husicka 2003). Die Durchwurzelungsintensität hängt weiter von der Art des Bewuchses, der Bodenbeschaffenheit und einer Menge anderer Standortbedingungen ab, wie z. B. Wasserhaushalt, Stickstoffangebot, Belichtungsdauer, u.v.m. (vgl. Abschnitte 3.5.2 und 3.5.3.).

Der Oberboden wird in parallele Schichten unterteilt, denen einzeln mittels Glg. 3-1 ein entsprechender, mittlerer Durchwurzelungsgrad (DG) zugeteilt werden kann. Mit bekanntem DG kann mittels in der Literatur vorhandener Daten, wenn die Gesamtdicke, Bewuchsart (Extensivrasen) und die Durchlässigkeit bekannt ist, durch Kalibrierung eine Gleichung ermittelt werden, welche die Durchlässigkeitszunahme in Abhängigkeit vom Durchwurzelungsgrad beschreibt. Als Ausgangsboden bzw. Oberboden wird vereinfachend ein sandiger Schluffboden angenommen. Ähnlicher Boden ist z. B. in Buring (1999) enthalten.

Mit einer charakteristischen Vegetationsdecke nach Husicka (2003) und aus eigenen Versuchen (siehe Tab. 3-10) wird unter Zuhilfenahme von Glg. 2-15 und Glg. 3-1 eine Funktion abgeleitet, mit deren Hilfe die Zunahme der Durchlässigkeit in Abhängigkeit vom Durchwurzelungsgrad abgeschätzt werden kann. Das Vorgehen ist in Abb. 3-22 skizziert.

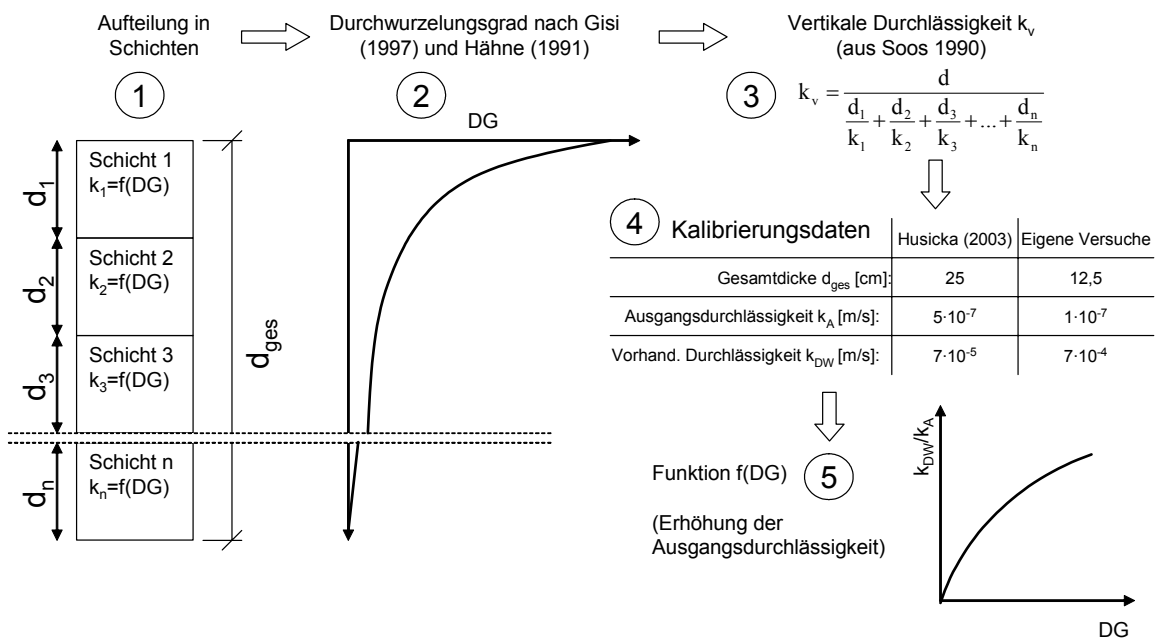


Abb. 3-22: Vorgehen zur Ermittlung einer Funktion der Durchlässigkeit in Abhängigkeit zum Durchwurzelungsgrad (DG)

Die auf diese Weise ermittelte Funktion lautet:

$$\frac{k_{DW}}{k_a} = 0,001 \cdot (DG)^3 - 0,3 \cdot (DG)^2 + 30 \cdot (DG) \quad \text{Glg. 3-2}$$

DG Durchwurzelungsgrad [%]

k_{DW} Durchlässigkeit mit Wurzeln [m/s]

k_a Ausgangsdurchlässigkeit [m/s]

Die ermittelte Funktion lässt eine maximale Erhöhung der Ausgangsdurchlässigkeit k_a mit dem Faktor 1.000 zu. Dies ist zwar ein theoretischer Wert und die Begrenzung ist physikalisch nicht begründbar, aber gibt in etwa die Werte aus der Fachliteratur (vgl. Abschnitt 3.5.5.3) wieder.

Mit Glg. 2-15, Glg. 3-1 und Glg. 3-2 kann die Zunahme der Durchlässigkeit für unterschiedliche Grasnarbendicken und Oberbodenmaterialien bzw. Ausgangsdurchlässigkeiten abgeschätzt werden.

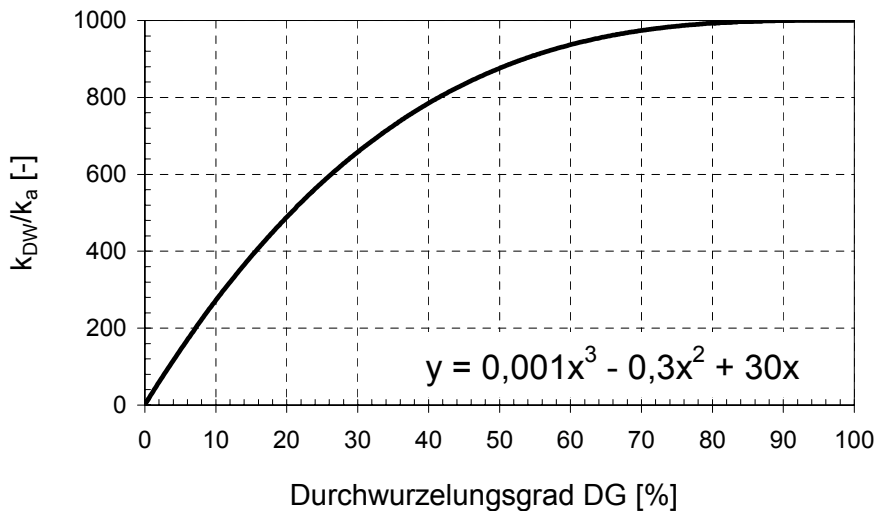


Abb. 3-23: Verhältnis k_{DW}/k_a in Abhängigkeit vom Durchwurzelungsgrad DG

Wie in Abb. 3-24 zu sehen ist, nehmen Grasnarben geringer Dicke hohe Durchlässigkeiten an, während dickere Vegetationsdecken trotz erfolgter Durchwurzelung aufgrund der Abnahme der Durchwurzelung mit steigender Bodentiefe geringere Durchlässigkeiten annehmen. Wesentlich dabei ist die theoretische Ausgangsdurchlässigkeit des Bodens. Lockerungsprozesse, Wühltieraktivitäten oder Erosionsvorgänge nehmen zusätzlich Einfluss auf die Durchlässigkeit, was hier jedoch nicht berücksichtigt wurde.

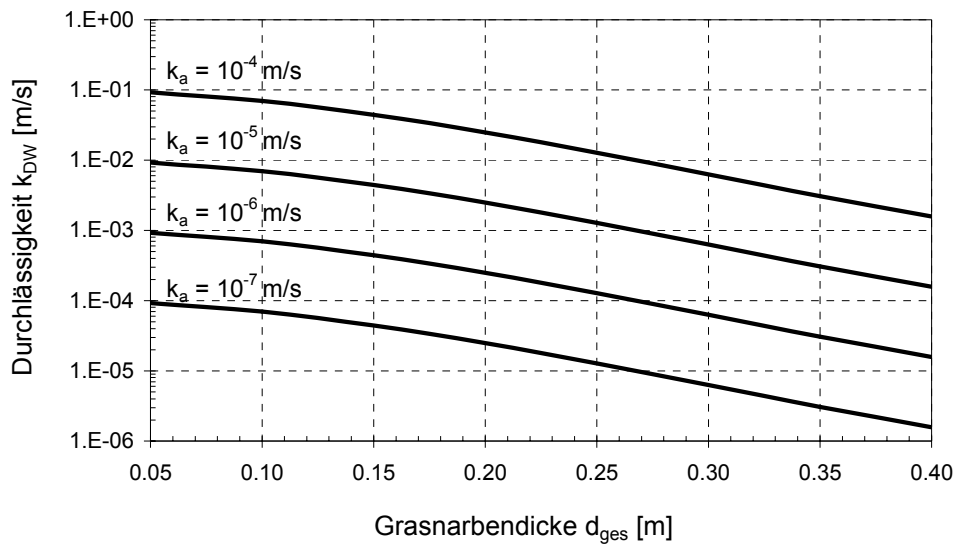


Abb. 3-24: Durchlässigkeit k_{DW} des durchwurzelten Oberbodens in Abhängigkeit der Grasnarbendicke d_{ges} und der Ausgangsdurchlässigkeit k_a des Oberbodens

3.5.5.6 Saugspannungsverhalten von Vegetationsdecken

Die mit Gräsern und Kräutern bewachsenen Oberböden (Grasnarben) besitzen ein von den Wurzeln im Boden geprägtes Saugspannungsverhalten. Dies resultiert in erster Linie auf dem Wasserbedarf der Pflanze und den hohen, bis zu 4,2 pF großen Saugspannungen, die Wurzeln erzeugen können (DVWK 238/1996).

Dies zeigen auch Untersuchungen von Parkin et al. (2000), in welchen das geohydraulische Verhalten von geschichtetem Boden unter einer Grasdecke untersucht wurde. Die Grasaussaat wurde auf einer 2 cm dicken organischen Humusschicht aufgebracht, unter der drei Schichten Lehme und Sande mit einer Mächtigkeit von mindestens 25 cm angebracht waren. Die Durchlässigkeiten der zum Teil durchwurzelten Schichten betragen zwischen $k_{DW} = 3 \cdot 10^{-5} \div 4 \cdot 10^{-3}$ m/s. Das Saugspannungsverhalten ist vergleichbar mit einem Schluff nach Scheffer et al. (1984) (vgl. Abb. 2-3).

Die geohydraulischen Eigenschaften von mit Gras bewachsenen Oberböden und insbesondere das Saugspannungsverhalten, wie sie für Berechnungen in dieser Arbeit verwendet werden, sind in Abschnitt 4.5.3 näher beschrieben.

3.6 Wühltiere und Deiche

3.6.1 Allgemeines

Wühltiere, in Scheffer et al. (1984) als wühlende Makrofauna bezeichnet, verursachen eine Lockerung des Bodens. Als Wühltiere müssten neben den in DVWK 247/1997 erwähnten Säugetieren Bisam, Biber und Nutria und anderen kleineren in Deutschland vorkommenden Tieren, wie z. B. Wanderratte, Wühlmaus, Fuchs, Wildkaninchen, Maulwurf u.v.m. (DVWK 226/1993, DVWK 247/1997, TAW 1991) noch Regenwürmer, Ameisen, Käfer u. ä. erwähnt werden (Scheffer et al. 1984). Auf die Auswirkungen von Kleinwühltieren, wie den Würmern und Käfern, wird nicht näher eingegangen, da der Verfasser der Auffassung ist, dass deren Einflüsse bei der Abschätzung der geohydraulischen Eigenschaften von Böden durch die Berücksichtigung im Porengefüge einbezogen werden können. Außerdem kann davon ausgegangen werden, dass bei der Bestimmung der Durchlässigkeit von Bodenproben die Auswirkungen von Würmern, Käfern etc. bereits berücksichtigt sind.

(Wühl-)Tiere können durch ihre Grab- und Bautätigkeit aber auch aufgrund ihrer Fressgewohnheiten die Ausbildung einer dichten Vegetationsdecke stören (DVWK 247/1997). Grobes Substrat, flache Böschungen, und ein großer Abstand zu Gewässern – DIN 19712/1997 gibt hierfür einen Wert von 30 m an – können Wühltiertätigkeiten reduzieren oder verhindern (vgl. DVWK 210/1986, DVWK 247/1997). Der Einbau von vertikalen Sperren, Hemmschichten oder das Versteinen oder der Einbau von gebundenen Deckwerken (DVWK 107/1981) auf Ufern oder Böschungen sind bauliche Mittel, um Flussdeiche vor dem Zugriff von Wühltieren zu schützen. Neben technischen Baumaßnahmen kann auch die Beeinflussung des Lebensraums von Wühltieren zur Vergrämung³⁴ führen. Eine standortgerechte Gestaltung von Uferbereichen (Habitatumgestaltung) oder Umsiedlung bzw. die Anlegung von Kunstbauten kann ebenfalls dazu führen, dass sich Wühltiere von kritischen Bereichen zurückziehen bzw. fernhalten. Gezielte Jagd oder die Unterstützung natürlicher Feinde, z. B. durch Aufstellen von Greifvogelstangen, können dazu dienen, Überbestände zu regulieren (DVWK 226/1993, DVWK 247/1997).

³⁴ Vergrämung (aus der Jägersprache, Wortherkunft von "Gram") bezeichnet das dauerhafte Vertreiben oder Fernhalten von Wild - entweder unfreiwillig (z. B. durch Lärmen im Revier) oder als gewollte, möglichst nichttötliche Methode zur entsprechenden Verhaltensänderung bei Wildtieren durch Lerneffekte.

3.6.2 Ausbreitung von Wühltieren in Deichen

Wühltiertätigkeiten führen i. Allg. zu Hohlräumen in Deichen in Form von Gangsystemen, Einzelröhren und Bauen. Wühlgänge können bis zu mehrere Meter tief reichen. Oft enden diese Gänge blind und werden so angelegt, dass bei Mittelwasserstand kein Wasser eindringen kann (Scheffer et al. 1984). Je nach Wühltierart sind die Durchmesser der Gänge bzw. Röhren und die Verzweigung des Systems sowie die Größe der Baue unterschiedlich (Tab. 3-11, DVWK 226/1993, DVWK 247/1997).

Tab. 3-11: Wühltiere und ihre erdbaulichen Charakteristiken

Wühltier(art)	Röhren Ø [cm]	Ausdehnung [m]	Röhren- / Gangsystem
Biber	≈ 30	≈ 20	verzweigt
Bisam	10 - 15	10 - 20	sehr verzweigt
Feldmaus	≈ 3,5	-	sehr verzweigt
Maulwurf	≈ 6	> 50	sehr verzweigt
Fuchs / Dachshund	≈ 40	-	mehrere Einzelgänge

Wühltiere legen i. d. R. ein sehr verzweigtes Röhren- bzw. Gangsystem an. Die Gesamtlänge oder Ausdehnung dieses Systems kann beim Maulwurf bis zu 50 m betragen. Während kleinere Wühltiere i. Allg. sich oberflächennah über einem Meter Bodentiefe ausbreiten, können größere Tiere weit in den Deich graben und dort größere Baue anlegen (DVWK 226/1993, DVWK 247/1997).

Röhren- und sonstige gegrabene Hohlräume können bei Wasserzutritt einstürzen und zu Senkungen an der Deichoberfläche führen, was an zahlreichen Einbrüchen während der letzten Hochwasserereignisse dokumentiert ist (Haselsteiner u. Strobl 2005). Die Auswirkungen von Wühltierbauten oder -gängen kann mittels hydraulischer Ansätze aus der Geohydraulik oder Rohrhydraulik simuliert werden (vgl. Abschnitt 2.5.4).

4 **Hydraulische Beanspruchung und Randbedingungen**

4.1 **Wasserstandsganglinien**

4.1.1 **Allgemeines**

Für instationäre Betrachtungen der Deichdurchsickerung ist neben dem absoluten Wasserstand der Verlauf der Wasserstandsganglinie notwendig. Bevor man sich jedoch mit Wasserstandsganglinien beschäftigen kann, müssen Abflüsse und deren Entstehung betrachtet werden. Für den Abfluss sind in erster Linie Niederschläge, Schnee und Regen, und ggf. die Schneeschmelze verantwortlich.

Während Abflussganglinien von kleineren Flüssen mit kleinen Einzugsgebieten und kurzer Konzentrationszeit³⁵ unmittelbar die Niederschlagsintensität oder die Schneeschmelze widerspiegeln, steigen die Ganglinien der Flüsse mit großen Einzugsgebieten und langen Konzentrationszeiten nur bei Auftreten von relativ hohen und lang andauernden Niederschlägen. Je größer dabei der mittlere Abfluss des Vorfluters ist, desto weniger wird dadurch seine Ganglinie von den Zuflüssen einzelner, kleinerer Gewässer beeinflusst. Um an einem Gewässer wie der Donau ein Hochwasser zu verursachen, müssen mehrere große Zuflüsse erhöhte Abflüsse zugeben. Wie sich die Zuflussganglinien mit der Vorfluterganglinie überlagern, hängt vom Wettergeschehen und den einzelnen Fließzeiten der Gewässer ab. Nach LfW BY (1998) läuft z. B. der Hochwasserscheitel des Inns i. d. R. dem der Donau voraus (vgl. Abschnitt 4.1.3).

4.1.2 **Wasserstand und Abfluss**

Die am Deich auftretenden Wasserstände hängen in erster Linie von der Größe des Abflusses und des Weiteren vom Gewässerverlauf, dem Sohlgefälle, der Sohlbeschaffenheit, dem Abflussquerschnitt und dem Bewuchs ab. Bauwerke im Gewässer, wie z. B. Brücken und Sohlrampen, können einen Rückstau bewirken. Das Abflussregime an Gewässern kann auch durch staugeregelte Flusssperrren oder die Bewirtschaftung von im Oberlauf befindlichen Speichern beeinflusst werden. Für instationäre Betrachtungen interessieren neben dem höchsten Wasserstand besonders die Einstaudauer bzw. die Dauer von hohen Wasserständen, da diese für die Durch-

³⁵ Die Konzentrationszeit ist die Zeit, die das Wasser braucht, um vom entferntesten Punkt des Einzugsgebietes bis zum Pegel zu fließen. Sie hängt von der Länge und dem Gefälle des Fließweges ab. (LfW BY 1998)

sickerung oder Standsicherheit von Deichen maßgebend sein können.

Der Zusammenhang zwischen Wasserstand und Abfluss wird durch die Wasserstands-Abfluss-Beziehung beschrieben (Abb. 4-1). Abflussquerschnitte mit Deichen ohne Vorländer, so genannten Schardeichen, haben i. d. R. für gleiche Abflüsse höhere Wasserstandsanstiegsgeschwindigkeiten als solche mit Vorländern, da die W-Q-Beziehung bei breiten Vorländern mit steigendem Wasserstand weniger stark zunimmt (Abb. 4-1). Der Bewuchs der Vorländer hat erheblichen Einfluss auf die Leistungsfähigkeit des Gesamtquerschnitts. Untersuchungen für die Donau haben gezeigt, dass landwirtschaftlich genutzte Flächen eine erhebliche Rauigkeitserhöhung im Vorland, besonders kurz vor der Ernte, bewirken, wie z. B. Hartlieb (2006) für Mais gezeigt hat. Dadurch kann lokal eine Erhöhung des Wasserstands im Vergleich zum zugrunde gelegten Bemessungshochwasserstand von bis zu einem Meter an den untersuchten Gewässerstrecken an der Donau auftreten (Haimerl u. Ebner 2006). Bewuchsstrukturen und die damit verbundene hydraulische Rauigkeit bilden sich saisonal unterschiedlich aus. Landwirtschaftlich genutzte Flächen sind i. Allg. während der Vegetationsperiode im Sommer rauer, als im Winter. Die hydraulische Leistungsfähigkeit von Abflussquerschnitten mit bewaldeten Vorländern kann der eines Gewässers mit nur einem Abflussschlauch entsprechen (vgl. Abb. 4-1; Fall A), wenn der Bewuchs sehr dicht bzw. durch Verkläuserung abflussunwirksam geworden ist und dort Fließgeschwindigkeit $v \approx 0$ m/s auftreten (Indlekofer 2004, DVWK 220/1991).

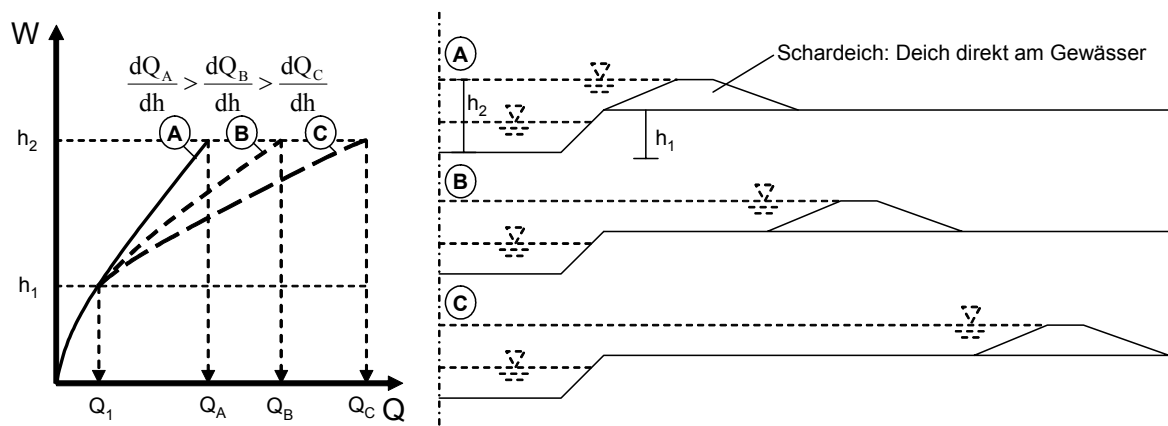


Abb. 4-1: Idealisierte W-Q-Beziehungen für unterschiedliche Abflussquerschnitte

Weitere Unsicherheiten bei der Zuordnung von Wasserständen zu Abflüssen werden u. a. durch die sich während Hochwasser eintiefende Sohle, Erosions- und Anlandungsprozesse und technische Schwierigkeiten bei der Abfluss- und Wasserstandsmessung verursacht.

Deshalb wird im Folgenden ein Verfahren beschrieben, das gemessene Ganglinien dazu verwendet, eine Abschätzung von Wasserstandsganglinien zur instationären Betrachtung von Durchsickerungsprozessen an Deichen zu ermöglichen. Unsicherheiten bei der genauen Festlegung von Hochwasser- oder Hochwasserscheiteldauern sowie bei der Messung von Abflüssen und Wasserständen spielen bei der gewählten Herangehensweise keine entscheidende Rolle, da anhand von zahlreichen aufgetretenen Wasserstandsganglinien lediglich die Form, sprich die Anstiegs- und Abstiegsgeschwindigkeit sowie die Scheitel- und Hochwasserdauer, abgeschätzt wird. Absolute Wasserstände resultieren aus den anzusetzenden Lastfällen als Bemessungshochwasserstand oder Kronenstau (vgl. Abschnitt 4.3).

4.1.3 Wasserstandsganglinien an bayrischen Gewässern

Hochwasserganglinien können unterschiedliche Verläufe annehmen. Hauptaugenmerk wird i. d. R. auf den Abfluss mit dem maximalen Scheitel, die „Hauptwelle“, gelegt. Je nach Wettergeschehen können neben einer „Einzelwelle“ (Abb. 4-2, A) ebenso direkt im Zusammenhang mit dem Hauptereignis auch „Vorwellen“ (Abb. 4-2, B und D) und „Nachwellen“ auftreten (Abb. 4-2, C und D).

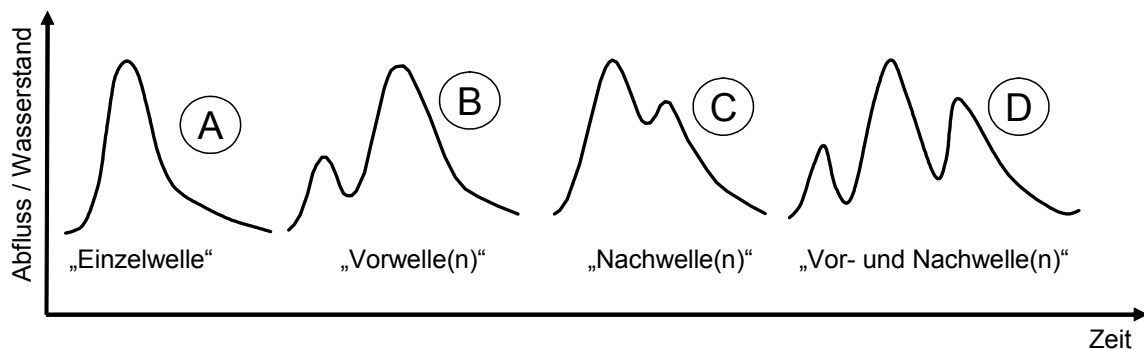


Abb. 4-2: Unterschiedliche Abfluss- / Wasserstandsganglinien

Einige ausgewählte Wasserstandsganglinien an bayrischen Flüssen während der letzten Hochwasserereignisse sind in Abb. 4-3 dargestellt. Während Hochwasserereignisse an Gewässern im voralpinem Raum, wie z. B. der Mangfall und der Salzach, zu kurz andauernden Hochwasserspitzen von einigen Stunden bis wenigen Tagen führen können, treten bei Gewässern im Flachland, wie der Donau und dem Main, abhängig von der zeitlichen Abfolge der in den Vorfluter mündenden Zuflüsse Hochwasserspitzen von wenigen Tagen bis zu mehreren Wochen auf.

Am Main treten eher Hochwasser aufgrund von flächigen Niederschlägen und Schneeschmelze im Winter oder Frühjahr auf. Die Donau ist aufgrund ihres sehr

heterogenen Einzugsgebietes generell schwieriger abzuschätzen. Während im Winter die nördlichen Zuflüsse Altmühl, Naab, Regen etc. Hochwasser verursachen können, spenden die südlichen Zuflüsse Iller, Lech, Isar, Inn etc. bei starken Sommerniederschlägen große Abflussmengen, die während einer so genannten Vb-Wetterlage³⁶ (Hannweber 2006) besonders ergiebig sein können (LfW BY 1998).

In den Jahren 1988, 1999, 2002 und 2005 traten in Bayern Hochwasser auf, die neben der Schmelzschmelze und mäßigen Vorregenereignissen hauptsächlich auf lang andauernde Starkniederschläge zurückzuführen sind. Während der Hochwasser 2002 und 2005 trat eine Vb-Wetterlage auf. Niederschläge von lokal 150 bis zu 245 mm in 72 Stunden und 24 h-Maxima von 100 bis über 200 mm verursachten bereichsweise Abflüsse mit Wiederkehrzeiten $T > 100$ a (Hannweber 2006, LfW BY 1998, 2002, 2003b).

Als Beispiel für ein extrem langes Hochwasser kann das Ereignis an der Donau im März bis April 1988 (Pegel Hofkirchen, Abb. 4-3) herangezogen werden. Im März 1988 war viel Wasser flächig über das gesamte Einzugsgebiet in der Schneedecke gespeichert. Einem mittleren Regenereignis und einsetzendem Tauwetter, was einen erhöhten Wasserstand und die Sättigung des Bodens zur Folge hatte, folgte ein starker, flächiger Niederschlag mit Niederschlagssummen von 60 bis 150 mm und anhaltendes Tauwetter. Durch die eintretenden Starkniederschläge folgte dem ersten Scheitel ein zweiter, so dass dieses Ereignis hier auch als Beispiel eines Vorwellenereignisses Eingang findet (Abb. 4-4, LfW BY 1998).

Das Pfingsthochwasser im Mai 1999 war in Entstehung und Auswirkungen vergleichbar mit den Hochwassern der Jahre 1940 und 1954. Regenfälle und Schneeschmelze sorgten in der ersten Maihälfte für eine flächige Sättigung des Bodens. Das Einzugsgebiet der Isar wurde 48 h überregnet, was flächenhaft eine Niederschlagssumme von ca. 160 mm zur Folge hatte (Overhoff u. Winner 2000). Die Einzugsgebiete von Inn und Iller wiesen dagegen nur 24 h lang hohe Niederschläge

³⁶ Als Vb-Wetterlage wird eine Zugbahn eines atlantischen Tiefdruckgebietes nach einer Klassifizierung des niederländischen Meteorologen J. W. van Beber (1841 – 1905) bezeichnet (Hannweber 2006). Beber unterscheidet in seiner Analyse der Tiefdruckgebiete fünf Hauptzugbahnen. Starkniederschläge treten infolge der Vb-Wetterlage erst dann auf, wenn die feuchten Luftmassen aus dem Mittelmeerraum in einer „Tiefdruckrinne“ nach Norden transportiert werden und dort auf kühlere Luft treffen. Verstärkt wird dieser Effekt für Bayern, wenn dieses Wettergeschehen an der Alpenfront festgehalten und gleichzeitig die warmen, feuchten Luftmassen an der Alpenfront durch Windströmungen gehoben werden (LfW BY 1999).

auf, wobei lokal trotzdem große Niederschlagssummen von $\Sigma N > 200$ mm auftraten. Iller, Lech, Ammer und Isar führten Abflüsse mit Jährlichkeiten zwischen $T > 20 - 200$. Der lang anhaltende Scheitelabfluss der Isar überlagerte sich in der Donau mit den erhöhten Abflüssen aus Iller und Lech. Da allerdings die nördlichen Zuflüsse Naab und Regen keine nennenswerten Zuflüsse brachten, war die Lage an der Donau ab Regensburg bis zur Isarmündung weniger kritisch. Beispielhaft wird hier die Wasserstandsganglinie des Pegels Donauwörth vor der Einmündung des Lech in die Donau gezeigt (Abb. 4-3). Ein erhöhter Zufluss des Inns lief 1999 dem Donauscheitel vor und erzeugte im Bereich von Passau ein Vorwellenereignis (Pegel Achleiten 1999, Abb. 4-4). Auch an der Isar trat ein Vorwellenereignis auf. Eine Rückhaltung durch die Steuerung des Sylvensteinspeichers wurde während dieses Vorerignisses nicht durchgeführt (Isar 1999, Abb. 4-4) (LfW BY 2003b).

Im August 2002 trat ein Hochwasser auf, dessen Schäden in Bayern im Vergleich zu den Schäden im Osten Deutschlands, in Tschechien und in Österreich relativ gering ausfielen (LUA BB 2002). Tagelangen Niederschlägen Anfang August 2002 mit Niederschlagssummen von bereichsweise 100 mm in 48 h (06. bis 08.08.2002) folgten starke Niederschläge mit 116 mm in 24 h im Bereich der Einzugsgebiete von Inn und Salzach ($T \approx 100$ a), die flächig in geringer Intensität vom 10. bis 13.08.2002 anhielten. Während die südlichen Zuflüsse Iller, Lech und Isar mittlere Abflüsse verzeichneten ($T \approx 10 - 20$ a), sorgte eine Verlagerung des Niederschlagsgebietes in den Nordosten von Bayern dazu, dass am Fluss Regen ein hundertjähriger Abfluss auftrat und an der Donau zwischen Regensburg und der Isarmündung der Abfluss Jährlichkeiten von $T = 20 - 50$ a erreichte (vgl. Pegel Freising 2002, Abb. 4-3). Der Vorscheitel der Donau bei Passau resultiert aus den Abflüssen, die die Salzach bzw. der Inn abführten (Pegel Achleiten 2002, Pegel Burghausen 2002, Abb. 4-4) (LfW BY 2002).

Aus hydrologischer Sicht ist das Ereignis August 2005 mit dem Hochwasser 1999 aber auch mit dem Ereignis vom August 2002 vergleichbar (Rudolf et al. 2005). Die Niederschlagssummen fielen 2005 mit $\Sigma N > 150$ mm in 72 h im Vergleich zu Pfingsten 1999 deutlich geringer aus, was zur Folge hatte, dass die Donau 2005 niedrigere Abflüsse mit entsprechend geringen Jährlichkeiten führte (Pegel Hofkirchen 2005, Abb. 4-3). Dagegen traten 2002 entlang der Oberläufe von Isar, Loisach und Iller Wiederkehrintervalle von ca. $T = 100$ a mit wesentlich größeren Abflüssen als 2005 auf (Pegel München, Abb. 4-3). Schäden konnten u. a. durch die Speicherbewirtschaftung des Sylvensteinspeichers und des Forggensees vermieden werden (LfW BY 2005).

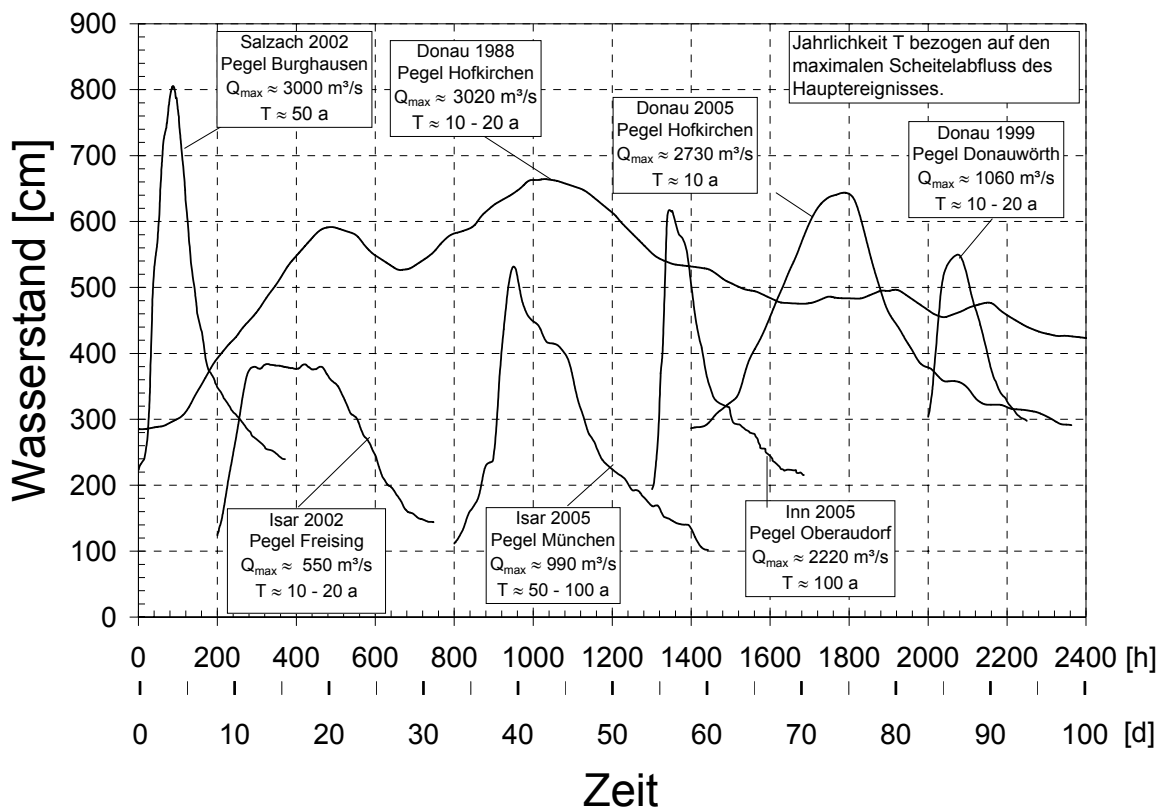


Abb. 4-3: Wasserstandsganglinien von bayerischen Flüssen während Hochwasserereignissen

Auf die jeweiligen Gewässer begrenzte Hochwasserereignisse traten beispielsweise in den Jahren 1985 am Inn und 2003 am Main auf. Das vor allem am unteren Main 2003 aufgetretene Hochwasser resultierte aus einem Aufeinandertreffen von polaren und subtropischen Luftmassen über Nordbayern, was zu lang anhaltenden mäßigen Niederschlägen mit darauf folgenden Starkniederschlägen ($\Sigma N > 76 \text{ mm}$ in 24 h, $T > 100 \text{ a}$) führte. Dieses Hochwasserereignis war von kurzer Dauer und erzeugte am Main trotz der relativ hohen Niederschläge lediglich Abflüsse mit Jährlichkeiten $T < 20 \text{ a}$. Lokal traten jedoch auch größere Abflüsse, wie z. B. an der Fränkischen Saale, mit Jährlichkeiten von $T \approx 200 \text{ a}$ auf (LfW BY 2003a). Im August 1985 führten am Inn Starkniederschläge mit $T = 100 \text{ a}$ zu schnell ansteigenden Pegel, denen nach Günther u. Schmidtke (1985) eine Anstiegsgeschwindigkeit von $v_{AN} = 40 \text{ cm/h}$ zueigen war. Mit einem maximalen Scheitelabfluss am Pegel Oberaudorf von $Q_{\max} = 2220 \text{ m}^3/\text{s}$ entsprach dies dem größten Hochwasserereignis am Inn seit 1844 (Pegel Oberaudorf 1985, Abb. 4-3).

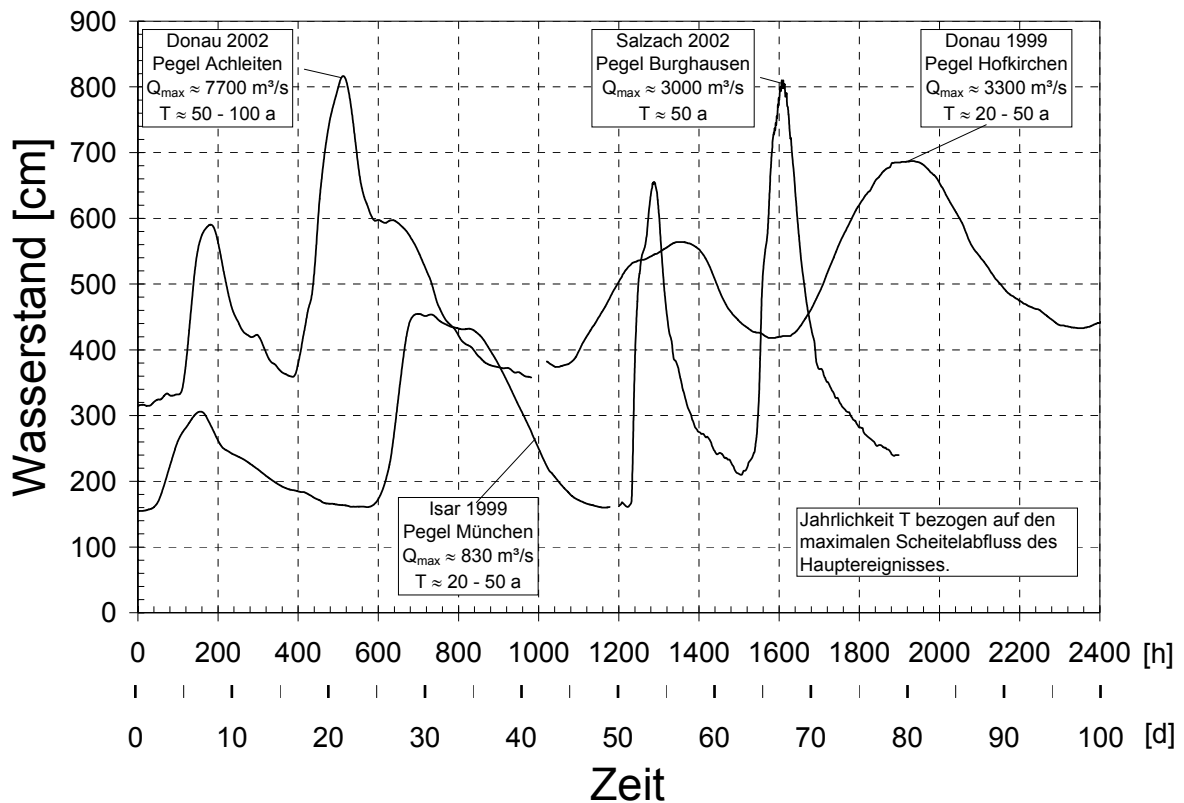


Abb. 4-4: Ausgewählte Hochwasserereignisse mit „Vorwellen“

4.1.4 Auswertung von gemessenen Wasserstandsganglinien

Eine Charakterisierung von Hochwasserstandsganglinien kann anhand der Anstiegsgeschwindigkeit v_{AN} , der Abstiegsgeschwindigkeit v_{AB} , der Scheiteldauer T_{Sch} und der gesamten Hochwasserdauer T_G erfolgen (Abb. 4-5). Mit diesem Vorgehen werden i. d. R. Ganglinien abgeschätzt, welche die Dauer der hohen Wasserstände auf der sicheren Seite liegend etwas überschätzen. Während des fallenden Astes der Hochwasserganglinie wird i. Allg. auch ein etwas ungünstigerer Verlauf angenommen (Abb. 4-5).

Für die An- und Abstiegsgeschwindigkeiten, v_{AN} und v_{AB} , können bei Deichen, die i. d. R. im Vergleich zu Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken kleinere Höhen besitzen, gemittelte Werte angesetzt werden, da sich auftretende Geschwindigkeitspitzen nur lokal auswirken können. Die Zeit, ab der ein hoher Wasserstand nahe dem maximalen Wasserstand überschritten wird, wird als Scheiteldauer T_{Sch} bezeichnet.

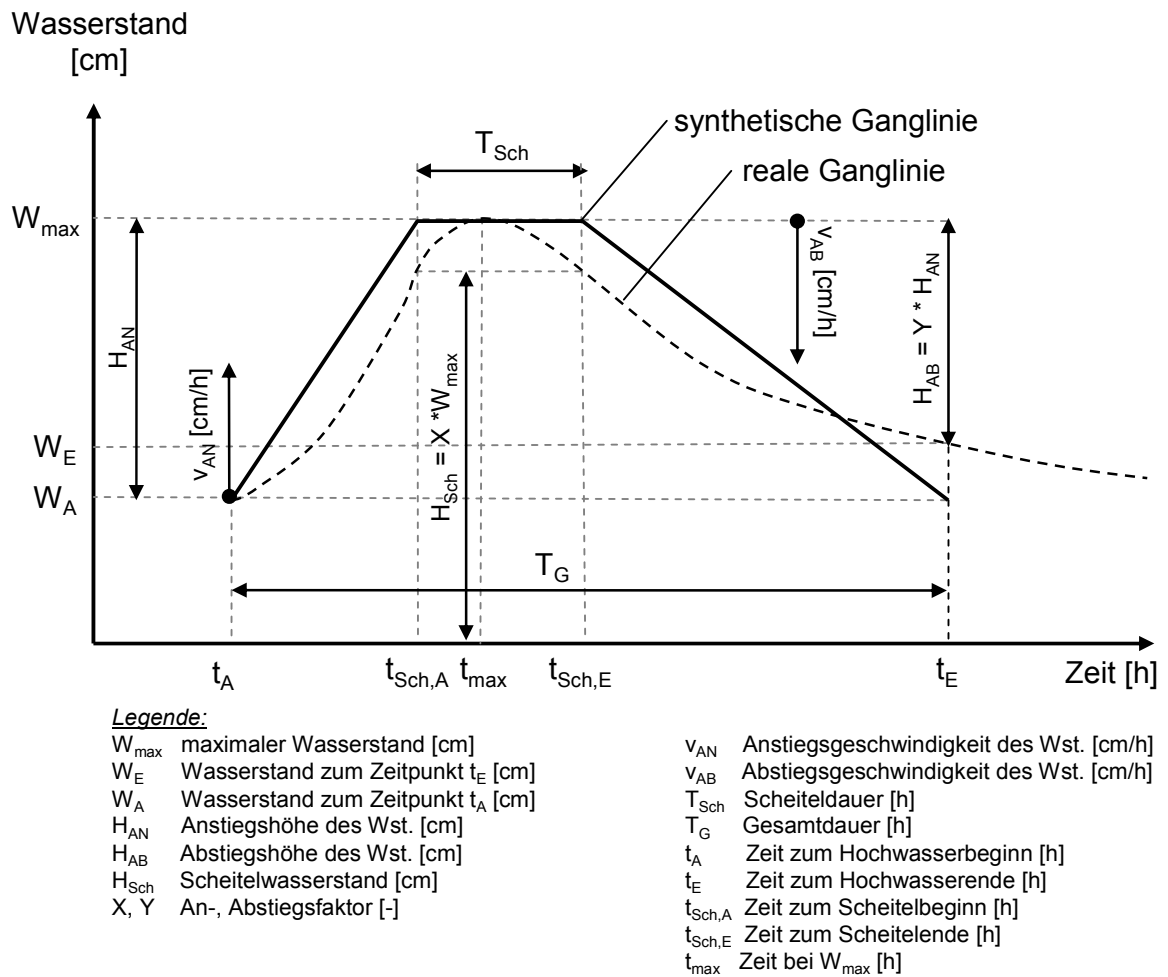


Abb. 4-5: Parametrisierung einer Hochwasserstandsganglinie

Die Dauer des gesamten Hochwasserereignisses T_G wird durch den Beginn des ersten markanten Anstiegs des Wasserstandes bis zum Rückgang in etwa auf den Mittelwasserstand festgelegt. Diese Festlegung ist nötig, da den Hochwasserereignissen nicht selten Trockenperioden und somit extrem niedrige Wasserstände vorangehen, die beim Rückgang nicht mehr erreicht werden, wie es z. B. während des Donauhochwassers 1988 der Fall war.

Die Scheitelhöhe H_{Sch} [m] wird als Anteil X [-] des maximalen Wasserstandes W_{\max} [m] festgelegt:

$$H_{Sch} = X \cdot W_{\max}$$

Glg. 4-1

Zu dem Zeitpunkt t_E , wenn ein Anteil Y [-] der Anstiegshöhe H_{AN} [-] wieder unterschritten wird, gilt das Ereignis als beendet. Daraus resultiert die Abstiegshöhe H_{AB} [m] (vgl. Abb. 4-5):

$$H_{AB} = Y \cdot H_{AN}$$

Glg. 4-2

Die verwendeten Werte $X = 0,90$ und $Y = 0,80$ haben sich bewährt, da damit alle betrachteten Ganglinienergebnisse charakterisiert werden konnten.

Es werden 94 Wasserstandsganglinien an 24 Pegel von bayerischen Flüssen während verschiedener Hochwasserereignisse der letzten Jahrzehnte betrachtet (siehe Anhang 14; S. 362). Erwähnenswert sind die Hochwasser der Jahre 1988, 1995, 1999, 2002 und 2005, die mehrere Gewässer betrafen. Kleinere, nur an einzelnen Gewässer ablaufende Hochwasser traten z. B. in den Jahren 1993 am Main und 1997 am Lech auf (Tab. 4-1, vgl. Anhang 15 und Anhang 16, S. 363 und S. 364).

Tab. 4-1: Ausgewertete Wasserstandsganglinien von 24 Pegeln an 12 bayrischen Gewässern

Nr.	1	2	3	4
Gewässer:	Donau	Main	Inn	Isar
Ausgew. Pegelanzahl:	6	4	3	3
Ausgew. Ereignisse:	88/94/99/02/05	93/95/03	85/91/99/02	99/02/05
E_O [km ²]:	15092 - 76660	2419 - 27142	9715 - 12278	1403 - 3038
Mittleres Gefälle [-]:	2.E-04 - 8.E-04	3.E-04 - 9.E-04	8.E-04 - 1.E-03	2.E-03 - 4.E-03
MHW/MW [-]:	2.0 - 3.4	2.6 - 4.4	3.0 - 6.9	3.2 - 5.0
MHQ/MQ [-]:	5.2 - 7.2	9.6 - 25.5	5.9 - 7.4	12.8 - 30.1

Nr.	5	6	7	8	9	10	11	12
Gewässer:	Salzach	Iller	Ostrach	Mangfall	Günz	Illach	Lech	Baunach
Pegelanzahl:	1	1	1	1	1	1	1	1
Ausgew. Ereignisse:	95/02	00/02/05	99/02	99/05	99/00/02/05	99/00	97/99/02/05	93
E_O [km ²]:	6649	955	127	756	314	32	2287	165
Mittleres Gefälle [-]:	1.E-03	3.E-03	6.E-03	4.E-03	2.E-03	6.E-03	2.E-03	9.E-04
MHW/MW [-]:	4.7	3.7	4.6	5.4	2.2	4.3	2.9	2.4
MHQ/MQ [-]:	12.5	18.0	29.8	34.8	14.7	31.1	14.0	44.0

Über einen charakteristischen Gebietsfaktor $F_{G,char.}$ [km²] (Glg. 4-3) sind in Abb. 4-6 die Anstiegs- sowie Abstiegsgeschwindigkeiten aufgetragen. Die Werte für den mittleren Hochwasserstand (MHW) und den mittleren Mittelwasserstand (MW) sind aus dem hydrologischen Jahrbuch entnommen worden, ebenso wie die Einzugsgebietsgrößen E_O [km²] (Lfw BY 2000). Das mittlere Sohlgefälle wurde aus den bekannten Pegelhöhen und Fließstrecken ermittelt oder anhand entsprechender Höhenkarten abgeschätzt. Sowohl für $F_{G,char.}$ [km²] als auch für seine bildenden Größen waren die Abhängigkeiten von den betrachteten Anstiegs- bzw. Abstiegsgeschwindigkeiten nicht stark ausgeprägt (Abb. 4-6).

$$F_{G, \text{char.}} = E_o \cdot I^{1.5} \cdot \sqrt{\frac{\text{MHW}}{\text{MW}}}$$

Glg. 4-3

E_o Einzugsgebiet des Oberflächenwassers [km²]

I mittleres Sohlgefälle [-]

MHW mittlerer Hochwasserstand [m]

MW mittlerer Mittelwasserstand [m]

Die Gebietsfaktoren nehmen Werte zwischen $F_{G, \text{char.}} = 0,0 \div 1,0$ an. Randabschätzungen zeigen eine Spannweite von mittleren Anstiegsgeschwindigkeiten bis zu $v_{AN} = 20$ cm/h und Abstiegsgeschwindigkeiten von bis zu $v_{AB} = 12$ cm/h.

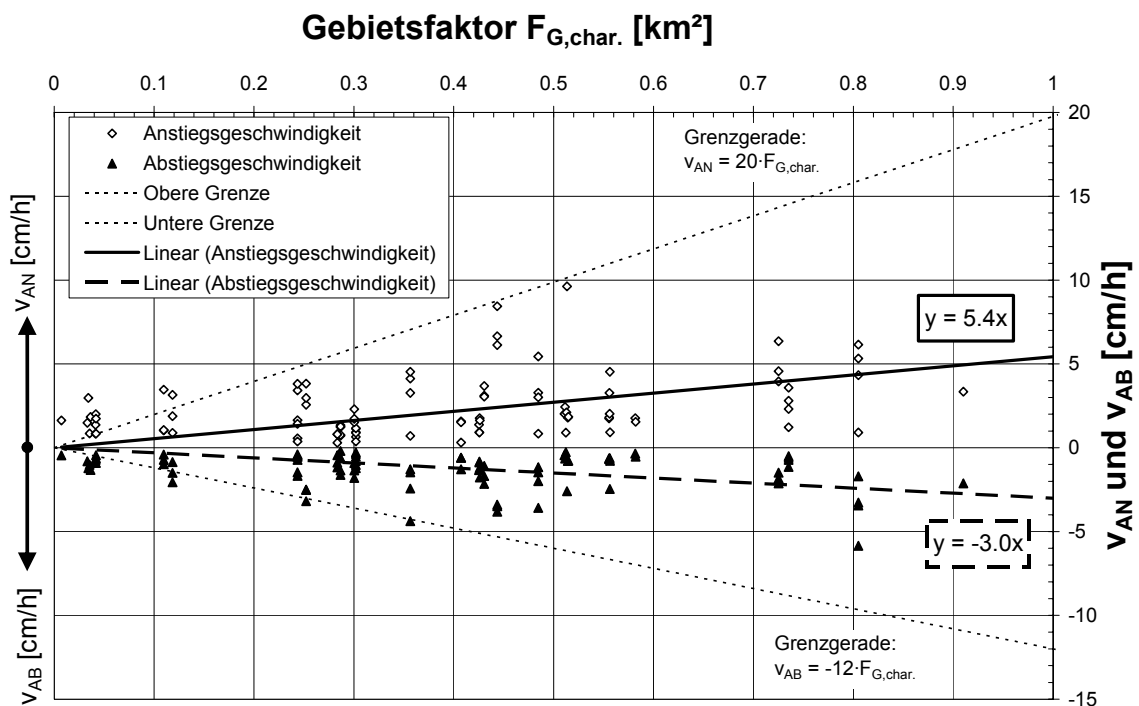


Abb. 4-6: Diagramm zur Abschätzung von v_{AN} und v_{AB} in Abhängigkeit vom Gebietsfaktor $F_{G, \text{char.}}$.

Das liegt daran, dass an ein und demselben Gewässer sehr unterschiedlich geformte Wasserstandsganglinien auftreten können. Das hat für die Bemessung zur Folge, dass es nicht nur eine Bemessungsganglinie geben kann, sondern dass für unterschiedliche Belastungsszenarien auch unterschiedliche Bemessungsganglinien angewendet werden sollten. Diese können für Gewässerabschnitte und Lastfälle ge-

sondert bestimmt oder festgelegt werden.

Vergleicht man die maximalen, stündlichen An- und Abstiegsgeschwindigkeiten mit den mittleren, ist zu erkennen, dass die stündlichen Werte weitaus größer sein können, als die gemittelten (Abb. 4-7). Für ein Ereignis am Inn 1985 entsprechen die maximalen Werte in etwa dem von Günther u. Schmidtke (1985) angegebenen Wert von $v_{AN} = 40$ cm/h. Wie bereits dargelegt wurde, sind aber örtliche wie zeitliche Spitzen für die Form der Wasserstandsganglinie für Durchsickerungsabschätzungen nicht maßgebend.

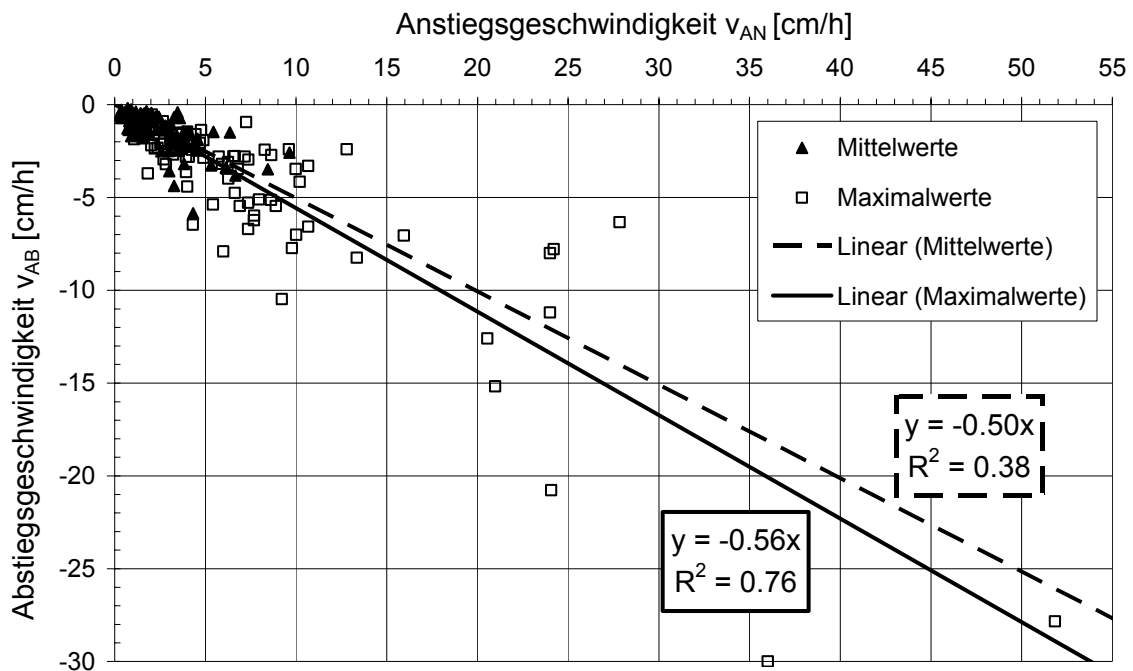


Abb. 4-7: Zusammenhang zwischen maximalen und mittleren An- und Abstiegsgeschwindigkeit

Wie in Abb. 4-8 zu sehen ist, kann vereinfachend angesetzt werden, dass die Abstiegsgeschwindigkeit im Mittel etwa der halben Anstiegsgeschwindigkeit entspricht (Glg. 4-4).

$$v_{AB} \approx \frac{1}{2} \cdot v_{AN}$$

Glg. 4-4

Für die Generierung von typischen Hochwasserwasserstandsganglinien wird dieser Zusammenhang als charakteristisch angesehen, auch wenn für spezielle Fragestellungen der instationären Deichdurchsickerung andere Ganglinien auch untersucht

werden können. Diese Festlegung hat für die Form der betrachteten Wasserstandsganglinien entsprechende Auswirkungen (Abb. 4-11).

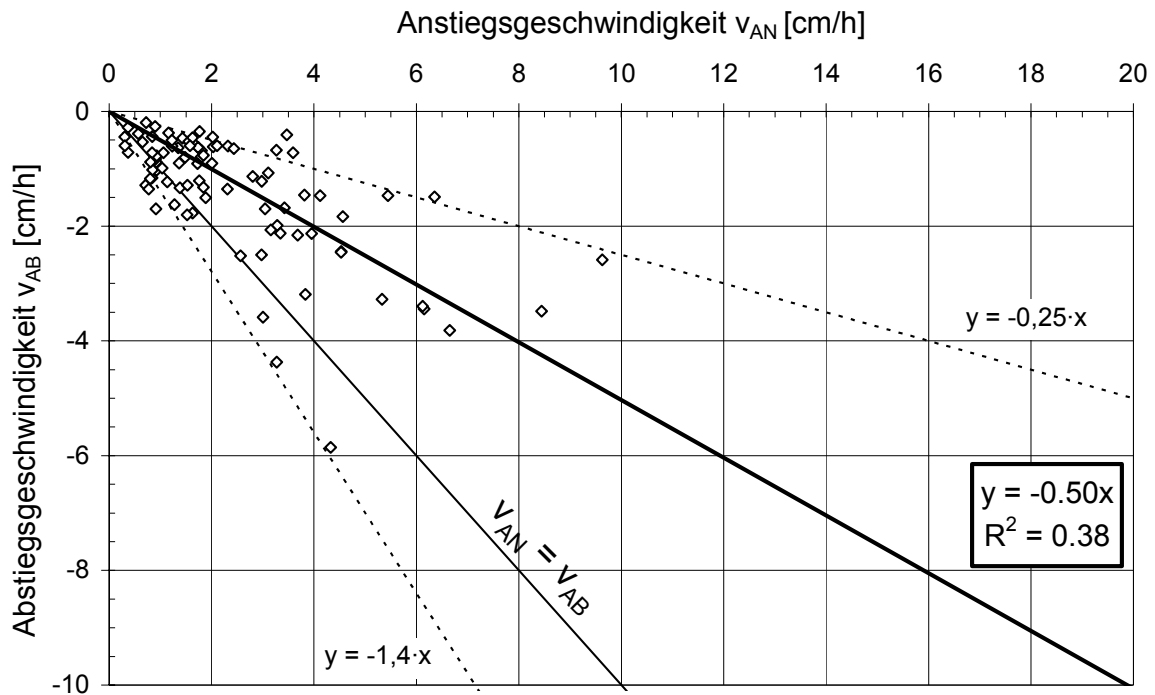


Abb. 4-8: Zusammenhang zwischen den mittleren An- und Abstiegsgeschwindigkeiten

Die breite Streuung von $v_{AB} = -(0,25 \div 1,40) \cdot v_{AN}$ zeigt allerdings, dass auch Hochwasserganglinien auftreten können, deren fallender Ast schneller fällt, als der steigende Ast steigt.

Werden die Gesamt- sowie die Scheiteldauer der Hochwasser über das Produkt der An- und Abstiegsgeschwindigkeit des Wasserstandes (Glg. 4-5) aufgetragen, erhält man den in Abb. 4-9 dargestellten Zusammenhang.

$$v_{AN} \cdot v_{AB} \approx \frac{1}{2} \cdot v_{AN}^2 \quad \text{Glg. 4-5}$$

Das Diagramm in Abb. 4-9 gilt streng genommen nur für An- und Abstiegsgeschwindigkeiten kleiner 10 cm/h. Die für die Festlegung der Berechnungsganglinien gewählten Scheiteldauern liegen zwischen 2 h und 672 h (28 d).

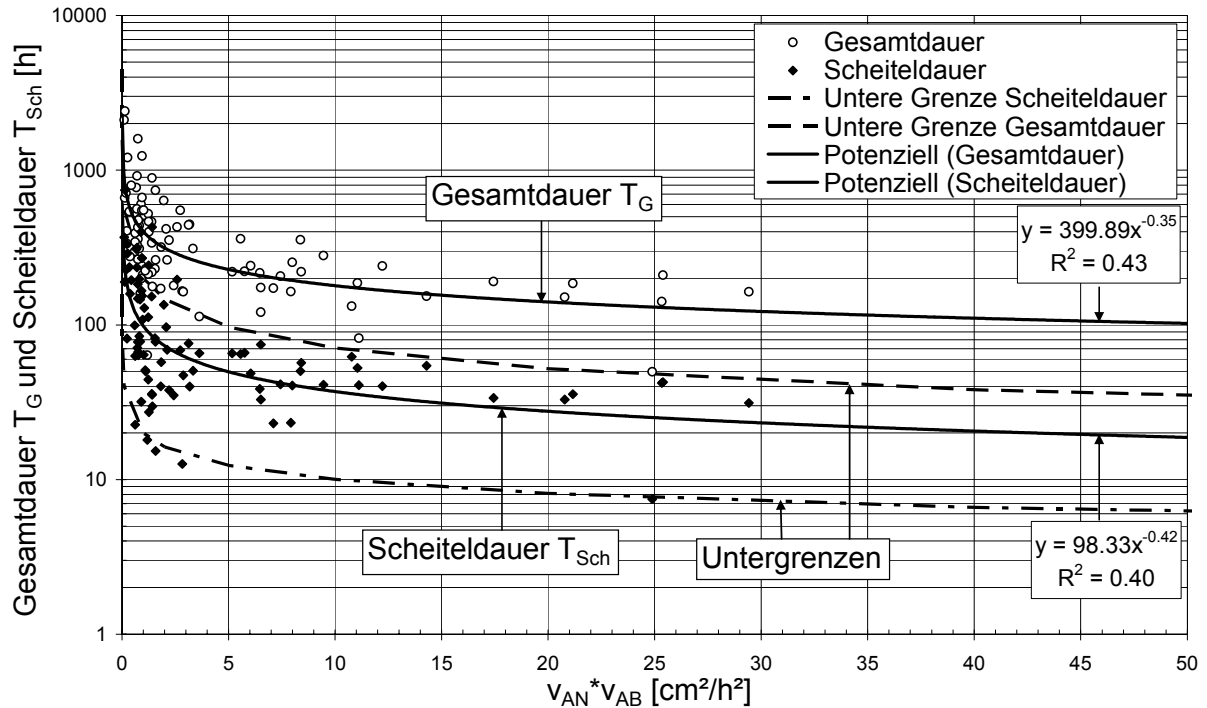


Abb. 4-9: Zusammenhang zwischen Scheiteldauer T_{Sch} und Gesamtdauer T_G und dem Produkt von An- und Abstiegsgeschwindigkeit

Die Gesamtdauer des Hochwassers beträgt dabei:

$$T_G = Z \cdot T_{Sch}$$

Glg. 4-6

Z Vielfaches der Scheiteldauer [-]

Anhand der Betrachtung der 94 Hochwasserereignisse konnte eine Spanne von $Z = 1,0 - 7,0$ ermittelt werden. Vereinfachend kann im Mittel $Z = 3,17$ verwendet werden (Abb. 4-10).

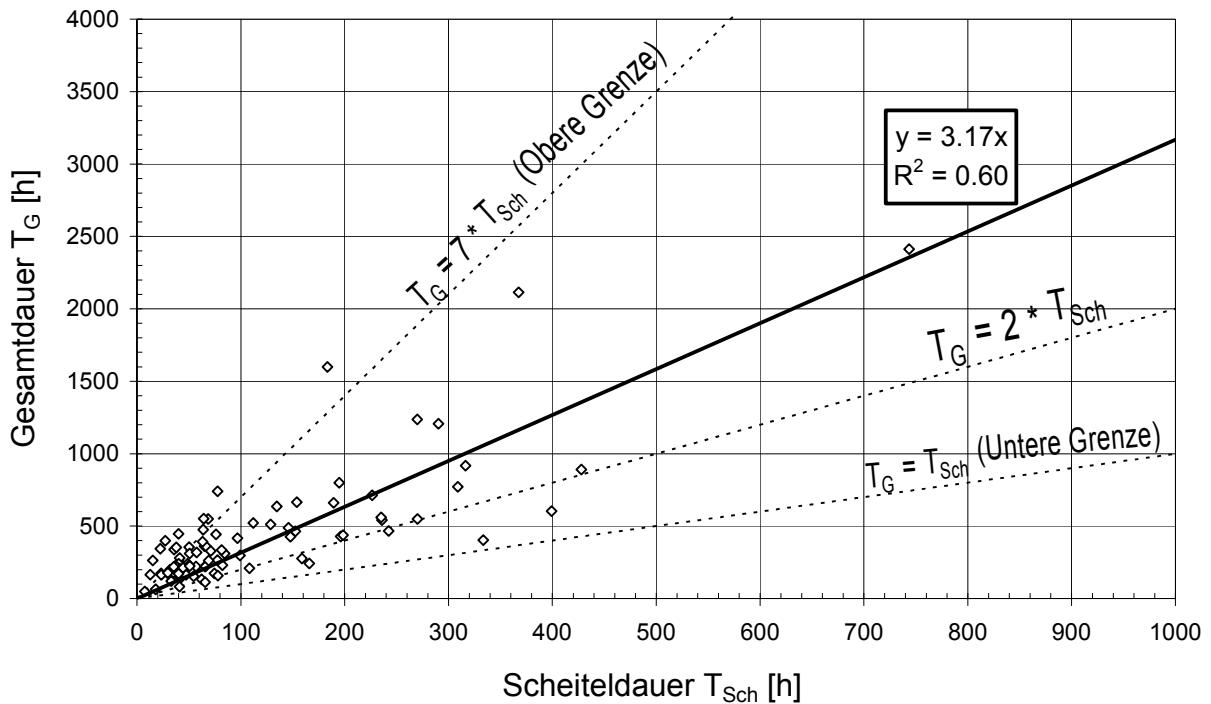


Abb. 4-10: Zusammenhang zwischen Scheiteldauer T_{Sch} und Gesamtdauer T_G der betrachteten Hochwasserereignisse

4.1.5 Charakteristische „Einzel- / Hauptwellenereignisse“

Aus den in Abschnitt 4.1.4 ermittelten Parametern werden Ganglinien abgeleitet, die in Kapitel 7 bei der Betrachtung der instationären Durchsickerung von Deichen herangezogen werden.

Die Form des Abflussquerschnitts und die vorhandene Deichhöhe bestimmen bei gegebener Wasserstandsganglinie die Einstaudauer. Betrachtet werden Zustände, in denen der Deich bis BHW oder bis zur Deichkrone eingestaut wird. An gleichen Gewässerabschnitten werden folglich Deiche mit geringerer Höhe kürzer eingestaut (Abb. 4-11).

Ausgehend von der Anstiegsgeschwindigkeit v_{AN} können alle anderen Ganglinienparameter mittels der zuvor geschilderten Zusammenhänge abgeschätzt werden. Gewählt werden Anstiegsgeschwindigkeiten von 0,05 bis 40 cm/h. Die eigenen Auswertungen haben mittlere Anstiegsgeschwindigkeiten von maximal 10 cm/h ergeben (vgl. Abb. 4-8). Ruppert (1985) gibt Anstiegsgeschwindigkeiten von 7 bis 250 cm/h und Abstiegsgeschwindigkeiten von 3 bis 50 cm/h entsprechend für die Gewässer Emscher, Lippe und Berne an. Schuch (2003) wertet einige Pegel an der Mulde während des Hochwassers 2005 aus und erhält Anstiegsgeschwindigkeiten

bis 20 cm/h. Auch wenn die eigenen Untersuchungen sehr schnelle $v_{AN} > 10$ cm/h An- und Abstiegsgeschwindigkeiten für bayrische Gewässer nicht bestätigen, werden dennoch Anstiegsgeschwindigkeiten von bis zu 40 cm/h und entsprechende Abstiegsgeschwindigkeiten bis zu 20 cm/h untersucht. Die Scheiteldauern betragen $T_{Sch} = 2 - 672$ h. Die zugehörigen Hochwasserdauern wurden nach Abb. 4-10 zwischen $T_G = 2 \div 6 \cdot T_{Sch}$ für kurze Ereignisse und $T_G = 7 \cdot T_{Sch}$ für lange Ereignisse gewählt (vgl. Tab. 4-2).

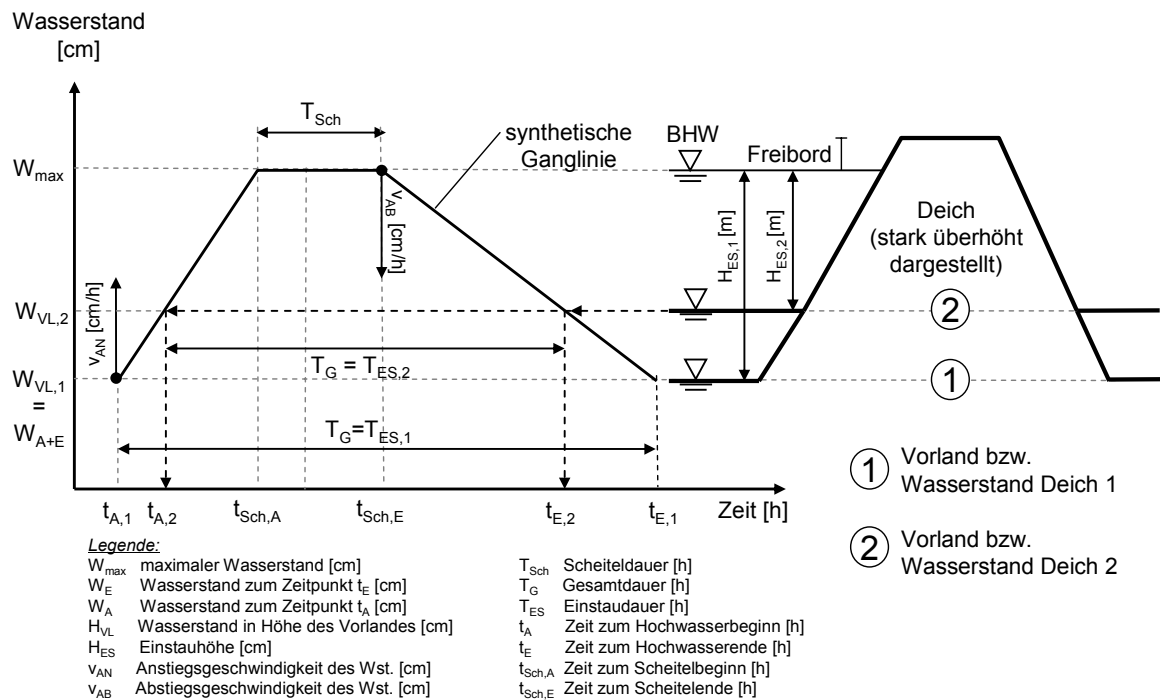


Abb. 4-11: Einstaudauer abhängig von Deichlage und -höhe

Der Zusammenhang zwischen Anstiegs- und Abstiegsgeschwindigkeit und der Gesamt- bzw. Scheiteldauer hat gezeigt, dass lang andauernde Hochwasserereignisse aufgrund ihrer langsamen Anstiegsgeschwindigkeit und ihrer begrenzten Dauer geringe Beaufschlagungshöhen besitzen können. Dies hat zur Folge, dass große Deiche nur bei kurzen Hochwasserwellen mit hohen An- und Abstiegsgeschwindigkeiten über ihre gesamte Höhe ein- und abgestaut werden. Treten an größeren Deichen lange Einstauzeiten auf, sattet der instationäre Verlauf (An- und Abstieg eines Scheitels) i. Allg. auf einen bereits erhöhten Wasserstand auf.

Für variierende Deichhöhen H_D [m] ergeben sich die in Tab. 4-2 dargestellten Ganglinienparameter. Die Grenzdauern in der letzten Spalte zeigen, dass bei höheren Deichen aufgrund der Zusammenhänge der Ganglinienparameter und einer be-

grenzten Hochwasserdauer der An- und Abstieg sich nur in einem begrenzten Bereich bewegt (vgl. Abb. 4-13).

Tab. 4-2: Ganglinienparameter in Abhängigkeit der Deichhöhe

Gang- linie	v_{AN} [cm/h]	v_{AB} [cm/h]	T_{Sch} [h]	H_D [m]							Grenze $7,0 \cdot T_{Sch}$ [h]
				0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	
I	0,10	0,05	672	1980	3480	6480	9480	12480	15480	18480	4704
II	0,50	0,25	240	540	840	1440	2040	2640	3240	3840	1680
III	1,0	0,5	72	222	372	672	972	1272	1572	1872	504
IV	2,5	1,25	48	108	168	288	408	528	648	768	336
V	10	5	24	39	54	84	114	144	174	204	168
VI	20	10	12	19,5	27	42	57	72	87	102	84
VII	40	20	6	9,75	13,5	21	28,5	36	43,5	51	42

Kürzere Ereignisse
↓

Aus den geschilderten Zusammenhängen können für die betrachteten Hochwasserganglinien I – VII (Tab. 4-2) entsprechende potentielle Anstiegshöhen H_{AN}^* abgeleitet werden:

$$H_{AN}^* = \left(\frac{v_{AB}}{v_{AB} + v_{AN}} \right) \cdot (T_G - T_{Sch}) \cdot v_{AN} \quad \text{Glg. 4-7}$$

Unter Berücksichtigung von Glg. 4-4 und Glg. 4-6 vereinfacht sich Glg. 4-7 zu:

$$H_{AN}^* = \frac{1}{3} \cdot ((Z-1) \cdot T_{Sch}) \cdot v_{AN} \quad \text{Glg. 4-8}$$

Dieser Zusammenhang ist in Abb. 4-12 dargestellt. Für Hochwasserganglinien mit den entsprechenden maximalen Hochwasserzeiten (vgl. Abb. 4-10 und Glg. 4-6) ergeben sich folglich hohe Werte bis zu maximal $H_{AN, \min}^* = 4,80$ m. Die langsam ansteigenden Ganglinien haben entsprechend kleinere potentielle Anstiegshöhen bis zu $H_{AN, \min}^* = 0,43$ m.

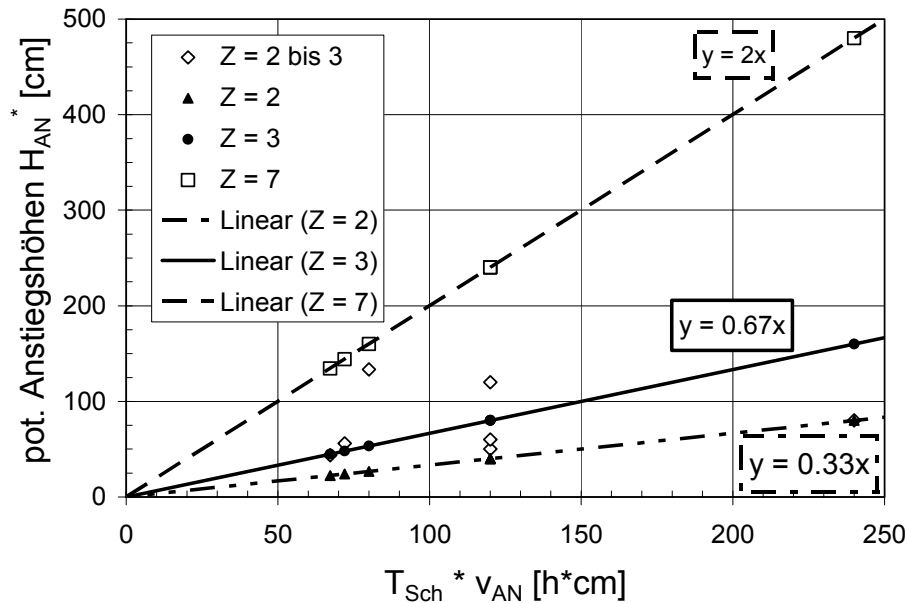


Abb. 4-12: Potentielle Anstiegshöhen H_{AN}^* über dem Produkt aus Scheiteldauer T_{Sch} und Anstiegsgeschwindigkeit v_{AN}

Für den Fall, dass die betrachtete Deichhöhe H_D größer ist als der potentielle instationäre Anstieg H_{AN}^* , kann ein stationärer Einstau bei einem über das Deichlager bzw. über die Vorlandhöhe reichenden Wasserstand $H_{stat.}$ angenommen werden:

$$\begin{aligned} H_{AN}^* \geq H_D &: H_{AN} = H_D \\ H_{AN}^* < H_D &: H_{AN} = H_{AN}^* \rightarrow (H_{stat.} = H_D - H_{AN}^*) \end{aligned} \quad \text{Glg. 4-9}$$

Die potentiellen Anstiegshöhen H_{AN}^* in Abhängigkeit von der instationären Einstaudauer $T_{ES,inst.}$ für die Hochwasserganglinien I bis VII sind in Abb. 4-13 dargestellt.

Abschließend können nun die wesentlichen Ganglinienparameter unter Beachtung o. g. Annahmen festgelegt werden. Den Hochwasserganglinien I bis VII werden nach Festsetzung von v_{AN} [cm/h] und T_{Sch} [h] verschieden lange Hochwassergesamtdauern $T_{G,a/b}$ [h] und Anstiegshöhen $H_{AN,a/b}$ [cm] zugewiesen (Tab. 4-3).

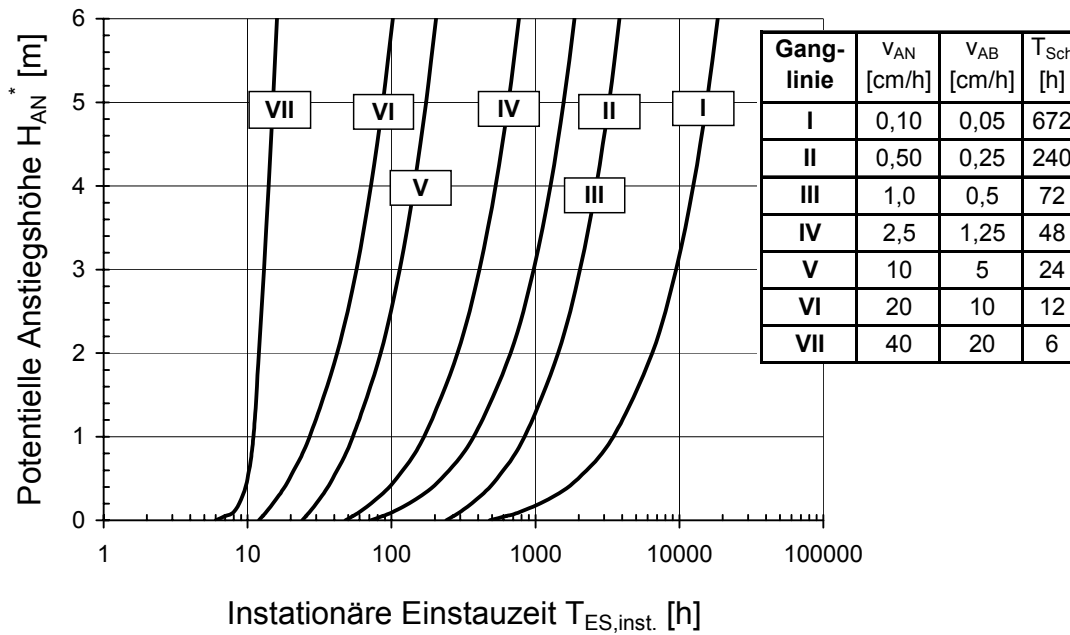


Abb. 4-13: Zusammenhang zwischen instationärer Einstauzeit $T_{ES,inst.}$ und potentieller Anstiegshöhe H_{AN}^*

Tab. 4-3: Ganglinienparameter für „Einzel- bzw. Hauptwellen“

Ganglinie	v_{AN} [cm/h]	v_{AB} [cm/h]	T_{Sch} [h]		T_G [h]		H_{AN} [cm]	
			a (kurz)	b (lang)	a (kurz)	b (lang)	a (kurz)	b (lang)
I	0.10	0.05	672		1980	4704	43.6	134.4
II	0.50	0.25	240		540	1680	50	240
III	1.0	0.5	72		240	504	56	144
IV	2.5	1.25	48		120	336	60	240
V	10	5	24		48	168	80	480
VI	20	10	6	12	24	84	120	480
VII	40	20	2	6	12	42	133	480

Die Ganglinien I bis VII werden in Anhang 17 mit einigen realen Ganglinien verglichen und in Tab. 4-4 realen Ereignissen zugewiesen.

Bis auf die sehr lang andauernde und langsam ansteigende Ganglinie I konnten in der Literatur und aus dem eigenen Datenfundus für alle synthetischen Ganglinien II bis VII reale Vergleichereignisse gefunden werden.

Tab. 4-4: Theoretische Ganglinien und Vergleichsereignisse

Nr.	Bez.	Reales Vergleichsereignis
1	I	k. A.
2	II	Schwabelweis 1988, Frankfurt/Oder 1997 ¹
3	III	Engen 1999a & Freising 2002
4	IV	Lauben 1999
5	V	Feldolling 1995a & Burghausen 1985
6	VI	Mulde 2002 ²
7	VII	Emscher 1981 ³

¹ aus IKSO (1999)² aus Schuch (2005)³ aus Ruppert (1985)

4.1.6 Charakteristische Vor- und Nacheinstauereignisse

Aus Sicht der Durchsickerung von Deichen sind Vor- und Nacheinstauereignisse keine eigenständigen Einzelereignisse, wenn die Sättigungsverhältnisse im Deich durch den Erst- bzw. Wiedereinstau so verändert werden, dass dies Auswirkungen auf die Durchsickerungsverhältnisse im Deich hat. Dieser Einfluss hängt neben der Abfolge der Wasserstandsscheitel auch vom Deichsystem selbst ab. Durchlässige, homogene Deiche können schon nach geringer Zeit wieder bis zu ihrem Ausgangszustand entwässern, sodass ein direkt anschließendes Hochwasser ein neues Ereignis darstellen kann. Vorereignisse ohne weitgehenden Rückgang des Abflusses bzw. des Wasserstands haben i. d. R. Auswirkungen auf die Durchsickerung von Deichen. Dies gilt i. Allg. auch für Deiche, bei denen während dem Abklingen einer Hauptwelle ein Nacheignis folgt.

Unterschieden werden können Flüsse mit dominierenden Vorfluteigenschaften und Flüsse, die direkt vom Einzugsgebiet gespeist werden. Erstere hängen von der zeitlichen Aneinanderreihung der Zuflüsse und den jeweiligen Fließgeschwindigkeiten der Hochwasserscheitel im Vorfluter sowie in den Zubringerflüssen ab. Vor- sowie Nacheinstauereignisse für den zweiten Fall hängen von den Eigenschaften des Einzugsgebiets und der Intensität sowie der Dauer der Niederschläge ab. Zu bedenken gilt es noch, dass Nachwellenereignisse im Gegensatz zu Vorwellen- oder Hauptwellenereignissen auf ein gesättigtes Einzugsgebiet treffen und deshalb u. U. geringere Niederschläge zu einem größeren Abfluss führen können.

Für Vor- sowie Nacheignisse müssen jeweils nur die An- und Abstiegshöhen H_{AN} und H_{AB} festgelegt werden, wenn man davon ausgeht, dass der Ganglinienverlauf dem des Hauptereignisses ähnlich ist. Dazu wird erneut ein Faktor X_H (Glg. 4-10) eingeführt, der aufgrund der Festlegungen in Abb. 4-14 Werte zwischen 0 und 1 annehmen kann.

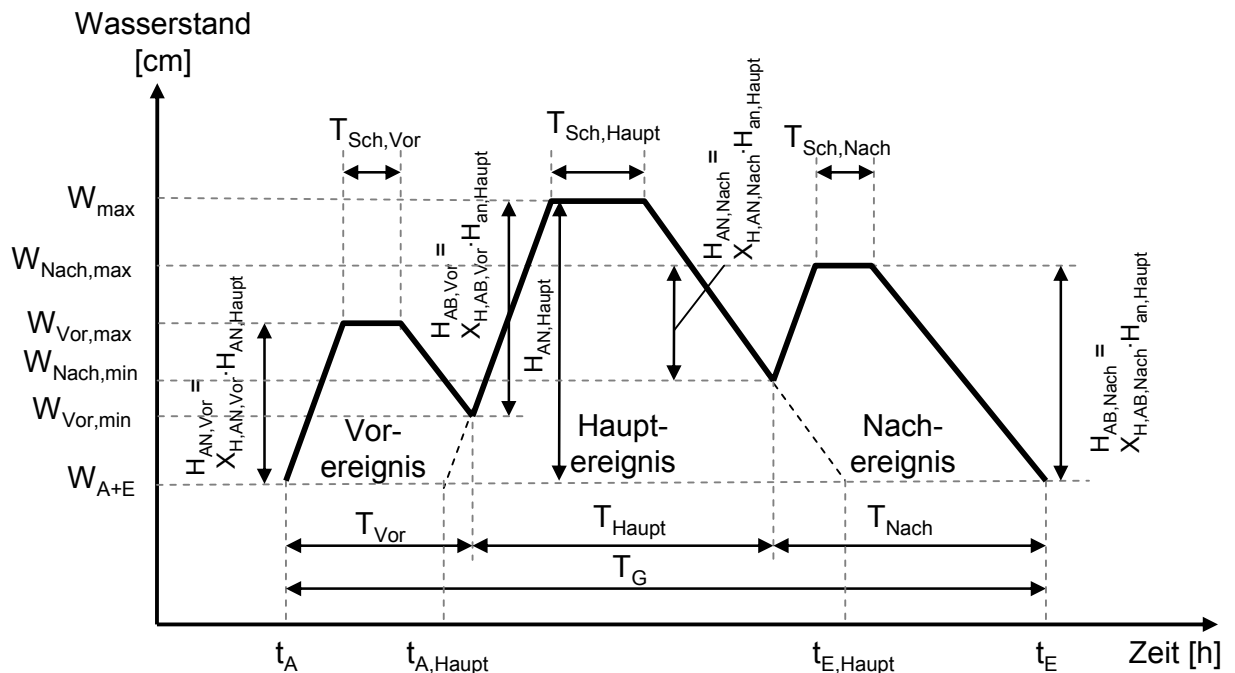
$$H_{AN/AB,Vor/Nach} = X_{H,AN/AB,Vor/Nach} \cdot H_{AN,Haupt}$$

Glg. 4-10

H Wasserstand [m]

 X_H Anpassungsfaktor des Wasserstands [-]

Die in Abschnitt 4.1.5 verwendeten Ganglinien weisen zu einem Viertel Vorwellen auf. Von den 94 Einzelwellen wurden 16 Vorwellen mit darauf folgenden Hauptwellen, die bereits als voneinander unabhängige Ereignisse in Abschnitt 4.1.5 herangezogen wurden, betrachtet. Sechs Vorwellen mit anschließenden Hauptwellen wurden nicht als Einzelereignisse behandelt, sondern ausschließlich als Vorwellen. Die Ganglinienparameter der ausgewerteten Ereignisse für die Vor- und Nachereignisse sind in Anhang 18 (S. 366) zu finden.

Legende:

W_{max} maximaler Wasserstand [cm]
 W_E Wasserstand zum Zeitpunkt t_E [cm]
 W_A Wasserstand zum Zeitpunkt t_A [cm]
 H_{AN} Anstiegshöhe des Wst. [cm]
 H_{AB} Abstiegshöhe des Wst. [cm]
 H_{Sch} Scheitelwasserstand [cm]
 X, Y An-, Abstiegsfaktor [-]

v_{AN} Anstiegsgeschwindigkeit des Wst. [cm/h]
 v_{AB} Abstiegsgeschwindigkeit des Wst. [cm/h]
 T_{Sch} Scheiteldauer [h]
 T_G Gesamtdauer [h]
 t_A Zeit zum Hochwasserbeginn [h]
 t_E Zeit zum Hochwasserende [h]
 Nach Index für Nachereignis
 Vor Index für Vorereignis
 Haupt Index für Hauptereignis

Abb. 4-14: Parameter zur Abschätzung der Ganglinien mit Vor-, Haupt- und Nachereignis

Zusätzlich wurde ein weiteres Ereignis am Pegel Feldolling in die Auswertung auf-

genommen, so dass schließlich 23 Vorwellen zur Ermittlung der Faktoren $X_{H,AN,Vor}$ [-] und $X_{H,AB,Vor}$ [-] (vgl. Abb. 4-14) betrachtet wurden. Dabei konnte festgestellt werden, dass ausgeprägte Vorwellenereignisse primär an Flüssen mit kleinen und mittleren Einzugsgebieten auftreten. Die Quotienten beider zu bestimmten Faktoren betragen in guter Abschätzung 0,93 (vgl. Abb. 4-15).

$$X_{H,AB,Vor} = 0,93 \cdot X_{H,AN,Vor} \quad \text{Glg. 4-11}$$

Im Folgenden wird angenommen, dass die Annahme für Vor- und Nachereignisse $X_{H,AN} = X_{H,AB}$ die Zusammenhänge mit ausreichender Genauigkeit widerspiegelt. Es wird eine Abstufung von Vor- und Nachereignissen mit $X_H = 0,25/0,50/0,75$ verwendet. Die Scheiteldauern der Vor- sowie Nachereignisse werden dabei mit dem gleichen Faktor $X_H = X_T$ multipliziert:

$$T_{Sch,Vor/Nach} = X_{T,Vor/Nach} \cdot T_{Sch,Haupt} \quad \text{Glg. 4-12}$$

T_{Sch} Scheiteldauer [m]

X_T Anpassungsfaktor der Scheiteldauer [-]

Zwar konnte diese Annahme nicht bestätigt werden, doch liegen die Mittelwerte des Verhältnisses der Scheiteldauern zwischen 0,5 und 0,72, was zeigt, dass aufgrund der geringeren Dauer der Vor- und Nachereignisse auch ihre Scheiteldauern i. Allg. kürzer als die Scheiteldauer des Hauptereignisses sind.

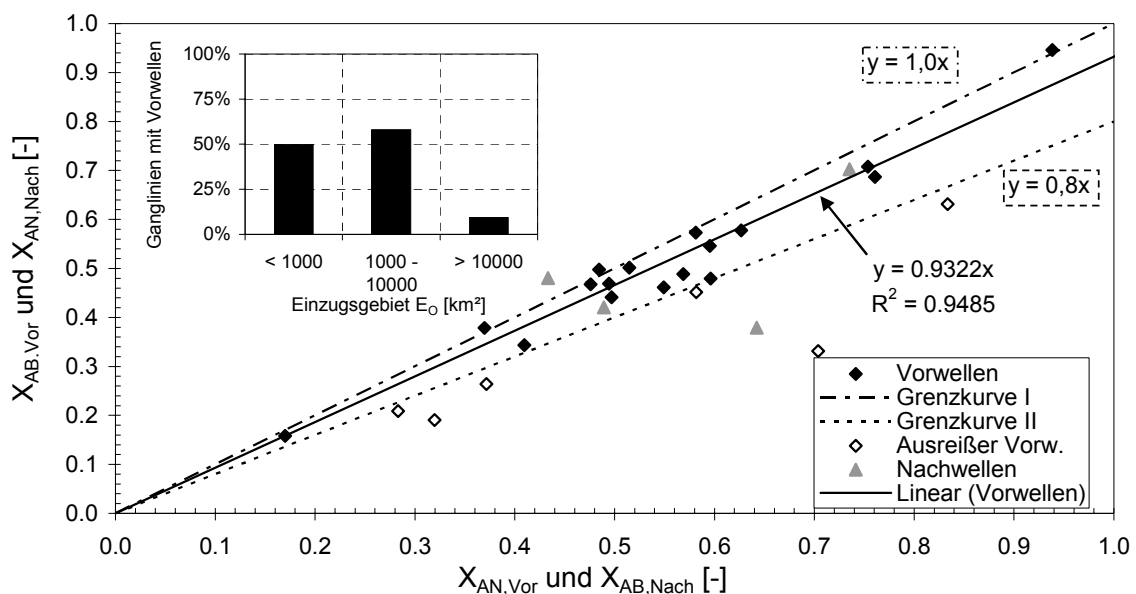


Abb. 4-15: Parameter zur Abschätzung der GL mit Vor- und Nachereignissen

4.1.7 Wasserstandsänderungen infolge von Deichbrüchen

Die Wasserstandsänderungen infolge von Deichbrüchen hängen in erster Linie von der Höhe und der Länge des erodierten Deiches ab. Dadurch wird, wie bei einem ungesteuerten Hochwasserrückhaltebecken, Wasser in einen Polder ausgeleitet, was im Unterwasser i. d. R. zu einer Reduktion des Wasserstands führt.

Optimal gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken kappen die Abflussspitze und sorgen unterstrom für einen konstant bleibenden Wasserstand. Die Qualität der Vorhersage und die technischen Möglichkeiten der Steuerung sowie die Leistungsfähigkeit der Ein- und Auslassorgane und die Größe des Speichervolumens, wirken sich auf die Steuerung unterschiedlich stark aus (Fischer et al. 2005). Bei Deichen bzw. Deichbrüchen, die, wie bereits erwähnt, eine ähnliche Wirkung wie ungesteuerte Hochwasserrückhaltebecken haben können, spielen natürlich andere Faktoren, wie z. B. die Poldergröße, eine Rolle. Zudem kann es positiv sein, dass Deiche erst bei Überströmung, d. h. bei bereits relativ hohen Wasserständen, brechen und Retentionsraum schaffen, was unterstrom erst bei kritisch hohen Wasserständen sich positiv auswirkt.

Beispiele einiger während der letzten Hochwasser aufgetretener Wasserstandsänderungen infolge von Deichbrüchen zeigen die begrenzten Auswirkungen der Wasserstandsänderung im unterstromigen Bereich³⁷. Der Deichbruch 1999 bei Neustadt an der Donau reduzierte den Wasserstand im Unterliegerbereich am Pegel Kelheim um 0,24 m im Vergleich zum berechneten Wasserstand ohne Deichbruch. Dies entspricht einer berechneten Abflussreduktion von etwa 300 m³/s und einem Gesamt-abfluss von $Q = 2.300 \text{ m}^3/\text{s}$. Disse et al. (2003) berechneten für die Hochwasser 1993 und 1995 am Rhein an zwei Orten Wasserstandsreduktionen von ca. 0,10 bis 0,20 m infolge von Deichbrüchen mit Breschenbreiten von 50 bis 175 m. Bei erhöhten Abflüssen erreichten die berechneten Wasserstandsreduktionen mehr als 0,70 m. Die Abschätzung der Abstiegsgeschwindigkeit des Wasserstandes am Pegel Kelheim infolge des Deichbruches bei Neustadt an der Donau zeigt, dass der Wasserstand um etwa 12 cm in 10,5 h absank, was einer Abstiegsgeschwindigkeit von v_{AB}

³⁷ Hier wird lediglich die Auswirkung des fallenden Wasserspiegels auf die Standsicherheit der wasserseitigen Böschung betrachtet. Deichbrüche und gesteuerte oder ungesteuerte Retentionsmaßnahmen können im Einzelfall auch bei geringer Wasserstandsabsenkung einen sehr großen Einfluss auf ein Hochwassergeschehen haben, wenn diese Wasserstandsabsenkung ein Überströmen eines Hochwasserschutzbauwerkes verhindert.

= 1,1 cm/h entspricht und im Vergleich zu den in den vorigen Abschnitten betrachteten natürlichen Abstiegsgeschwindigkeiten keine nennenswerte Belastung darstellt (Abb. 4-16, vgl. Anhang 15 (S. 363) und Anhang 16 (S. 364)).

Die Überlegungen zu den Auswirkungen von Deichbrüchen gelten in ähnlicher Weise für die gezielte Flutung von Poldern. Ein Beispiel zur Auswirkung einer Flutpoldersteuerung an der Havel während des Hochwassers 2002 an der Elbe zeigt, dass die theoretische Wasserstandssenkung der Elbe von 0,66 m am Pegel Wittenberg eine tatsächliche Wasserstandssenkung von $\Delta h_{\text{real}} = 0,30$ m in 24 h bewirkt hat. Dies verursachte eine Abstiegsgeschwindigkeit $v_{\text{AB}} = 1,25$ cm/h, was an der Elbe im Vergleich zu natürlichen Ereignissen keine übermäßige Belastung für etwaige Deichbauwerke darstellt (LUA BA 2002).

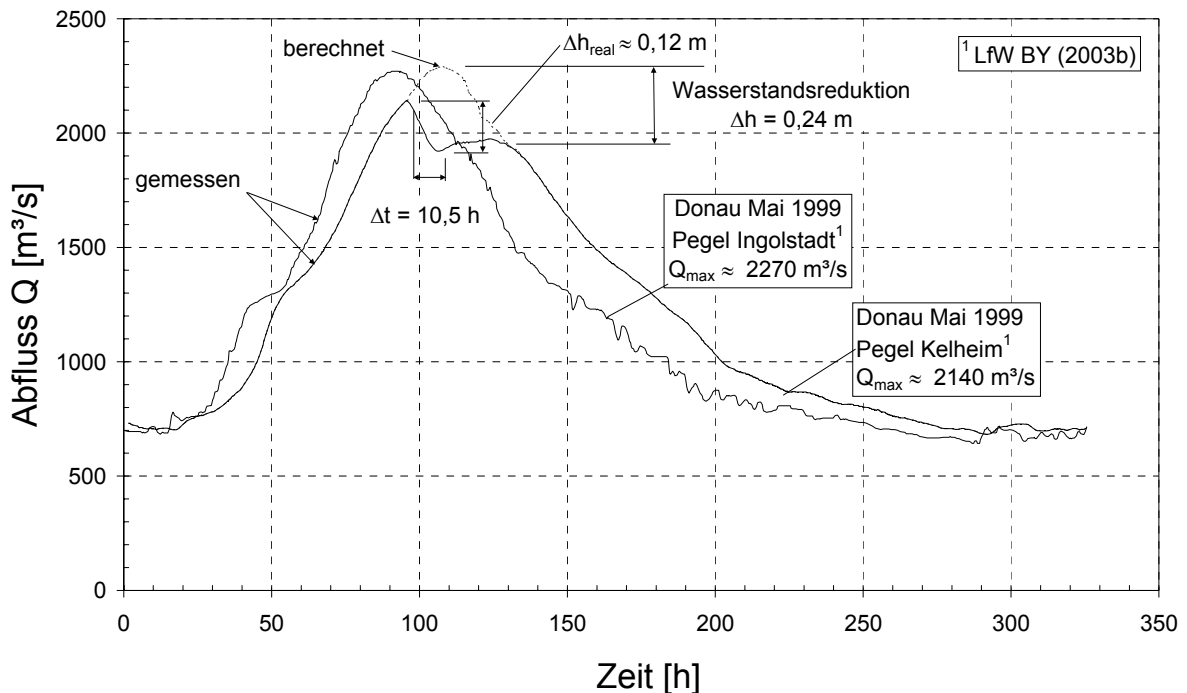


Abb. 4-16: Wasserstandsreduktion im Unterwasser infolge des Deichbruchs an der Donau bei Neustadt dargestellt an den Pegeln Ingolstadt und Kelheim (LFW BY 2003b)

Broich (2003) diskutiert verschiedene Ansätze zur Berechnung und speziell zur Vorhersage der Deichbreschenbildung und des Abflusses aus Deichbreschen. Neben empirischen und numerischen Methoden werden vor allem Parametermodelle zur Vorhersage empfohlen. Die Abschätzung von Deichbruchzeiten und der Breschenausbildung weisen sehr große Unsicherheiten auf. Für die praktische Anwendung

sind deshalb Annahmen zu treffen, die den schlimmsten Fall berücksichtigen. Im Gegensatz zum gesteuerten Einsatz von Hochwasserrückhaltebecken tritt ein Deichbruch häufig an unbekannter Stelle auf, so dass ein Polder mit unbekanntem Eigenschaften gefüllt wird. Kleine Polder mit großen Einzugsgebieten sind i. d. R. schnell gefüllt, so dass hier die Retentionswirkung relativ gering ist.

In Abb. 4-17 ist die Überfallcharakteristik eines Deiches, abgeschätzt als breitkroniges Wehr, dargestellt. Wesentlichen Einfluss hat, wie erwähnt, die Länge der Bresche, die erfahrungsgemäß bis zu mehrere hundert Metern lang werden kann. Die Länge der Bresche infolge des Deichbruchs bei Neustadt a. d. Donau während des Hochwassers 1999 war z. B. 100 m lang. Das Volumen des über den Deich geströmten Wassers belief sich auf über 20 Mio. m³ (Scheuermann 2000). Niesche u. Krüger (1998) geben ein Beispiel für die Ausbreitung einer Deichbresche von 20 m Breite auf 100 m in wenigen Stunden während des Hochwassers 1997 an der Oder an. Die Verbreiterung auf über 200 m erfolgte innerhalb weniger Tage.

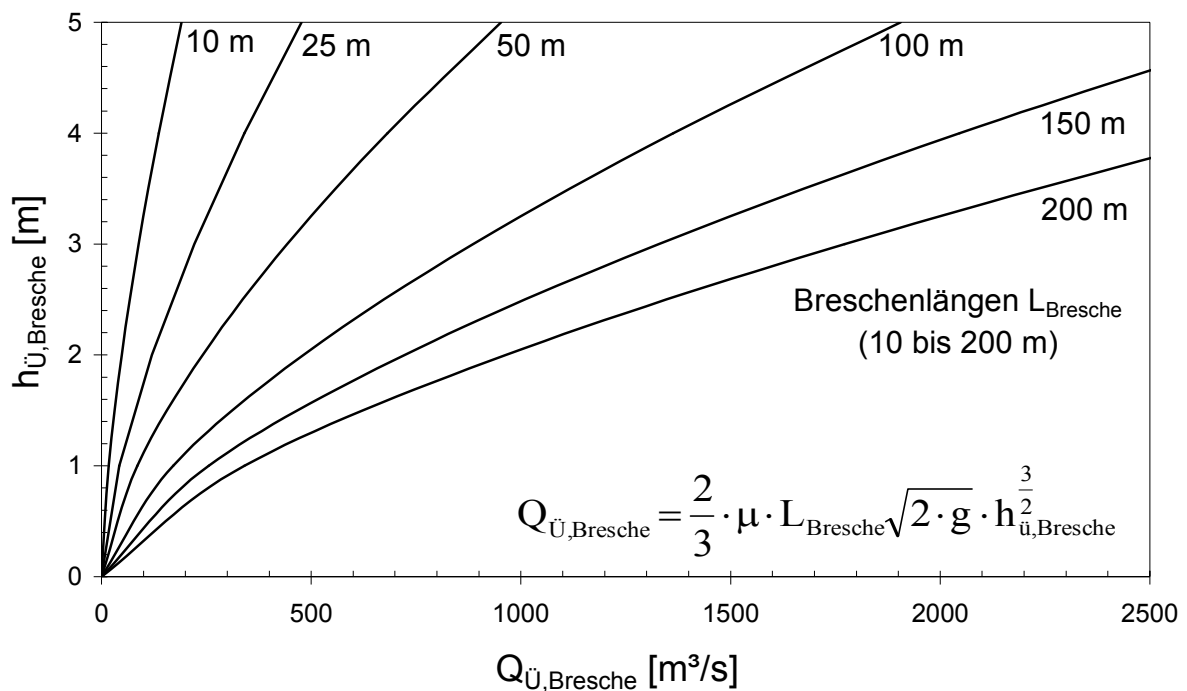


Abb. 4-17: Abflüsse eines überströmten Deiches (breitkroniges Wehr)

In Disse et al. (2003) wird eine auf Basis der POLENI-Überfallformel modifizierte Deichbruchformel vorgestellt, mit deren Hilfe man abschätzen kann, welcher Abfluss sich ins Hinterland bei entsprechender Deichbresche einstellt. Die vereinfachten Betrachtungen in Abb. 4-17 auf Basis der POLENI-Überfallformel mit einem konstanten Überfallbeiwert von $\mu = 0,577$ reichen aber für die gewünschte Genau-

igkeit der Aussagen hier bei weitem aus, da die Kenngrößen zur genaueren Beschreibung einer Deichbresche i. d. R. auch nur vage Abschätzungen darstellen (Broich 2003).

Die Wasserstandsreduktion im Unterwasser ergibt sich vereinfachend aus der Differenz des Abflusses Q und des Ausflusses über bzw. durch die Deichbresche $Q_{Ü,Bresche}$. Gleichzeitig senkt das durch die Wasserspiegeldifferenz zwischen Oberwasser und Unterwasser erhöhte Gefälle den Wasserspiegel zusätzlich ab. Für den Abfluss Q in einem Querschnitt sind nach MANNING-STRICKLER die Rauhigkeit und die Querschnittsgeometrie maßgebend. Im Folgenden werden an drei realitätsnahen Querschnitten (Abb. 4-18) unterschiedliche Deichbrüche und ihre Auswirkungen auf den Wasserstand untersucht. Vorausgesetzt wird, dass der Abflussquerschnitt und das Energieliniengefälle im Falle eines Deichbruches gleich bleiben.

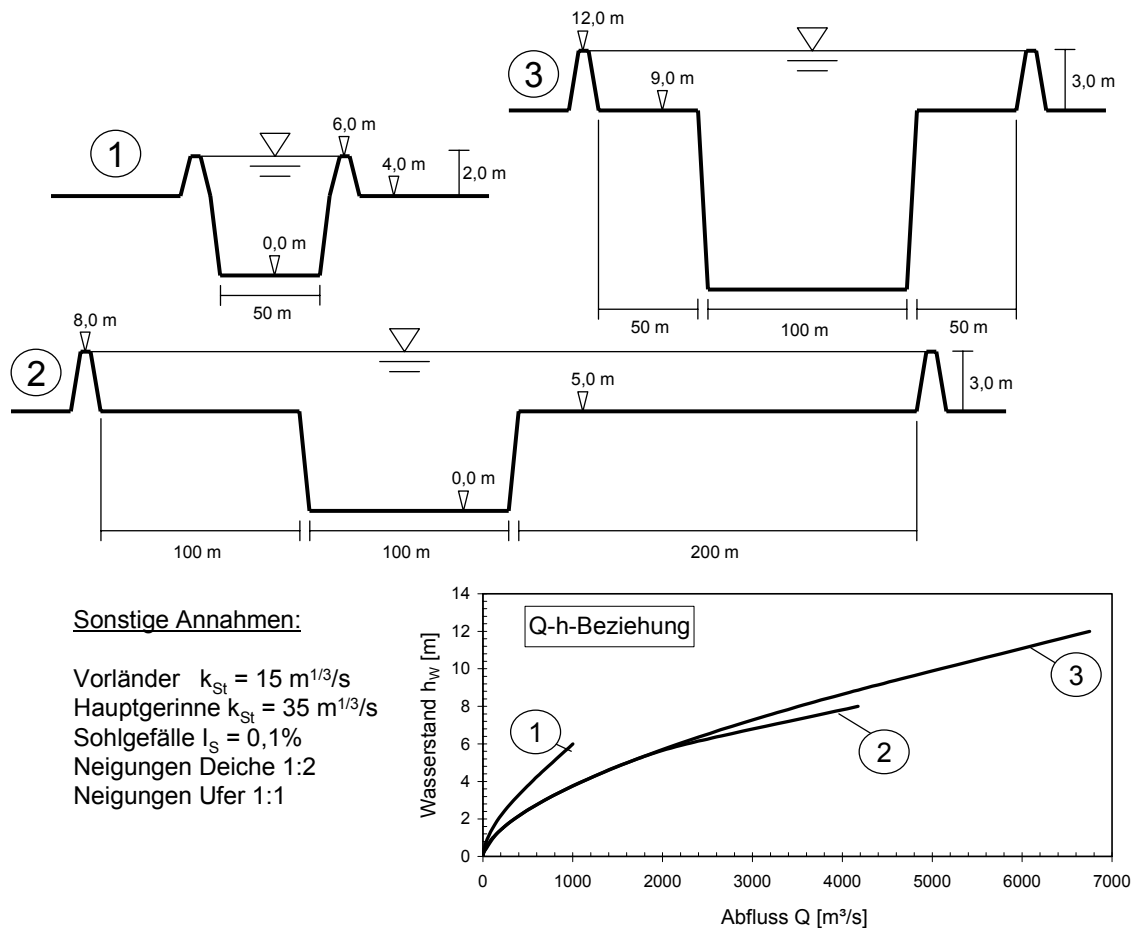


Abb. 4-18: Betrachtete Abflussquerschnitte mit Abfluss-Wasserstand-Beziehungen

Fischer et al. (2005) untersuchten den Einfluss einer Polderflutung, deren Effekt in etwa mit dem eines Deichbruchs verglichen werden kann, auf das Energielinienge-

fälle und stellte fest, dass im Oberwasser sich ein höheres Gefälle einstellt und somit sich dort der Abfluss erhöht bzw. die Fließgeschwindigkeiten zunehmen. Die Annahme eines konstant bleibenden Abflusses bzw. Energieliniengefälles im OW stellt somit einer Vereinfachung dar, was jedoch auf die später angeführten Schlussfolgerungen keinen entscheidenden Einfluss ausübt.

Für die Bruchberechnungen werden stationäre Verhältnisse angesetzt, d. h. der Zufluss im Gewässer ist konstant. Die Berechnungen der Wasserstandsänderungen im Unterwasser berücksichtigen keine zwei- oder dreidimensionalen Effekte. Die Abschätzungen sind zum einen mit konstantem Wasserstand über die gesamte Brechenlänge und zum anderen mit linearem Abfall des Wasserstands im Bereich der Deichbresche durchgeführt worden (Abb. 4-19). Im zweiten Fall wurde die Wasserstandsänderung im Unterwasser ΔH_{UW} iterativ ermittelt. Die Wasserstände wurden an den Profilen mit Hilfe der Fließformel zur Bestimmung der Normalwassertiefe von MANNING-STRICKLER ermittelt. Die Berechnung der Wasserstände in den gegliederten Querschnitten erfolgte nach DVWK 220/1991.

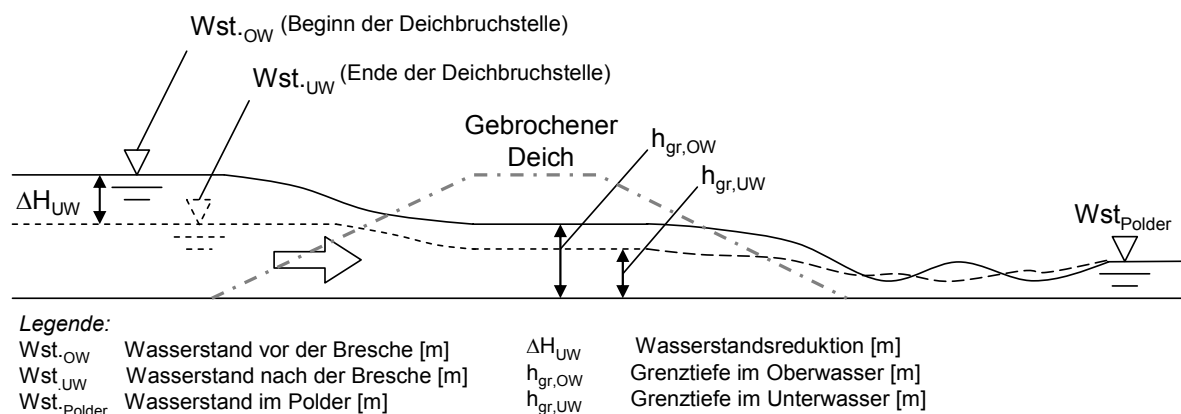


Abb. 4-19: Überströmung eines vollständig gebrochenen Deiches mit abgesenktem Wasserstand im Unterwasser bzw. am Ende der Deichbruchstelle

Ausgehend von einem Wasserstand auf der Sohle des Hinterlandes zeigt Abb. 4-20 unter den vereinfachten Annahmen eines vollkommenen Abflusses und eines konstanten Überfallbeiwertes bei einem Deichbruch mit vollständiger Erosion bei Kronenstau, dass mit steigender Deichbreschenlänge bei konstantem Wasserstand vor dem Deich die Abflussleistung in den Polder über den Deich $Q_{Ü,Deich}$ logischerweise linear zunimmt. Für die Annahme des linearen Abfalls des Wasserstandes entlang der Deichbresche verringert sich $Q_{Ü,Bresche}$ für die gezeigten Beispiele erheblich.

Selbiger Zusammenhang spiegelt sich wider, wenn man die Wasserstandsänderung

im Unterwasser ΔH_{UW} [m] in Abhängigkeit von der Länge der Bresche betrachtet (Abb. 4-21). Bei konstanten Wasserständen vor dem Deich ist bei Beispiel 1 theoretisch eine Absenkung des Wasserspiegels um die gesamte Überströmhöhe bzw. Deichhöhe möglich. Bei linearer Abnahme des Wasserstands sind die Wasserstandsänderungen deutlich reduziert. Unberücksichtigt bleibt, dass eine reduzierte Überströmhöhe eine verminderte erosive Wirkung auf den Deichkörper hat und evtl. keine vollständige Erosion des Deichkörpers auftreten kann.

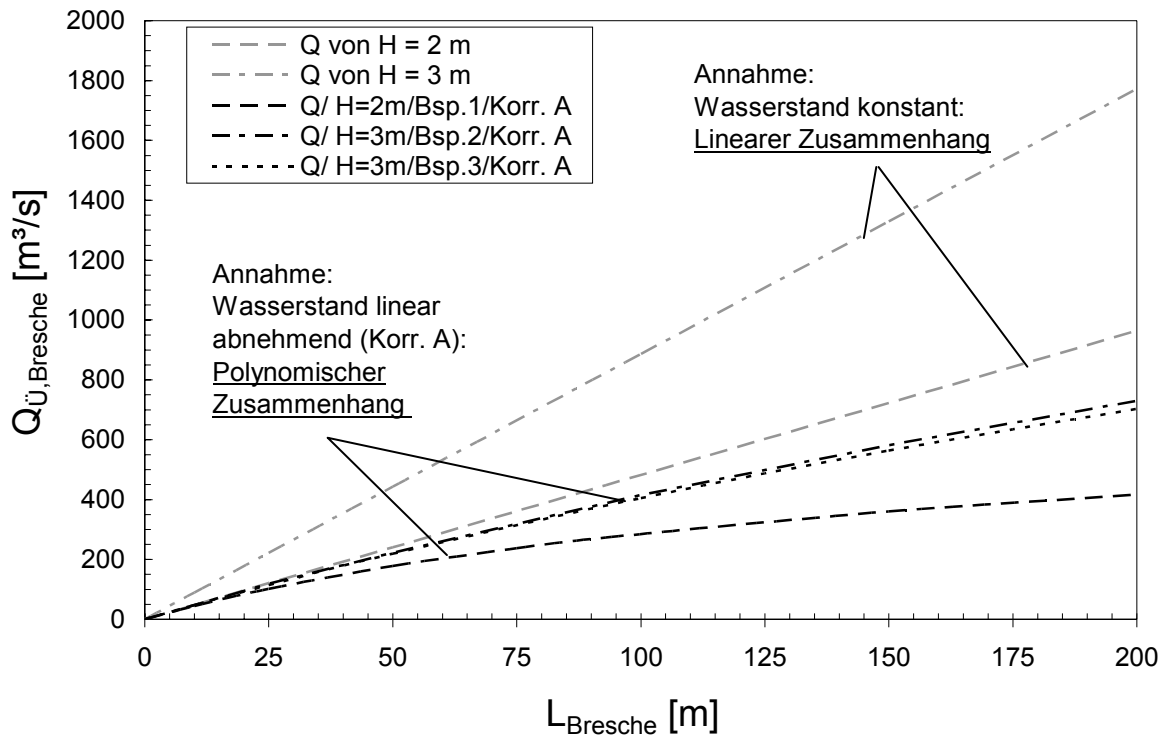


Abb. 4-20: Abflüsse ins Hinterland infolge eines Deichbruches bei Kronenstau (3 Beispielfälle)

Der minimale Wasserstand im Unterwasser von Beispielquerschnitt 1 wird bereits bei einer Deichbreschenlänge von $L_{\text{Bresche}} = 93$ m erreicht. Die anderen beiden Querschnitte erreichen bei der maximalen Breschenlänge von 200 m ungefähr eine Wasserstandsänderung von $\Delta H_{UW} = 2,0$ m. Dies sind die ungünstigsten Verhältnisse der betrachteten Beispiele, da vom sofortigen Deichbruch und einer maximalen gleichmäßigen hydraulischen Beaufschlagung, sprich von konstant hohen Wasserständen über die gesamte Breschenlänge ausgegangen wird (Abb. 4-21). Bei Annahme einer linearen Abnahme des Wasserstandes vor der Deichbresche (korr. A, Abb. 4-21) nehmen die verursachten Wasserstandsänderungen wesentlich kleinerer Werte an, als bei Annahme eines konstanten Wasserstands.

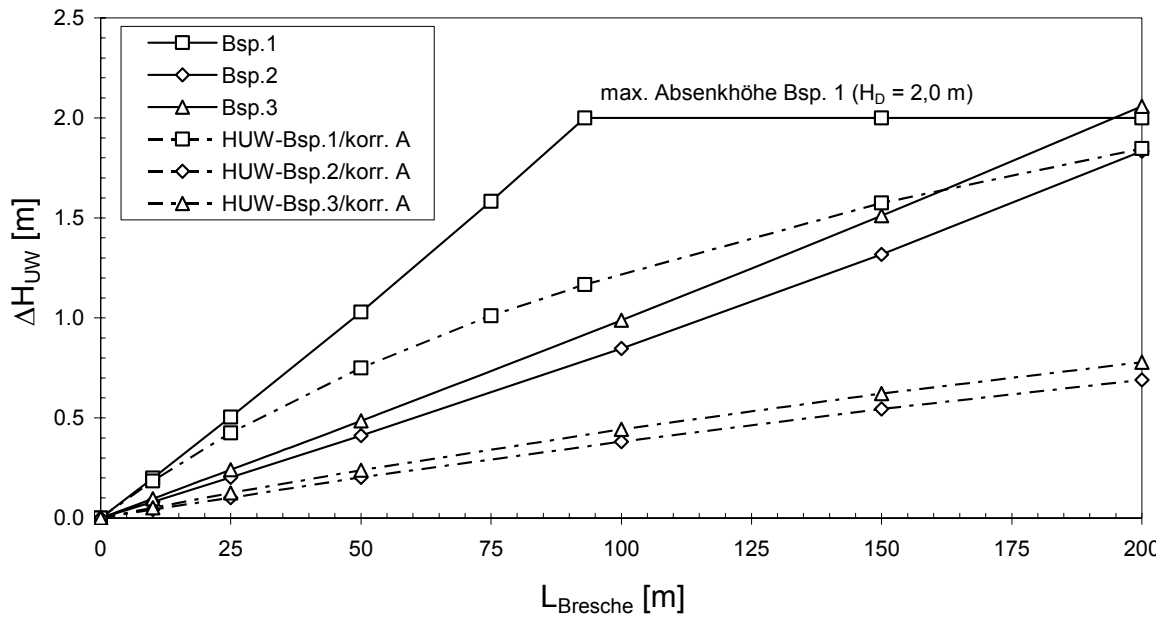


Abb. 4-21: Absenkung des Unterwasserstandes infolge von Deichbrüchen (3 Beispielfälle; eindim., stat. Betrachtung)

Trotz der vereinfachten Annahmen wird abgeschätzt, dass bei den hier betrachteten Fällen die Wasserstandsänderungen bei Deichbrüchen auf der sicheren Seite liegen, da Einflussfaktoren, wie z. B. der allmähliche Bruch eines Deiches und das Speichervolumen [m³] des dahinter liegenden Polder mit dem sich bei der Flutung einstellenden Wasserstand im Unterwasser (UW), vernachlässigt und somit gleichzeitig ungünstig angenommen wurden. Je nach Größe des gefluteten Polders (!) und des zeitlichen Verlaufs der Flutung bzw. des Deichbruchs kann eine Wasserstandsabsenkung u. U. nur sehr begrenzt auftreten. Bei kleinen Abflussquerschnitten mit relativ hohen Deichen kann sich ein Deichbruch u. U. stärker auf den Unterwasserspiegel auswirken.

Beobachtungen aus der Praxis und Berechnungen mit hydrodynamischen Modellen haben gezeigt, dass die Wasserstandsänderungen i. Allg. geringer ausfallen (Disse et al. 2003), als hier für ungünstige Verhältnisse abgeschätzt. Auf eine genauere Analyse des Bruchvorgang und der Ausbildung einer Deichbresche wird in dieser Arbeit verzichtet. Der Leser wird hierbei auf einschlägige Fachkreise und die damit verbundenen Veröffentlichungen verwiesen (Broich 2003, Wahl 1998, Morris 2000).

Die Wasserstandsänderungen infolge von Deichbrüchen wird in dieser Arbeit nicht weiter untersucht, da schnell fallende Wasserstandsganglinien infolge eines natürlichen Rückgangs des Hochwassers in etwa die Belastung infolge von Deichbrüchen

wiedergeben oder sogar auf der sicheren Seite liegen können, wie z. B. das Beispiel des Deichbruchs in Neustadt an der Donau zeigt. Eine Überlagerung von Deichbrüchen und fallenden Wasserständen wird dagegen die Belastung vergrößern. Es ist jedoch abzuschätzen, inwiefern im Rahmen einer Deichbemessung ein derartiges Szenario wahrscheinlich ist und infolge dessen betrachtet werden müsste.

4.2 Regenereignisse

4.2.1 Allgemeines

Regenereignisse werden in dieser Arbeit nicht nur als Ursache für Hochwasser, sondern auch als zusätzliche Belastung für Deiche während Hochwasser betrachtet.

Große Regengebiete können sich über das alpine Einzugsgebiet bis hin zu eingedeichten Flussstrecken in den Tälern erstrecken (Hannweber 2006). Bei großen Flachlandflüssen, wie z. B. der Donau, können die Regenereignisse über den Einzugsgebieten der Zuflüsse Hochwasser verursachen, wohingegen an Flüssen mit kleineren Einzugsgebieten es eher wahrscheinlich ist, dass die Hochwasser verursachenden Regenereignisse aufgrund der örtlichen Nähe sich ggf. auch über eine eingedeichte Flussstrecke ergießen. Im zweiten Fall ist die Konzentrationszeit sehr kurz (LfW BY 1998). Bei lang andauernden Hochwasserereignissen, welche vor allem im Flachland auftreten, ist dagegen die Wahrscheinlichkeit, dass während der Einstaudauer ein Regenereignis eintritt wiederum höher, die Intensität fällt dort i. d. R. geringer aus.

Das hat zur Folge, dass bei den kleinen alpinen Flüssen seltene Hochwasserereignisse und seltene Regenereignisse zusammenfallen können, während bei großen Flachlandflüssen, wie z. B. der Donau, welche die Abflüsse aus einem großen Einzugsgebiet mit langen Konzentrationszeiten beziehen, die starken Niederschlagsereignisse i. d. R. weit entfernt vom Vorfluter auftreten.

4.2.2 Niederschläge in Bayern und ihre Jährlichkeiten

Der Deutsche Wetterdienst (DWD) hat die Starkniederschlagshöhen für Deutschland (KOSTRA) auf Basis von langjährigen Niederschlagsmessungen statistisch untersucht und regionalisiert, so dass seit 1997 für das gesamte Gebiet Deutschlands für unterschiedliche Dauerstufen D [min] oder [h] Niederschlagshöhen h_N [mm] vorliegen. Diese Niederschlagshöhen können gleichzeitig einer Jährlichkeit T zugeordnet werden (DWD KOSTRA 1997).

Abb. 4-22 zeigt den Zusammenhang zwischen 72-stündigen Niederschlagssummen und ihren Jährlichkeiten nach DWD KOSTRA (1997). Dargestellt sind einige gemessene Niederschlagssummen, die zu den Hochwassern 1999 und 2005 führten. Die Niederschlagssummen und entsprechend auch ihre Jährlichkeiten nehmen von Süden nach Norden ab. Die 3-Tagesniederschläge in Lenggries $h_{N,72h,1999} = 150$ mm und $h_{N,72h,2005} = 220$ mm hatten Jährlichkeiten von $T_{1999} = 4$ a und $T_{2005} = 40$ a. Weitere Niederschlagsdaten in den Gebieten von München, Rosenheim, Kempten und Ingolstadt sollen die regionale Verteilung zeigen. Die 3-Tage-Niederschlagskarten der Hochwasser 1999 und 2005 sind in Anhang 19 (S. 367) angefügt. Dort sind die gemessenen 72-stündigen Niederschlagssummen (vgl. Abb. 4-22) während des Hochwassers vom August 2005 vom 21. bis zum 24.08.2005 und während des Pfingsthochwassers 1999 vom 20. bis zum 22.05.1999 abgebildet (vgl. Hannweber 2006).

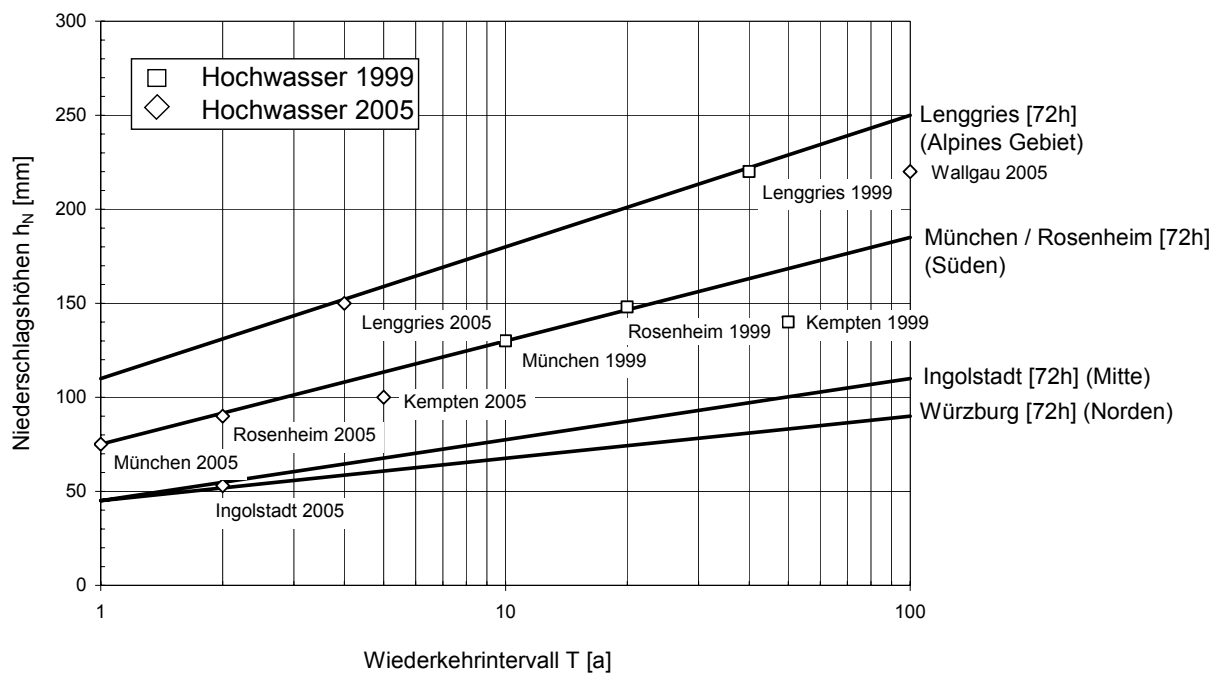


Abb. 4-22: 72-stündige Niederschlagssummen inklusive Jährlichkeiten nach DWD KOSTRA (1997) mit Messdaten der Hochwasser 1999 und 2005

In Abb. 4-23 sind, ähnlich zu Abb. 4-22, nach DWD KOSTRA (1997) die Niederschlagssummen für 24-stündige Regendauern und deren Jährlichkeiten an einigen bayerischen Standorten dargestellt (vgl. Anhang 20, S. 368). Eingetragen sind zusätzlich Vorregen- und Simultanregenereignisse an ausgewählten Gewässern bzw. in ausgewählten Gebieten während verschiedener Hochwasserereignisse der letzten Jahrzehnte. In den südlichen Teilen Bayerns traten, wie anhand der Niederschlags-

messungen in München und Freising an der Isar dargelegt ist, während der letzten Hochwasserereignisse 1999, 2002 und 2005 relativ starke Niederschläge sowohl vor als auch während der Hochwasser auf. Die Jährlichkeiten dieser Vor- sowie Simultanregenereignisse überstiegen jedoch an der Isar im Bereich München und Freising eine Jährlichkeit von $T = 5$ a nicht.

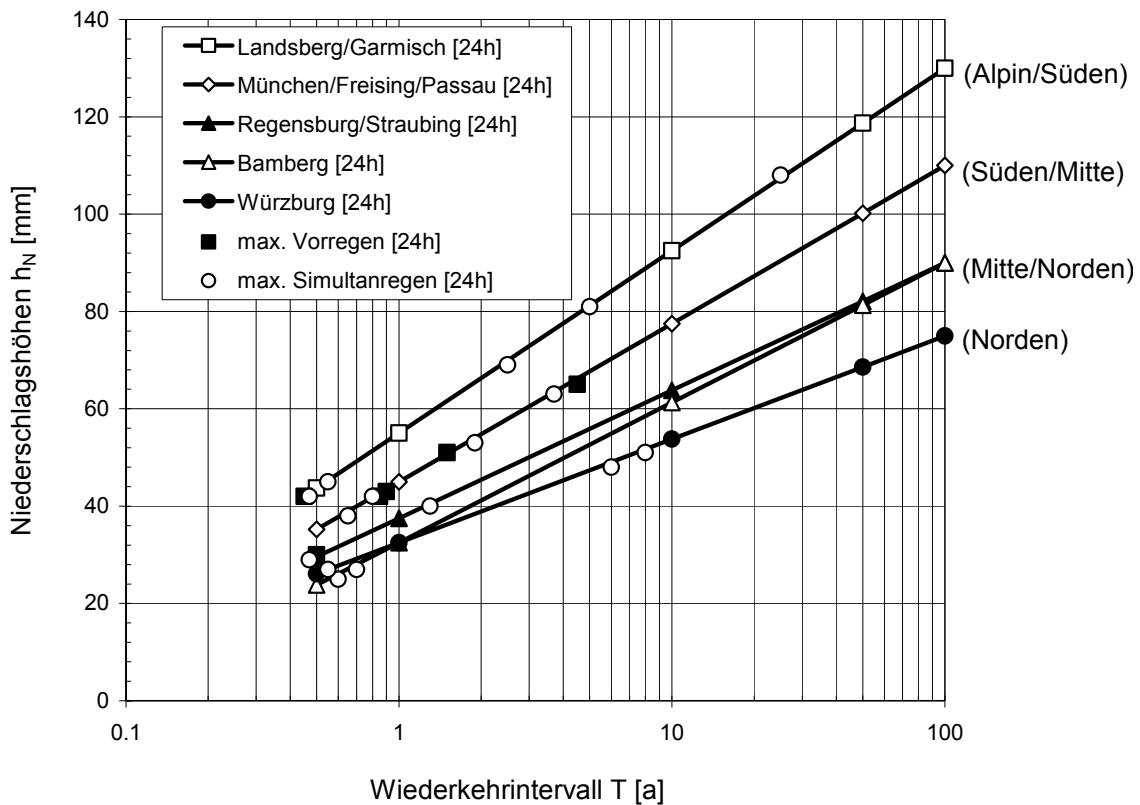


Abb. 4-23: Tagesniederschlagssummen mit entsprechender Jährlichkeiten nach DWD KOSTRA (1997) mit Vorregen- und Simultanregenereignissen

Die Auswertungen der Hochwasser am Lech im Bereich von Landsberg ergaben die gleichen Resultate. Dagegen treten im alpinen Raum, hier am Beispiel von Garmisch-Partenkirchen beispielhaft dargelegt, die Niederschläge mit großer Intensität oft gleichzeitig mit dem Hochwasser auf. Die betrachteten Niederschläge erreichten Jährlichkeiten $T \geq 25$ a. Anders stellt sich die Situation in der Mitte Bayerns im Bereich der Donau dar. Dort waren während der betrachteten Hochwasserereignisse in Regensburg, Straubing und Passau nur sehr schwache Niederschläge zu verzeichnen. Geringfügig anders verhält sich dies bei Frühjahrshochwassern und Winterhochwassern an der Donau. Die betrachteten Ereignisse 1993 und 1994 zeigen, dass außer kleinere Simultanniederschläge mit Jährlichkeiten $T < 1$ a so gut wie keine Vorregenereignisse auftraten. Im Norden Bayerns, hier am Beispiel des Mains erläutert, traten in den betrachteten Gebieten während der Hochwasser 1993, 1995

und 2003 am Main keine nennenswerten Vorregenereignisse auf, aber dafür Simultanniederschläge mit einer Jährlichkeit von bis zu $T = 10$ a (Abb. 4-23).

Einen großen Einfluss besonders auf die Frühjahrshochwasser und die Winterhochwasser in Tauperioden hat die Schneeschmelze. Je nach Art der Schneedecke – Alt- oder Neuschnee – können dort unterschiedliche Wassermengen gespeichert und bei Tauwetter wieder freigegeben werden (LfW BY 1998).

4.2.3 Charakteristische Niederschlagsereignisse

Den Ausführungen der Abschnitte 4.2.1, 4.2.2 und 4.1.3 zufolge kann eine Aufteilung von zu betrachteten Niederschlägen nach der geographischen Lage in Bayern erfolgen.

Die Dauer des Vorregens des Hochwassers 2002 betrug im Mittel in etwa sieben Tage. 2005 und 1999 waren längere Ereignisse von bis zu knapp zwei Wochen bei geringerer Intensität zu verzeichnen. Simultanregenereignisse während der drei Hochwasserereignisse 1999, 2002 und 2005 dauerten drei bis fünf Tage beim Anstieg des Hauptscheitels an. Während der Hochwasser 1993, 1995 und 2003 am Main waren keine signifikanten Vorregenereignisse zu erkennen. Dagegen trat während dieser Hochwasser am Main Dauerregen als Simultanereignis auf, der in etwa eine Woche mit variabler Intensität anhielt und eine Jährlichkeit von $T \leq 10$ a erreichte. Die Winterhochwasser an der Donau und ihren Zuflüssen fallen ähnlich wie die Frühjahrs- und Sommerhochwasser aus, nur dass keine größeren Vorregenereignisse während der betrachteten Hochwasser zu verzeichnen sind ($T < 0,5$ a). In alpinen Einzugsgebieten fallen die Niederschlagshöhen naturgemäß höher aus. Aufgrund der kurzen Konzentrationszeiten treten hier allerdings verstärkt und dauerhaft Simultanereignisse bis zu einer Jährlichkeit von $T = 25$ a auf, denen mäßige, lang anhaltende Niederschläge mit einer Jährlichkeit von $T < 1$ a vorausgehen (vgl. Anhang 21, S. 369, und Anhang 22, S. 370).

Die vor und während der betrachteten Hochwasserereignisse aufgetretenen Niederschläge lassen sich regional und nach Jahreszeit unterteilen (Tab. 4-5). Die zeitlichen Dauern der Regenereignisse wurden überschlägig mit einer Woche angenommen. Für weitere Betrachtungen zur instationären Durchsickerung von Deichen werden folgende, in Tab. 4-5 dargestellten Ereignisse bzw. daraus abgeleitete mittlere Niederschlagsintensitäten $i_{N,m}$ [mm/h] verwendet.

Die zeitliche Abfolge von Vor- und Simultanregen unter Berücksichtigung der

Hochwasserganglinien sind im Einzelfall unterschiedlich und werden hier dementsprechend vereinfachend betrachtet. Für die Vorsättigung des Deiches durch Vorregen spielt die Intensität und Dauer des Vorregenereignisses, aber auch der Zeitraum zwischen den beiden Regenereignissen, der bis zu wenigen Tagen betragen kann, eine Rolle. In dieser Zeit hat ein relativ durchlässiger Deich die Möglichkeit zu entwässern.

Tab. 4-5: Betrachtete regionalisierte Regenereignisse (vgl. Abb. 4-24)

Kategorie		Region	Vorregen					$i_{N,m}$ [mm/h]
			D_{vor} [d]	$T_{vor,24h}$ [a]	$h_{N,vor,max,24h}$ [mm]	$T_{vor,72h}$ [a]	$h_{N,vor,max,72h}$ [mm]	
A ¹⁾		Alpine Gegend	7	0.5	45	10	90	0.72
S ¹⁾		Südbayern	7	5	70	20	140	1.13
M	a ¹⁾	Mittelbayern	7	0.5	30	2	60	0.48
	b ²⁾		-	-	-	-	-	-
N ²⁾		Nordbayern	-	-	-	-	-	-

Kategorie		Region	Simultanregen					$i_{N,m}$ [mm/h]
			D_{sim} [d]	$T_{sim,24h}$ [a]	$h_{N,sim,max,24h}$ [mm]	$T_{sim,72h}$ [a]	$h_{N,sim,max,72h}$ [mm]	
A ¹⁾		Alpine Gegend	7	25	110	100	220	1.77
S ¹⁾		Südbayern	7	5	70	20	140	1.13
M	a ¹⁾	Mittelbayern	7	2	40	20	80	0.64
	b ²⁾		-	-	-	-	-	-
N ²⁾		Nordbayern	7	10	55	50	82.5	0.72

1) Frühjahrs- und Sommerhochwasser

2) Winterhochwasser

Das Simultanregenereignis kann, sofern die Niederschläge auch noch bei hohen Wasserständen auftreten, sowohl eine Vorsättigung mit einhergehender Beschleunigung der Durchsickerung als auch eine Verstärkung der Durchsickerung – sprich eine Erhöhung der Sickerlinie – verursachen. Deshalb ist es von Bedeutung, wie Vor- und Simultanregen mit der Hochwasserganglinie überlagert werden. Starke Niederschläge treten, wie beobachtet (vgl. Anhang 21, S. 369, und Anhang 22, S. 370), eine gute Woche vor dem Hochwasser auf, aber auch verstärkt während des ansteigenden Astes bis hin zum Scheitel des Hauptereignisses (Abb. 4-24).

Für die weiteren Betrachtungen wird angenommen, dass Vor- und Simultanregen unmittelbar aneinander anschließen. Die Spitze des Niederschlags kann mit der Hochwasserspitze zusammentreffen, oder aber früher eintreten. Näheres zu dieser

Thematik und den Auswirkungen von Regenereignissen auf die Durchsickerung von Deichen kann den Abschnitten 5.6.3 und 7.6 entnommen werden.

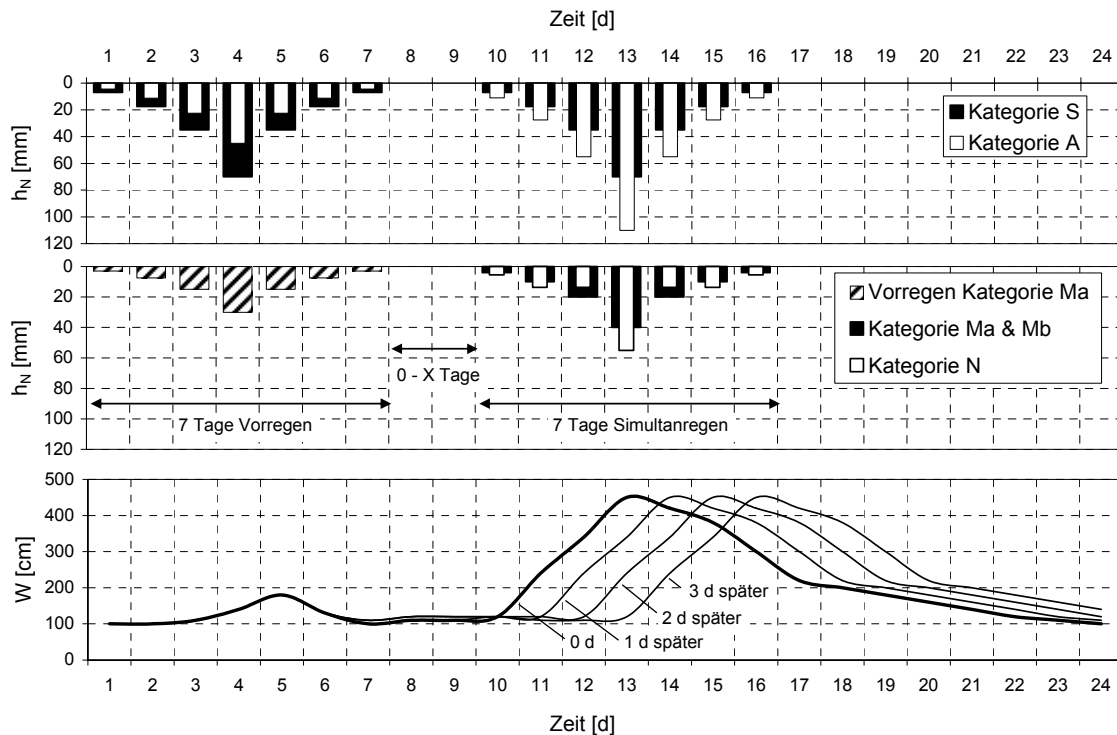


Abb. 4-24: Zeitliche Entwicklung von Niederschlägen mit Bezug auf Hochwasserganglinien bei 7-tägigen Ereignissen

4.3 Hydraulische Bemessungszustände für Deiche

4.3.1 Allgemeines

Für die Nachweise der Stand- bzw. Tragsicherheit ist neben den Bodenparametern, dem Deichaufbau und der Deichgeometrie vor allem die hydraulische Beanspruchung maßgebend.

Aus den anzusetzenden (Bemessungs-)Abflüssen (BHQ) werden über eine Wasserstands-Abfluss-Beziehung ein (Bemessungs-)Wasserstand (BHW) oder eine Wasserstandsganglinie ermittelt, mit Hilfe der die instationäre Durchsickerung für Bemessungszwecke abgeschätzt werden kann. In der Vergangenheit wurden Messreihen zur Generierung von Bemessungsabflüssen herangezogen. Dazu wurden in erster Linie probabilistische Verfahren auf Basis unterschiedlicher Verteilungsfunktio-

nen verwendet (DVWK 209/1989). Bei langen Messreihen und zahlreichen Pegeln, wie es an größeren bayrischen Gewässern der Fall ist, ist auf diese Art und Weise eine Abschätzung von Abflüssen bestimmter Jährlichkeit mit ausreichender Genauigkeit möglich. Bedarf es der Ermittlung von selteneren, größeren Abflüssen, bei denen räumliche Einflüsse, wie z. B. eine flächige Retention im Einzugsgebiet, berücksichtigt werden sollen, müssen Niederschlag-Abfluss-Modelle (N-A-Modelle) und hydrodynamisch-numerische Strömungsmodelle (HN-Modelle) erstellt werden (LfU BW 2005). Da diese mathematischen Modelle die parameterreichen und komplexen realen, dreidimensionalen Abläufe z. T. stark vereinfachen, kann auf Kalibrierung, Validierung und Verifizierung an gemessenen Regen- und Abfluss- bzw. Wasserstandsdaten nicht verzichtet werden. Die Ermittlung von zuverlässigen Bemessungswasserständen und -ganglinien und Maximalabflüssen ist auf diesem Wege aufwendig und erst durch den Vergleich mit Messdaten vertrauenswürdig (vgl. z. B. Forkel 2004).

Für die zu gewährleistende Bauwerkssicherheit des Deiches sind letztendlich lediglich der Wasserstand und dessen Verlauf von Interesse. Auf ihn beziehen sich die im Folgenden erläuterten Lastfälle.

4.3.2 Lastfälle

Aus der Überlagerung von Einwirkungen und Sicherheitsklassen, welche die Bauwerkszustände berücksichtigen, können Lastfälle speziell für Hochwasserschutzbauwerke wie Deiche abgeleitet werden (vgl. DIN 1054/2005). Eine ausführliche Übersicht möglicher Lastfälle ist in Anhang 23 (S. 371) gegeben.

Unabhängig davon, ob das globale Sicherheitskonzept oder das Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten³⁸ angewendet wird, wird stets die Eintretenswahrscheinlichkeit einer Situation betrachtet, um anschließend die notwendigen Sicherheits(bei)werte festzulegen. Die Umstellung der Nachweisverfahren stellte sich in der Vergangenheit als etwas schwieriger heraus, so dass z. B. im Jahr 2005 DIN 1054/1976 und DIN 1054/2005 gleichzeitig Gültigkeit besaßen und beide Sicherheitskonzepte anwendbar waren. Die Umstellung der geotechnischen Normung auf europäische Verhältnisse mit EC 7 (EC: Eurocode) soll voraussichtlich im Jahr

³⁸ Ausführungen zum Konzept mit Teilsicherheiten sind in Franke (1990), Weißenbach (1991), Simmer (1998) und Schmidt (2006) enthalten.

2010 abgeschlossen sein. Dies führte auch bei der Bemessung von Deichen zu Unsicherheiten, da DIN 19712/1997 genau in der Umbruchphase von deutscher zu europäischer Normung erstellt wurde und einige Forderungen in Anbetracht fehlender normativer Regelungen in der Geotechnik formuliert werden mussten³⁹. Deswegen werden nicht selten die Berechnungen sowohl auf Basis des alten als auch des neuen Sicherheitskonzepts durchgeführt und Vergleiche angestellt.

Der Bemessungshochwasserstand wird i. d. R. in Abstimmung mit dem Bau- und Unterhaltungspflichtigen festgelegt. Die Deichkrone befindet sich häufig aufgrund eines pauschal festgelegten Freibords⁴⁰ auf 1,0 m über Bemessungshochwasserstand (BHW). Da der Freibord jedoch nach DIN 19712/1997 lediglich Windstau, Wellenaufwurf und ggf. Zuschläge erfasst und nicht Unsicherheiten bei der Ermittlung des BHW „auffangen“ soll, kann eine pauschale Festlegung des Freibords im Einzelfall große (Un)Sicherheiten beinhalten. Eine Festlegung unter Berücksichtigung der örtlichen Gegebenheiten kann ggf. die daraus erwachsenden Unsicherheiten reduzieren.

Für die sich einstellenden hydraulischen Randbedingungen aus Einstau (Bemessungshochwasserstand) und einem durch zurückgehenden Abfluss oder Absenkung geringen Wasserstand, was z. B. durch Abklingen der Hochwasserwelle oder Polderbewirtschaftung verursacht wird, können die entsprechenden Durchsickerungszustände bzw. hydraulischen Strömungskräfte im und am Deich ermittelt werden. In DIN 19712/1997 ist als Empfehlung ein Rückgang vom Bemessungshochwasserstand zu einem Drittel der Deichhöhe angegeben. In der Praxis wird aufgrund fehlender Daten auf der sicheren Seite liegend häufig der Fall „*plötzlicher Wasserspiegelabsenk*“ von Deichkrone bis Kote Vorland angesetzt (vgl. Abschnitt 7.3).

An Überlaufstrecken können Wasserstände über die Krone hinaus auftreten, auf die der Deich, insbesondere die Krone und die landseitige Böschung, konstruktiv bemessen werden können. Dies ist jedoch nicht Gegenstand dieser Arbeit. Auf etwaige Baustellenzustände wird in dieser Arbeit ebenfalls nicht näher eingegangen.

³⁹ Das neue Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten wird in DIN 19712/1997 zur Ermittlung der globalen Standsicherheit vorgeschrieben und entsprechend auf DIN V 4084-100/1996 verwiesen. Die entsprechende, gültige Norm DIN 4084/1981 hingegen verwendet globale Sicherheiten.

⁴⁰ Der Freibord ist der vertikale Abstand zwischen der Deichkrone und dem Bemessungshochwasserstand (DIN 19712/1997). Weiteres zum Thema „Freibord an Flussdeichen“ beinhaltet Haselsteiner u. Strobl (2006b)

Die Randbedingungen, der festzulegende Schutzgrad und das angestrebte Sicherheitsniveau des Erdbauwerks bei speziellen Belastungen, wie z. B. im Rahmen von Deichverteidigungsmaßnahmen auftreten können, üben Einfluss auf Anzahl der Lastfälle und die anzusetzenden Einwirkungen und Widerstände aus (z. B. Haselsteiner et al. 2002, Haselsteiner 2003, DWA 2005).

Für praktische Belange, z. B. für den Nachweis der Böschungstabilität oder für Nachweise der hydrodynamischen Bodendeformation⁴¹, spielen zum einen der gesättigte und durchströmte Bereich und zum anderen die auftretenden Fließ- und Poren­geschwindigkeiten bzw. hydraulischen Gradienten eine Rolle.

4.3.2.1 Lastfall 1

Nach DIN 1054/2005 wird Lastfall 1 durch die Überlagerung von Einwirkungskombination 1 (EK 1) und Sicherheitsklasse 1 (SK 1) gebildet. Dieser „gewöhnliche“ Lastfall 1 ist bei Deichen i. Allg. nicht maßgebend, da der Einstau nur im Hochwasserfall stattfindet. Sind auf dem Deich sonstige Bauten, wie z. B. Straßen o. ä., angeordnet, müssen die dadurch auftretenden Verkehrslasten natürlich berücksichtigt werden. In der Regel ist trotzdem ein Lastfall, bei dem Einstau auftritt, maßgebend (DWA 2005, DIN 1054/2005, DIN 19712/1997). Eine Durchsickerung des Deiches erfolgt bei Lastfall 1 höchstens infolge eines Niederschlagsereignisses, was i. Allg. für die Standsicherheit nicht maßgebend ist (vgl. Anhang 7, S. 371).

4.3.2.2 Lastfall 2

Lastfall 2 kann durch die Überlagerung der Einwirkungskombinationen EK 2 und/oder EK 1 und den Sicherheitsklassen SK 1 und SK 2 gebildet werden (DIN 1054/2005, Anhang 23, S. 371).

Im Lastfall 2 wird der Einstau in Höhe des Bemessungshochwasserstandes als regelmäßig wiederkehrende Einwirkung berücksichtigt. Der Bemessungshochwasserstand wird in besiedelten Gebieten und Industriestandorten i. d. R. bei einem Abfluss mit einem Wiederkehrintervall von $T \geq 100$ a ermittelt (DVWK 202/1992, Bobbe 2005).

⁴¹ Hydrodynamische Bodendeformation bezeichnet jegliche Art von Bodenbewegung, die durch ein strömendes Medium hervorgerufen wird (Perzmaier u. Haselsteiner 2006a, b). Der Begriff subsumiert Vorgänge wie innere Erosion, Suffosion und hydraulischer Grundbruch (Ziems 1969, Saucke 2006).

Gleichsam zählt zu Lastfall 2 die Belastung aus fallendem Wasserspiegel bei Rückgang des Hochwasserstandes. Zusätzlich kann unterschieden werden in einen Lastfall „Fallender Wasserspiegel“ infolge der natürlichen Abstiegsgeschwindigkeit der Hochwasserwelle und „Fallender Wasserspiegel“ infolge eines Deichbruches oder der Steuerung von Hochwasserrückhalteräumen. Absenkungen infolge von Deichbrüchen haben bei großen Abflüssen, wie z. B. an der Donau, sehr begrenzte Auswirkungen. In kleineren Gewässern kann eine Überflutung ggf. größere Auswirkungen haben (vgl. Abschnitt 4.1.7).

4.3.2.3 Lastfall 3

Lastfall 3 steht für außergewöhnliche Kombinationen der Einwirkungskombination EK 2 und EK 3 und den Sicherheitsklassen SK 1 bis SK 3 (DIN 1054/2005, Anhang 23, S. 371). Die Überlagerung von EK 3 und SK 3 wird in DIN 1054/2005 als Extremfall bezeichnet und ist dementsprechend in der Zusammenstellung in Anhang 7 (S. 371) als Lastfall 3a bezeichnet⁴². Die Notwendigkeit der Berücksichtigung kann, wie bereits beschrieben, im Einzelfall abgeklärt werden.

„Auch bei über den Bemessungshochwasserstand hinaus reichenden Wasserständen soll der Deich noch standsicher sein.“ (DIN 19712/1997) Deiche werden im Lastfall 3 deshalb für Wasserstände bis zur Krone bemessen. Es bleibt anzumerken, dass der Abfluss bei Kronenstau, besonders wenn das Freibordmaß pauschal bzw. ohne Berücksichtigung des Schutzgrades festgelegt wird, einer Jährlichkeit $T \gg 100$ a entsprechen kann, was unter Berücksichtigung des Schadenspotentials im Hinterland bewertet werden sollte. Dann kann es auch sachgerecht sein, Deiche im Lastfall 3 auf einen niedrigeren Wasserstand zwischen BHW und Krone zu bemessen.

Laut DIN 19712/1997 müssen ggf. auch der Ausfall einer eventuell vorhandenen Dichtung und/oder eines Dräns berücksichtigt werden. DWA (2005) schlägt zusätzlich vor, dass die Lastfälle „Sackungen“ und „Windwurf“ Berücksichtigung finden können. Bei der Annahme des Ausfalls von Dichtung und/oder Drän sollte abgeschätzt werden, ob ein flächiges Versagen des jeweiligen Elementes praktisch möglich ist und inwiefern ein Ausfall der Dichtung die Entwässerungsvorrichtung über-

⁴² Die Bundesanstalt für Wasserbau berücksichtigt diesen Lastfall mit sehr geringer Auftretenswahrscheinlichkeit als Lastfall 4 (BAW MSD 2005).

lastet. Hierfür sind die Fehlstellenanfälligkeit von Dichtungen und u. a. die Durchwurzelbarkeit zu bewerten. Hinweise dazu sind z. B. in BAW MSD (2005) und Haselsteiner u. Strobl (2006a) enthalten. Brauns u. Saucke (2005, 2006) widmen sich ausführlich dem Lastfall „Leck in Dichtung“ bzw. „Ausfall der Dichtung“ in Talsperrendämmen anlässlich der Überarbeitung der neuen Talsperrennorm DIN 19700/2004. Die dort durchgeführte Fallstudie war jedoch in ihren Ergebnissen von vornherein klar, da z. B. ein Leck mit der Fläche 1 m^2 oder ein Spalt angenommen wird, der eine Öffnungsweite von über 2 mm aufweist. Die angenommene Schwächung der Dichtung erzeugt in etwa die stationäre Durchsickerung von Dämmen (vgl. Abschnitte 6.6.4, 6.6.5 und 7.5).

Hinweise zur Abschätzung der Möglichkeit des vollständigen, flächigen Ausfalls von Dichtungen können auch die Untersuchungen in Abschnitt 6.6 geben.

4.4 Hydraulische Randbedingungen typischer Deichsysteme

4.4.1 Unterscheidung von hydraulischen Deichsystemen

In Anbetracht der Durchsickerung von Deich und Untergrund sind der Aufbau des Deichs und des Untergrunds, ggf. das Vorhandensein von Dichtungen, Dräns und Schichtungen, und die erhöhte Durchlässigkeiten von lokal begrenzten Bereichen, wie z. B. Fehlstellen, sowie das Verhältnis der Durchlässigkeit von benachbarten Bodenschichten mit besonderem Augenmerk zu betrachten. Das ganzheitliche Gebilde Deichbauwerk mit Untergrund wird im Folgenden als Deichsystem bezeichnet (vgl. Tab. 4-6).

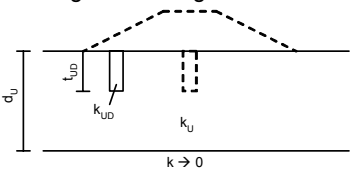
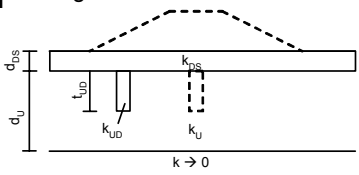
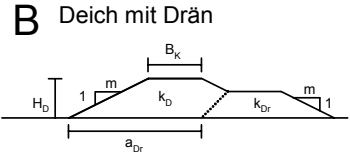
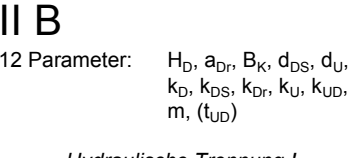
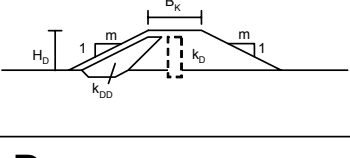
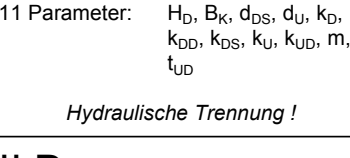
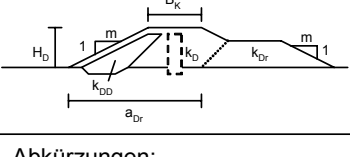
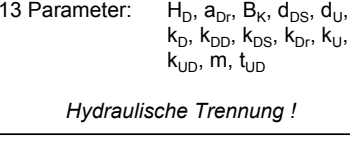
Eine Zusammenstellung einfacher Deichsysteme und deren Variationskenngrößen ohne Berücksichtigung weiterer von den Bodenverhältnissen abhängiger Parameter wie Porenanteil oder Anisotropie und ohne durchwurzelte Oberbodenschicht ist in Tab. 4-6 dargestellt.

Aus der Zusammenstellung ist erkenntlich, dass Deichsysteme mit Dichtung und/oder Drän zahlreiche Untersuchungsgrößen aufweisen. Dies macht eine systematische Auswertung sehr aufwendig. Deshalb werden im Verlauf dieser Arbeit lediglich die generellen Zusammenhänge erläutert und tiefer reichende Betrachtungen auf ausgewählte Beispiele beschränkt.

Beim Vorhandensein einer bindigen Deckschicht kann die Durchsickerung von Deich und Untergrund getrennt betrachtet werden, sofern nicht Schwach- oder Fehl-

stellen in der Deckschicht oder Deichhinter- bzw. Deichseitengräben eine gegenseitige Beeinflussung hervorrufen (Deichsysteme II, Tab. 4-6, rechte Spalte).

Tab. 4-6: Deichsysteme mit unterschiedlichen Deichquerschnitten und Untergrund

	I Homogener Untergrund	II Untergrund mit Deckschicht
A Homogener Deich		
I A	08 Parameter: $H_D, B_K, d_U, k_D, k_U, k_{UD}, m, (t_{UD})$	II A
		10 Parameter: $H_D, B_K, d_{DS}, d_U, k_D, k_{DS}, k_U, k_{UD}, m, (t_{UD})$
		<i>Hydraulische Trennung !</i>
B Deich mit Drän		
I B	10 Parameter: $H_D, a_{DR}, B_K, k_D, d_{DS}, d_U, k_{DR}, k_U, k_{UD}, (t_{UD})$	II B
		12 Parameter: $H_D, a_{DR}, B_K, d_{DS}, d_U, k_D, k_{DS}, k_{DR}, k_U, k_{UD}, m, (t_{UD})$
		<i>Hydraulische Trennung !</i>
C Deich mit Dichtung		
I C	09 Parameter: $H_D, B_K, d_U, k_D, k_{DD}, k_U, k_{UD}, m, t_{UD}$	II C
		11 Parameter: $H_D, B_K, d_{DS}, d_U, k_D, k_{DD}, k_{DS}, k_U, k_{UD}, m, t_{UD}$
		<i>Hydraulische Trennung !</i>
D Deich mit Dichtung und Drän		
I D	11 Parameter: $H_D, a_{DR}, B_K, d_U, k_D, k_{DD}, k_{DR}, k_U, k_{UD}, m, t_{UD}$	II D
		13 Parameter: $H_D, a_{DR}, B_K, d_{DS}, d_U, k_D, k_{DD}, k_{DS}, k_{DR}, k_U, k_{UD}, m, t_{UD}$
		<i>Hydraulische Trennung !</i>

Abkürzungen:

1:m: Neigung der Böschungen	k_{DR} : Durchlässigkeit des Dränkörpers [m/s]
a_{DR} : Abstand des Dräns vom wasserseitigen Deichfuß [m]	k_{DD} : Durchlässigkeit der Dichtung im Deich [m/s]
H_D : Deichhöhe [m]	k_{DS} : Durchlässigkeit der Deckschicht [m/s]
B_K : Breite der Deichkrone [m]	k_U : Durchlässigkeit des Untergrundes [m/s]
d_{DS} : Dicke der Deckschicht [m]	k_{UD} : Durchlässigkeit der Untergrundabdichtung [m/s]
d_U : Mächtigkeit der durchlässigen Untergrundsicht [m]	t_{UD} : Einbindetiefe der Untergrundabdichtung [m]
k_D : Durchlässigkeit des Deichschüttkörpers [m/s]	

4.4.2 Hydraulische Randbedingungen von Deichsystemen

Zur mathematischen Modellierung der Strömung in Deichsystemen müssen die Randbedingungen bzw. der Ausgangszustand, die das Strömungsverhalten an den Rändern und im Deich widerspiegeln, festgelegt und mathematisch beschrieben

werden. Die Randbedingungen werden in vier Typen unterschieden (Busch et al. 1993):

- Festlegung der Standrohrspiegelhöhe bzw. des hydraulischen Potentials (Randbedingung der 1. Art, DIRICHLET)
- Festlegung von Zu- und Abflüssen bzw. des Potentialgradienten (Randbedingung der 2. Art, NEUMANN)
- Festlegung eines hydraulischen Potentials und/oder eines hydraulischen Gradienten⁴³ (Randbedingung der 3. Art, CAUCHY)
- Freie Sickeroberflächen oder Sickerflächen bzw. Hangquellen sind dadurch festgelegt, dass der Druck an der Oberfläche dem Atmosphärendruck entspricht (druckloser Abfluss).

Für die meisten Deichsysteme mit und ohne undurchlässige Deckschicht stellt sich die Festlegung der soeben aufgezählten hydraulischen Randbedingungen, wie in Abb. 4-25 dargestellt wird, dar.

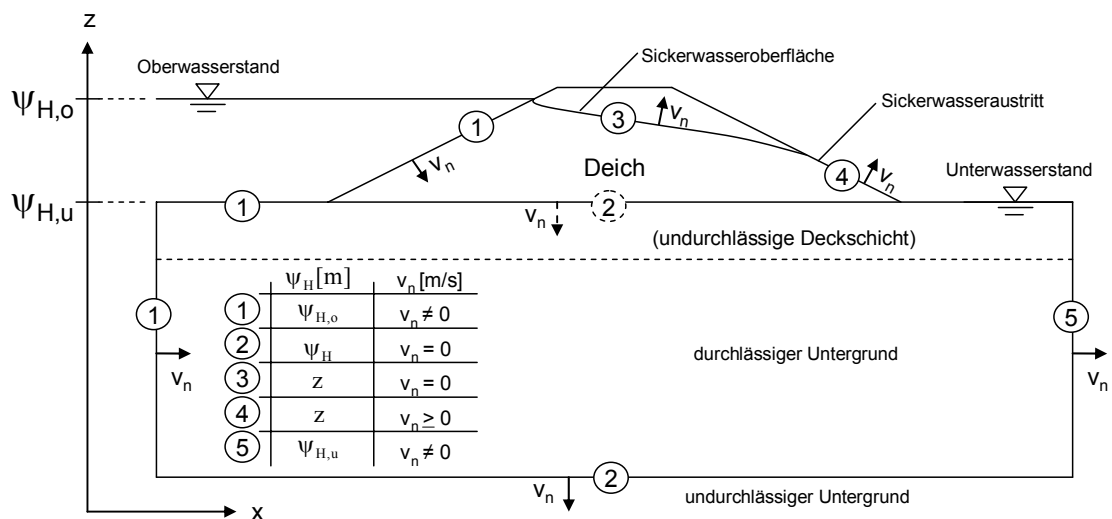


Abb. 4-25: Randbedingungen eines typischen Deichsystems bei Einstau

Für das Auftreten von Quellen, Senken und/oder Rissen (Fehlstellen) in Bodenschichten, wie z. B. im Auenboden oder in einer natürlichen Oberflächendichtung,

⁴³ Die Randbedingung der 3. Art ist eine Kombination der Randbedingungen 1. und 2. Art. Sie tritt in der Grundwasserhydraulik nur selten auf (David 1999).

müssen ggf. die Randbedingungen entsprechend lokal angepasst werden oder mit zusätzlichen hydraulischen Ansätzen der Rohrhydraulik kombiniert werden (vgl. Abschnitt 2.5.4). Auch Niederschläge können auf diesem Wege simuliert werden.

4.4.3 Anfangsbedingungen für instationäre Strömungsprozesse

Die Anfangsbedingungen sind i. d. R. lediglich bei instationären Durchsickerungsprozessen wichtig. Ein zum Großteil gesättigter Deich wird schneller durchsickert als ein relativ trockener Deich.

Auch in relativ feuchten Klimazonen, wie dies in weiten Teilen Südbayerns der Fall ist, können gering mächtige Oberflächenschichten nach langer Trockenheit und extremer Sonneneinstrahlung austrocknen und einen Wassergehalt annehmen, der unter den PWP sinkt. Die hat zur Folge, dass die Saugspannung Werte kleiner als $pF = 6,0$ bis $6,2$ annimmt. Durchwurzelt dem Boden wird das Wasser bis hin zum PWP ($pF = 4,2$) durch den Wasserbedarf der Pflanzen entzogen. In den von der Evapotranspiration nicht betroffenen Bodenschichten kann sich die Restfeuchte bzw. Feldkapazität einstellen, die einer Wasserspannung von $pF = 1,8$ bis $2,5$ entspricht (Scheffer et al. 1984).

Deshalb empfiehlt Scheuermann (2005) zur Abschätzung der Ausgangssättigung die Feldkapazität FK bzw. die natürliche Restfeuchte zu verwenden. Dabei wird der spezielle Aufbau des Deiches mit Vegetationsdecke vernachlässigt. Für einen Deich mit Vegetationsdecke kann beispielhaft der in Abb. 4-26 angeführte Ausgangssättigungszustand vereinfachend angenommen werden. Oberflächige Austrocknung wird hier vernachlässigt.

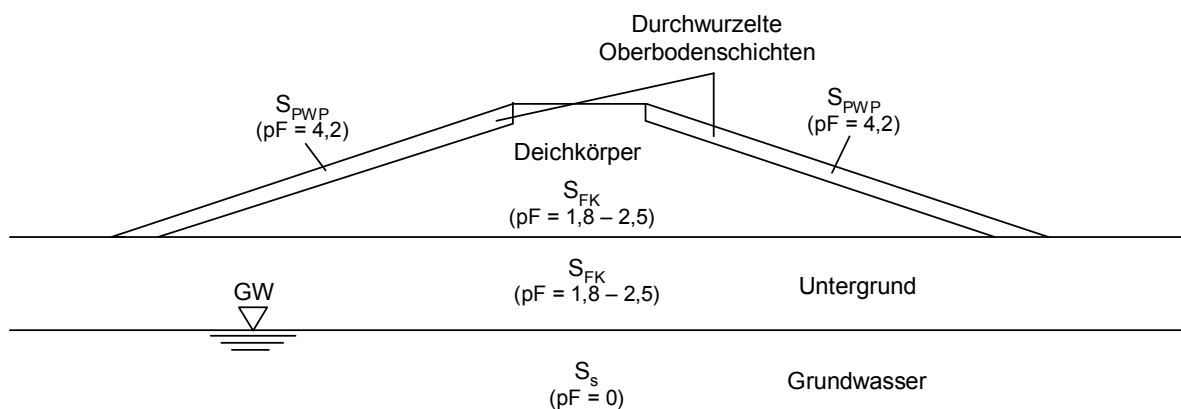


Abb. 4-26: Ausgangssättigungszustand eines Deiches mit Oberbodenschicht (Ausgangsgröße: Sättigung (pF))

Unter realen Bedingungen wird sich der in Abb. 4-26 gezeigte Zustand allerdings nicht einstellen, da in Natura ein ständiger Wechsel der Randbedingungen, wie z. B. der Sättigung im Deich, auftritt.

Die Ausgangssättigungsverhältnisse des Deiches, der für eigene Versuche verwendet wurde, werden in Kapitel 5 erläutert. In Scheuermann et al. (2002) ist der gemessene Ausgangszustand eines Modelldeiches angegeben. Der Sättigungsgrad des restfeuchten, sandigen Deichkörpers bewegt sich in etwa bei $S = 20 \div 25\%$. Verglichen mit dem eigenen Modelldeich, der auf einer gesättigten Untergrundsicht aufliegt und flächig Sättigungen im Bereich von $S = 13 \div 23\%$ aufweist (vgl. Abb. 5-6), entsprechen diese Werte in etwa den eigenen Messungen, nicht zuletzt, da es sich um ähnliche Sandböden handelt (vgl. Abschnitt 5.2).

4.5 Geohydraulische und bodenmechanische Eigenschaften charakteristischer Deichmaterialien

4.5.1 Charakteristische Deichböden

Ausgehend von den ermittelten Kornverteilungen verwendeter Böden im Deichbau in Bayern (vgl. Abschnitt 3.4) werden ein Ablagerungsboden (undurchlässige Deckschicht / natürliche Oberflächendichtung), mehrere Kiese (Deichbaustoff / Untergrundkies / Dränkörper) und ein Sand (Deichbaustoff) exemplarisch ausgewählt und die Bodenparameter einschließlich Saugspannungskurven und Durchlässigkeiten unter Verwendung typischer Kennwerte aus der Literatur festgelegt. Zum Vergleich mit künstlichen Innendichtungen werden in Abschnitt 4.5.4 zusätzlich die geohydraulischen Parameter eines Tones angefügt. Die geohydraulischen Parameter einer Vegetationsdecke sind in Abschnitt 4.5.3 beschrieben. Die mittleren Korngrößenverteilungen bzw. Sieblinien der meisten, hier betrachteten Böden sind in Abb. 4-27 dargestellt. Der verwendete Auenboden entspricht etwa einem typischen Lehm nach Simmer (1994). Der gewählte Kiesboden ist weitgestuft und verläuft ungefähr entlang der Fuller-Kurve aus Striegler u. Werner (1973), was bedeutet, dass der Boden eine dichte bis sehr dichte Lagerung besitzen kann. Der Sand enthält geringe Anteile an Schluff und Kies. Der Dränkies hingegen weist eine sehr eng gestufte Körnungslinie und eine daraus resultierende hohe Durchlässigkeit auf. Der hier betrachtete Deichkörperkies unterscheidet sich aufgrund der Einbautechnik und der damit verbundenen Aufbereitung und Verdichtung geringfügig von dem natürlich gewachsenen Untergrundkies. Die Scherparameter und die Lagerungsdichte sowie die Wichte sind beim verdichteten Boden entsprechend verändert. Dies gilt auch für

den als Oberflächendichtung aufbereiteten Auenböden (vgl. Tab. 4-7). Dränkies wird speziell gesiebt und hat demzufolge größere Reibungswinkel und Elastizitätsmoduln.

Es wird davon ausgegangen, dass für den Deichbau standortsspezifische Böden verwendet werden, so dass der gewählte Auenboden auch als natürliche Oberflächendichtung und der Untergrundkies als Stützkörpermaterial des Deiches eingesetzt werden.

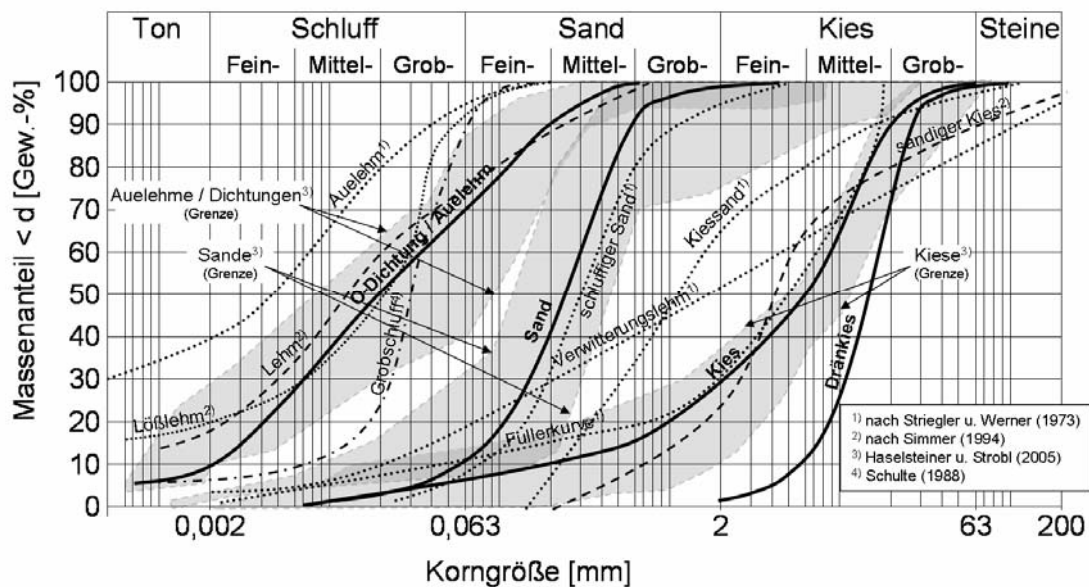


Abb. 4-27: Sieblinien für den Deichbau verwendeter Böden mit charakteristischen Korngrößenverteilungen und Sieblinien anderer Böden zum Vergleich

4.5.2 Bodenmechanische Kenngrößen und geohydraulische Parameter von Deichböden

Die bodenmechanischen und geohydraulischen Kenngrößen folgender acht Böden, inklusive Vegetationsdecke und Ton, und der hydraulisch gebundenen Innendichtung sind zwar für viele praktische Fragestellungen hinreichend genau, können aber nicht verallgemeinert angesetzt werden, da sich bereits sehr geringe Änderungen der Bodenzusammensetzung und –lagerung stark auf das Saugspannungsverhalten auswirken können. Im Einzelfall sollten deshalb die notwendigen (geohydraulischen) Kenngrößen versuchstechnisch ermittelt werden.

Sehr durchlässige Kiese weisen i. Allg. ein Saugspannungsverhalten auf, das in den relevanten Sättigungsbereichen so schwach ausgeprägt ist, dass eine pauschale Fest-

setzung, z. B. nach DIN 4220/2005, gerechtfertigt werden kann. Gleichzeitig muss man sich im Klaren sein, dass auch gemessene geohydraulische Kenngrößen einer starken Streuung unterworfen sind, was bei Anwendungen im Deichbau sicherlich z. T. auch eine vereinfachte Abschätzung der Saugspannungsverläufe rechtfertigt. Nicht zuletzt ist das Saugspannungsverhalten aufgrund der starken Streuung des maßgebenden Parameters, der Durchlässigkeit vom gesättigten Boden k_s , im Deichbau oft nur von zweitrangigem Interesse. Bei Deponienabdichtungen, Bauwerken mit Kapillarsperren, flächigen Infiltrationsvorgängen sowie Bewässerungsvorrichtungen und Dichtungen kann ein erhöhter Aufwand zur Bestimmung des Saugspannungsverhaltens allerdings durchaus gerechtfertigt sein.

Die gesättigte Durchlässigkeit k_s der betrachteten Böden beträgt für die Kiese $5 \cdot 10^{-4} \leq k_s \leq 10^{-3}$ m/s, wobei für den nicht verdichteten Untergrund eine höhere Durchlässigkeit und eine höhere Anisotropie angenommen werden. Der Dränkies weist naturgemäß mit $k_s = 2 \cdot 10^{-2}$ m/s die größte Durchlässigkeit auf. Die Deichdichtung und die Auenbodenschicht haben Durchlässigkeiten von $10^{-7} < k_s < 10^{-6}$ m/s. Der Auenboden wurde aufgrund seiner natürlichen Entstehung als etwas durchlässiger angenommen. Die Durchlässigkeit des Sandes liegt zwischen den Kiesen und dem Schluff. Die Schichtung der Böden wurde durch einen Anisotropiefaktor von 2 bis 10 berücksichtigt. Die Porosität der betrachteten Böden wurden anhand von Literaturangaben festgelegt, wobei die Porosität der natürlich gelagerten Böden etwas höher angenommen wurde (vgl. Tab. 4-8).

Tab. 4-7: Allgemeine geotechnische Bodenkenngrößen der betrachteten Böden

	Dränkies		Stützkörper- kies	Untergrund- kies	Sand	Oberflächen- dichtung ^{A)}	Aueleh ^{A)}	
	Kies, eng gest.	Kies, sandig, schwach schluffig						Sand, kiesig, schluffig
	Bez. ⁵⁾	G, st	G, s, u	S, g, u	U, s, t			
	GE	SE oder SU						UM
Wichte ¹⁾⁴⁾⁷⁾	γ [kN/m ³]	19	20.0	19.0	18.0	20.5	19.5	
Wichte unter Auftrieb ⁴⁾⁷⁾	γ' [kN/m ³]	11	12.0	11.0	10.0	10.5	9,5	
dräniertes Scherparameter ⁴⁾	φ' [°]	40.0	35.0	32.5	32.5	22.5	22.5	
Kohäsion ⁴⁾	c [kN/m ²]	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	3.0	
Fließgrenze ¹⁾³⁾	w _L [-]	-	-	-	0.20	-	0.35	
Ausrollgrenze ¹⁾	w _P [-]	-	-	-	0.20	-	0.25	
Plastizitätszahl ¹⁾	I _P [-]	-	-	-	0.00	-	0.1	
wirksamer Korndurchmesser	d _w	9.6	0.39	0.39	0.11	0.006	0.006	
Korndurchmesser bei x% Massendurchgang (vgl. Sieblinien ¹⁾²⁾³⁾	d ₁₀	6.3	0.2	0.2	0.06	0.001	0.001	
	d ₁₅	7.5	0.6	0.6	0.09	0.002	0.002	
	d ₃₀	12	2	2	0.15	0.006	0.006	
	d ₅₀	16	6	6	0.25	0.02	0.02	
	d ₆₀	18	9	9	0.30	0.035	0.035	
	d ₈₅	25	19.5	19.5	0.50	0.15	0.15	
	d ₉₀	28	20	20	0.63	0.2	0.2	
	d ₁₀₀	100	63	63	4.00	0.6	0.6	
	Ungleichförmigkeitszahl	U [-]	1.5	45	45	5	35	35
	Abstufungsgrad	C [-]	1.3	2.2	2.2	1.3	1.0	1.0
Lagerungsdichte	D [-]	0.40 ^{mitte} dicht	0.50 ^{dicht}	0.35 ^{mitte} dicht	0.50 ^{dicht}	-	-	
Steifemodul ⁷⁾	E _s [MN/m ²]	300	200	150	80	100	80	

Literatur:

1) Simmer (1994)

2) Haselsteiner u. Strobl (2005)

3) Striegler u. Werner (1973)

4) DIN 1055 (1976)

5) DIN 4020

6) DIN 18196

7) Türke (1999)

A) leicht- bis mittelplastisch

Tab. 4-8: Geohydraulische Parameter der betrachteten Böden

	Bez. ⁹⁾	Dränkies		Stützkörperkies		Untergrundkies		Sand		Oberflächen-dichtung		Auelehm	
		Kies, eng gestuft	G, st	Kies, sandig, schwach schluffig	G, s, u	Sand, kiesig, schluffig	S, q, u	Schluff, sandig, tonig	U, s, t				
	Bez. ¹⁰⁾	GE		GI oder GW		SE oder SU		UM					
Porenanteil / Porosität	n [-]	0,20 (0,15 - 0,32) ³⁾	0,25 (0,15 - 0,32) ³⁾	0,30 (0,25 - 0,35) ¹⁾	0,35 (0,30 - 0,38) ⁴⁾	0,35 (0,28 - 0,37) ³⁾	0,35 (0,28 - 0,37) ³⁾	0,35 (0,28 - 0,37) ³⁾	0,45 (0,39 - 0,56) ²⁾⁸⁾				
Restfeuchte / Feldkapazität	$\theta_{r,FK}$ [-]	0,01 ($< 0,03$) ⁵⁾ ($S_{r,FK} = 0,05$)	0,05 (0,03 - 0,06) ⁵⁾ ($S_{r,FK} = 0,20$)	0,08 (0,05 - 0,15) ⁶⁾ ($S_{r,FK} = 0,27$)	0,175 (0,15 - 0,28) ⁵⁾ ($S_{r,FK} = 0,50$)	0,25 (0,25 - 0,40) ⁴⁾¹¹⁾ ($S_{r,FK} = 0,71$)	0,25 (0,25 - 0,40) ⁴⁾¹¹⁾ ($S_{r,FK} = 0,71$)	0,25 (0,25 - 0,40) ⁴⁾¹¹⁾ ($S_{r,FK} = 0,67$)	0,30 (0,25 - 0,40) ⁴⁾¹¹⁾ ($S_{r,FK} = 0,67$)				
Residualer Wassergehalt / Permanenter Weikepunkt	θ_r [-]	0,00 ($S_{r,PWP} = 0,00$)	0,00 ($S_{r,PWP} = 0,00$)	0,00 ($S_{r,PWP} = 0,00$)	0,05 (0,03 - 0,16) ⁵⁾ ($S_{r,PWP} = 0,14$)	0,05 (0,03 - 0,06) ⁵⁾ ($S_{r,PWP} = 0,20$)	0,05 (0,03 - 0,06) ⁵⁾ ($S_{r,PWP} = 0,20$)	0,05 (0,03 - 0,06) ⁵⁾ ($S_{r,PWP} = 0,20$)	0,05 (0,03 - 0,06) ⁵⁾ ($S_{r,PWP} = 0,20$)				
Luftporenanteil (0,1 - 0,5 $\theta_{r,FK}$) ⁴⁾	θ_a [-]	0,005	0,025	0,040	0,035	0,025	0,025	0,025	0,040				
Sättigungswassergehalt	θ_s [-]	0,195 ($S_s = 0,975$)	0,225 ($S_s = 0,90$)	0,26 ($S_s = 0,87$)	0,315 ($S_s = 0,90$)	0,325 ($S_s = 0,93$)	0,325 ($S_s = 0,93$)	0,325 ($S_s = 0,93$)	0,30 ($S_s = 0,91$)				
Gesättigte Durchlässigkeit ⁷⁾⁸⁾	k_s [m/s]	$2 \cdot 10^{-2}$ ($1 \cdot 10^{-0} - 1 \cdot 10^{-3}$) ¹⁾⁷⁾	$5 \cdot 10^{-4}$ ($1 \cdot 10^{-2} - 5 \cdot 10^{-4}$) ⁴⁾⁷⁾	10^{-3} ($1 \cdot 10^{-2} - 5 \cdot 10^{-4}$) ⁴⁾⁷⁾	$2 \cdot 10^{-5}$ ($1 \cdot 10^{-3} - 5 \cdot 10^{-7}$) ⁴⁾⁷⁾	10^{-7} ($10^{-7} - 10^{-8}$) ³⁾	10^{-7} ($10^{-7} - 10^{-8}$) ³⁾	10^{-7} ($10^{-7} - 10^{-8}$) ³⁾	10^{-6} ($10^{-5} - 10^{-6}$) ¹⁾¹¹⁾				
Anisotropiefaktor ⁴⁾⁶⁾	k_r/k_v [-]	1 (2 - 30) ⁴⁾¹⁷⁾	2 (2 - 30) ⁴⁾¹⁷⁾	5 (2 - 30) ⁴⁾¹⁷⁾	2 (2 - 30) ⁴⁾¹⁷⁾	2 (2 - 30) ⁴⁾¹⁷⁾	2 (2 - 30) ⁴⁾¹⁷⁾	2 (2 - 30) ⁴⁾¹⁷⁾	10 (2 - 30) ⁴⁾¹⁷⁾				
kapillare Steighöhe ⁵⁾	h_k [m]	0,03 (0,03 - 0,05) ¹⁾⁵⁾	0,05 ($< 0,20$) ⁵⁾	0,10 ($< 0,20$) ⁵⁾	0,30 (0,20 - 0,40) ¹⁾	4,00 (1,00 - 5,00) ¹⁾⁵⁾	4,00 (1,00 - 5,00) ¹⁾⁵⁾	4,00 (1,00 - 5,00) ¹⁾⁵⁾	2,00 (1,00 - 5,00) ¹⁾⁵⁾				
van Genuchten Parameter ¹⁾³⁾	α_w [1/cm]	0,200 (0,005 - 0,035) ⁸⁾	0,050 (0,005 - 0,035) ⁸⁾	0,070 (0,005 - 0,035) ⁸⁾	0,060 (0,005 - 0,035) ⁸⁾	0,050 (0,005 - 0,035) ⁸⁾	0,050 (0,005 - 0,035) ⁸⁾	0,050 (0,005 - 0,035) ⁸⁾	0,060 (0,005 - 0,035) ⁸⁾				
	n_w [-]	4,0 (1,5 - 10) ⁴⁾¹⁶⁾	5,0 (1,5 - 10) ⁴⁾¹⁶⁾	5,0 (1,5 - 10) ⁴⁾¹⁶⁾	2,5 (1,5 - 10) ⁴⁾¹⁶⁾	2,0 (1,5 - 10) ⁴⁾¹⁶⁾	2,0 (1,5 - 10) ⁴⁾¹⁶⁾	2,0 (1,5 - 10) ⁴⁾¹⁶⁾	2,0 (1,5 - 10) ⁴⁾¹⁶⁾				
Entwässerung	α_d [1/cm]	0,150	0,040	0,060	0,030	0,010	0,010	0,010	0,020				
	n_d [-]	4,0	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0				
Mualem Parameter ¹⁴⁾	L [-]	0,75 (0,26 - 1,03) ¹²⁾	0,80 (0,26 - 1,03) ¹²⁾	0,80 (0,26 - 1,03) ¹²⁾	0,60 (0,26 - 1,03) ¹²⁾	0,50 (0,26 - 1,03) ¹²⁾	0,50 (0,26 - 1,03) ¹²⁾	0,50 (0,26 - 1,03) ¹²⁾	0,50 (0,26 - 1,03) ¹²⁾				

Literatur:

- 1) Simmer (1994)
- 2) Scheffer et al. (1984)
- 3) Striegler u. Werner (1973)
- 4) Busch et al. (1993)
- 5) Soos (1990)
- 6) Haimerl (2004)
- 7) Türke (1999)
- 8) Hartge u. Horn (1999)
- 9) DIN 4020
- 10) DIN 18196
- 11) Schulte (1988)
- 12) Schaap u. Leij (2000)
- 13) van Genuchten (1980)
- 14) Mualem (1976)
- 15) Kuntze et al. (1994)
- 16) Mangels (2000)
- 17) Prinz (1997)

Das Saugspannungsverhalten und die daraus abgeleitete ungesättigte Durchlässigkeit werden, wie in Abschnitt 2.3.3 dargelegt, unter Verwendung des van-Genuchten-Mualem-Modells beschrieben. Die gewählten Modellparameter sind in Tab. 4-8 enthalten und die entsprechenden Saugspannungskurven und Sättigung-Durchlässigkeits-Beziehungen in Abb. 4-28 dargestellt. Die Festlegung der Kurven wurde folgendermaßen durchgeführt:

- Die Hauptbewässerungskurve wird anhand der Eichpunkte residualer Wassergehalt, Restfeuchte und Vollsättigung bzw. Porenanteil durch Anpassung von in der Literatur empfohlenen Parameterwerten festgelegt.
- Die Hysterese bzw. die Hauptentwässerungskurve wird nicht durch die empfohlene Anpassung der α -Werte erstellt (vgl. Glg. 2-14), sondern dem Verlauf der Hauptbewässerungskurve angeglichen, wobei die Kurven zusätzlich mit den Kurven entsprechender Böden aus der Literatur verglichen werden (siehe Abschnitt 2.3.2).
- Bei Beibehaltung der n -Parameter für Be- und Entwässerungshauptkurve gibt es pro Boden nur eine Sättigung-Durchlässigkeit-Beziehung nach Mualem (1976). Für die Untergrundkiese wurden jedoch unterschiedliche n -Parameter für die Be- und Entwässerung verwendet.

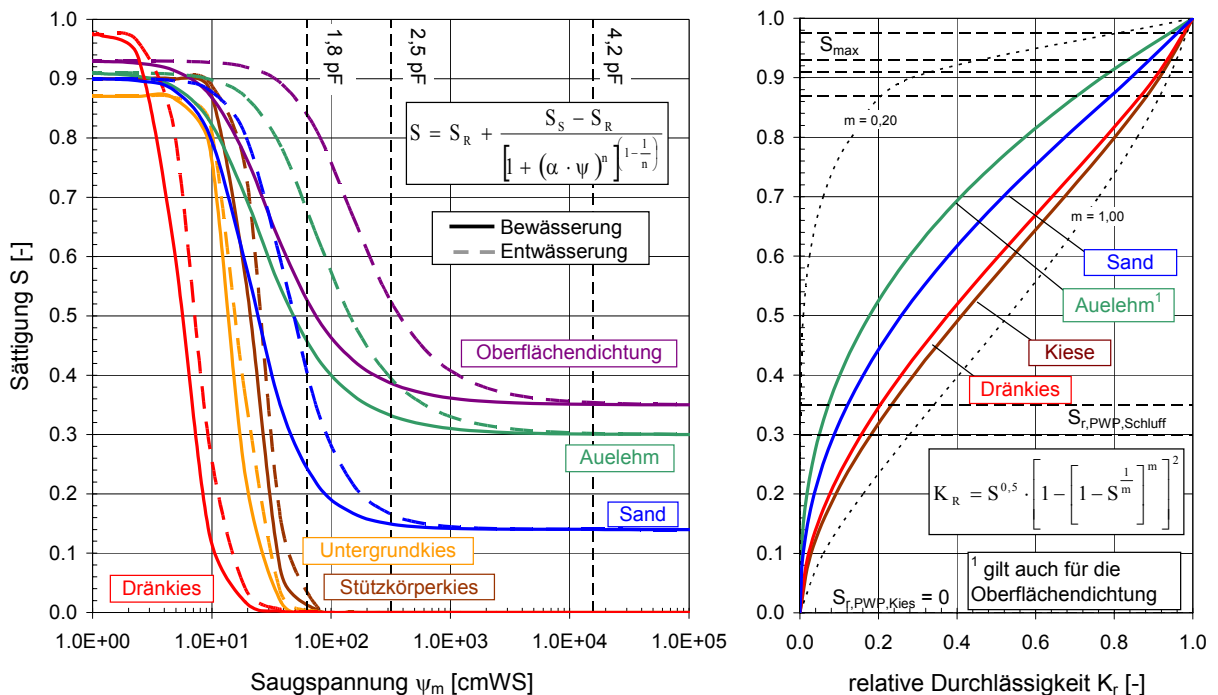


Abb. 4-28: Saugspannungskurven und relative Durchlässigkeit von Deichböden

4.5.3 Geohydraulische Kenngrößen von Vegetationsdecken

Das Auftreten und der Nutzen mit Gras bewachsener Oberböden wurde bereits in Abschnitt 3.5.5 eingehend beschrieben. Die geohydraulische Wirkung bzw. das Saugspannungsverhalten dieser Art von Vegetationsdecken kann häufig vernachlässigt werden, besonders wenn es sich um Schichten sehr geringer Mächtigkeit handelt. Das Saugspannungsverhalten entspricht dem eines Schluff-Tones, was die versuchs-technisch ermittelten Saugspannungskurven von Fank (1999) und Roy et al. (2000) zeigen (Abb. 4-29).

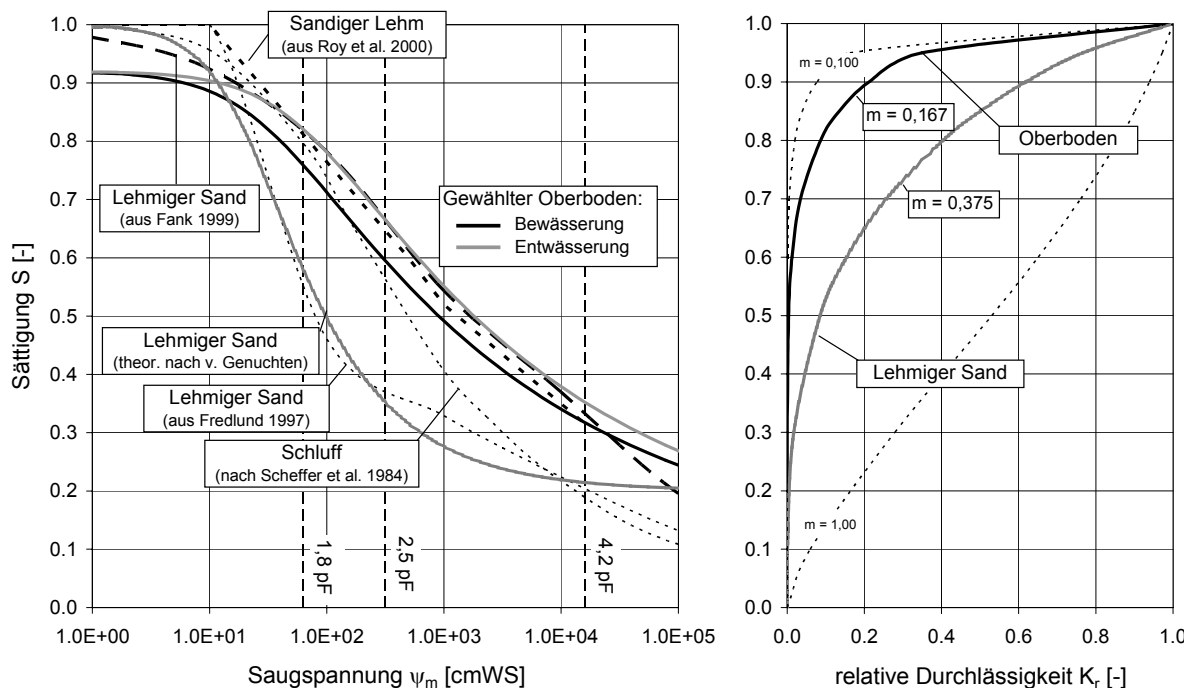


Abb. 4-29: Saugspannungskurven und relative Durchlässigkeit für die durchwurzelte Oberbodenschicht

Die Zusammensetzung des untersuchten Bodens von Fank (1999) entspricht einem lehmigen Sand, Roy et al. (2000) haben einen sandigen Lehm untersucht. Das ermittelte Saugspannungsverhalten weicht jedoch von den in der Literatur ermittelten typischen sandigen Lehmen bzw. lehmigen Sanden ab. Hierzu wurde als Vergleich die theoretische Saugspannungskurve eines Schluffes nach Scheffer et al. (1984) und eine gemessene Kennlinie aus Fredlund et al. (1997) eingefügt, um diese Abweichung zu verdeutlichen (Abb. 4-29). Der mit Wurzeln durchsetzte Boden „täuscht“ einen saugfähigeren tonigen Schluff oder schluffigen Ton vor. Dies ist auf die vom Bewuchs verursachte Saugwirkung zurückzuführen. Die Durchlässigkeitsbeziehung wird als die des „vorgetäuschten“ dichten Bodens angenommen.

Die Wurzeln sorgen für eine erhöhte Durchlässigkeit, die nach eigenen Versuchen und Versuchen von Husicka (2003) bei $k_s = 10^{-4}$ m/s liegen kann (vgl. Abschnitt 3.5.5.4). Aufgrund der vertikalen Durchörterung durch die Wurzeln wird angenommen, dass der Anisotropiefaktor etwa $A = 1$ ist und nicht, wie bei natürlich gewachsenen oder künstlich verdichteten Mineralböden, größer.

Der Porenanteil eines locker aufgebrachtten Oberbodens, der in seiner Zusammensetzung häufig einen sandigen Schluff darstellt, wurde mit $n = 0,50$ hoch angesetzt, um auch die ggf. auftretende auflockernde Wirkung des Bewuchses zu berücksichtigen (Tab. 4-9).

Tab. 4-9: Geohydraulische Parameter einer durchwurzelten Oberbodenschicht

			Oberboden (durchwurzelt)
Porenanteil / Porosität	n	[-]	0,50
Restfeuchte / Feldkapazität	$\theta_{r,FK}$	[-]	0,325 ($S_{r,FK} = 0,65$)
Residualer Wassergehalt / Permanenter Welkepunkt	θ_r	[-]	0,15 ($S_{r,PWP} = 0,30$)
Luftporenanteil ($0,1 - 0,5 \theta_r$) ¹⁾	θ_a	[-]	0,04
Sättigungswassergehalt	θ_s	[-]	0,46 ($S_s = 0,92$)
Gesättigte Durchlässigkeit ²⁾³⁾	k_s	[m/s]	10^{-4} ($10^{-3} - 10^{-5}$) ⁴⁾
Anisotropiefaktor ¹⁾⁵⁾	k_h/k_v	[-]	1
van Genuchten Parameter ⁷⁾	Be- wässerung	α_w	[1/cm] 0,035 (0,005 - 0,035) ³⁾
		n_w	[-] 1,2
	Ent- wässerung	α_d	[1/cm] 0,0175
		n_d	[-] 1,2
Mualem Parameter ⁸⁾	L	[-]	0,5 (0,26 - 1,03) ⁶⁾

Literatur:

- 1) Busch et al. (1993)
- 2) Türke (1999)
- 3) Hartge u. Horn (1999)
- 4) Husicka (2003)
- 5) Haimerl (2004)
- 6) Schaap u. Leij (2000)
- 7) van Genuchten (1980)
- 8) Mualem (1976)

4.5.4 Geohydraulische Kenngrößen von hydraulisch gebundenen Innendichtungen

Die im Deichbau i. Allg. verwendeten Dichtungen sind in Abschnitt 3.3.4 näher beschrieben. Hier werden die für die Belange der numerischen Modellierung notwendigen geohydraulischen Parameter abgeschätzt. Zu diesen Kennwerten gehören geometrische Größen wie Dicke und Tiefe (Abschnitt 3.3.4), und geohydraulische Parameter, wie Porengehalt, Durchlässigkeit und Saugspannungsverhalten (Abb. 4-30).

Dichtwandmassen, speziell von Einphasendichtwänden, weisen aufgrund ihrer großen W/B-Werte⁴⁴ von $> 3,0$ wesentlich größere Hohlräume auf als Beton. Durch innere Schrumpfung beim Erhärtungsprozess entstehen Gelporen, die Durchmesser von 10^{-9} bis 10^{-8} m aufweisen, und Kapillarporen mit Größen von 10^{-8} bis 10^{-5} m. Die Gesamtporosität n von Dichtwänden kann $n > 80\%$ betragen (Schulz 2002).

Geil (1989) stellte fest, dass aufgrund des in Dichtwandmassen i. d. R. beigemengten Bentonits ein Teil des in den Kapillaren vorkommenden Wassers nicht frei verfügbar ist. Kayser (1995) belegt, dass der Porenanteil einer Dichtwand auf Basis von Natriumbentonit zu 90% aus Kapillarporen mit einem Durchmesser von 0,004 bis 5 μm besteht. Geil (1989) setzt einen Kapillarporenanteil von mindestens 25% voraus, damit sich ein zusammenhängendes Kapillarporensystem bildet. Deshalb kann i. Allg. davon ausgegangen werden, dass sich ein wasserdurchlässiges Porensystem ausbildet. Gesättigte Durchlässigkeitsbeiwerte von Dichtungen sind u. a. abhängig vom Hauptporenradius. Nach Hermanns (1993) haben Dichtwandmassen mit einem Hauptporenradius von $r = 10^{-7}$ m (= 0,001 μm) eine Durchlässigkeit von etwa 10^{-8} m/s.

Die Durchlässigkeitsentwicklung und der Wert einer zuverlässig anzusetzenden maximalen Durchlässigkeit hängen von vielen unterschiedlichen Faktoren ab. So nimmt z. B. mit zunehmender Erhärtungszeit die Durchlässigkeit ab (Schulz 2002). Die in Abschnitt 3.3.4 für unterschiedliche Dichtungen angegebenen Durchlässigkeitsbeiwerte sind i. Allg. obere Grenzwerte, die bei Bemessungsaufgaben angesetzt werden können, wenn die in den einschlägigen Regelwerken festgelegten Grundsätze, wie z. B. das zulässige hydraulische Gefälle, eingehalten werden (vgl. DVWK 215/1990 und DWA 2005).

In zahlreichen Anwendungen wird aufgrund des hohen Durchlässigkeitsunterschieds zwischen Dichtung und angrenzendem Boden für die Dichtung vereinfachend eine Randbedingung der zweiten Art ($q = 0$) angesetzt. Für instationäre Berechnungen kann dies angemessen sein, wenn die Einstaudauern i. d. R. kurz sind. Für stationäre Betrachtungen spielen indes die geohydraulischen Parameter der Dichtung, vor allem die wirksame Porosität und die Durchlässigkeit, eine Rolle.

⁴⁴ Der W/B-Wert ist das Verhältnis von Wasser zu Bindemittel. Er entspricht dem W/Z-Wert (Wasser-Zement-Wert aus der Betontechnologie).

Für die folgenden Berechnungen wird von einem Porengehalt von 80% und von einem Kapillarporenanteil von 50% ausgegangen. Es wird angenommen, dass die Kapillarporen miteinander verknüpft sind und sich somit ein effektiver Porengehalt von $n_e = 0,40$ einstellt. Vergleicht man die Matrix der Dichtwand mit der eines Tonnes, so zeigt sich, dass Dichtwände weitaus kleinere Porengrößen aufweisen als Ton, was wiederum Rückschlüsse auf das Saugspannungsverhalten von Dichtwänden zulässt. Als maximaler Sättigungsgrad wird $S_{\max} = 0,90$ angenommen.

Die gesättigte Durchlässigkeit einer Dichtung wird an der oberen Grenze für diese Art von Dichtungen mit $k_s = 10^{-8}$ m/s angenommen (DVWK 215/1990). Die Parameter zur Abschätzung der Saugspannungskurve sowie der Sättigungsdurchlässigkeits-Beziehung werden, wie in Tab. 4-10 gezeigt, festgelegt. Die für hydraulisch gebundene Dichtungen gewählten Kenngrößen ergeben die in Abb. 4-30 dargestellten Saugspannungskurven und Durchlässigkeits-Sättigungs-Beziehungen. Zum Vergleich wurde auch eine auf die in Abschnitt 4.4.2 beschriebene Weise abgeschätzte Saugspannungskurve eines Tonbodens beigefügt.

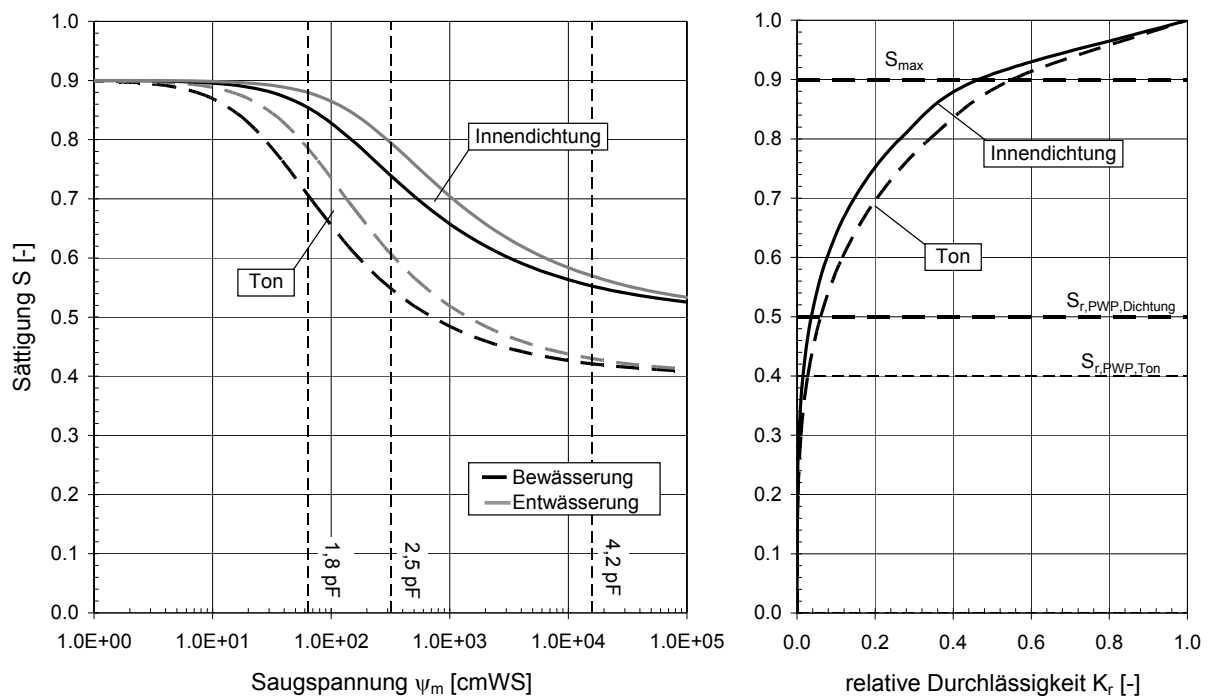


Abb. 4-30: Abgeschätzte Saugspannungskurve und relative Durchlässigkeit von Ton und einer künstlichen Innendichtung

Reicht eine hydraulisch gebundene Innendichtung bis in die Frosteindringzone unterhalb der Dechoberfläche hinein, kann dies zu einer Veränderung der Gefügestruktur und dadurch zu einer Erhöhung der Durchlässigkeit führen.

Tab. 4-10: Geohydraulische Parameter einer hydraulisch gebundenen Innendichtung und von Ton

			Ton	Innendichtung (hydraulisch gebunden)
	Bez. ⁹⁾		T	-
	Bez. ¹⁰⁾		TL / TM / TA	-
Porenanteil / Porosität	n	[-]	0,55 (0,45 - 0,70) ¹⁴⁾	0,40 (≥ 0,40) ¹⁵⁾
Restfeuchte / Feldkapazität	$\theta_{r,FK}$	[-]	0,40 (0,40 - 0,55) ⁴⁾¹¹⁾ ($S_{r,FK} = 0,73$)	0,32 ($S_{r,FK} = 0,80$)
Residueller Wassergehalt / Permanenter Welkepunkt	θ_r	[-]	0,22 (0,18 - 0,26) ⁴⁾ ($S_{r,PWP} = 0,40$)	0,20 (0,18 - 0,26) ⁴⁾ ($S_{r,PWP} = 0,50$)
Luftporenanteil (0,1 - 0,5 θ_r) ⁴⁾	θ_a	[-]	0,055	0,04
Sättigungswassergehalt	θ_s	[-]	0,495 ($S_s = 0,90$)	0,36 ($S_s = 0,90$)
Gesättigte Durchlässigkeit ⁷⁾⁸⁾	k_s	[m/s]	10^{-9} ($1 \cdot 10^{-8} - 10^{-12}$) ⁴⁾⁷⁾	10^{-8} ($10^{-8} - 10^{-10}$) ³⁾
Anisotropiefaktor ⁴⁾⁶⁾	k_h/k_v	[-]	2 (2 - 30) ³⁾⁴⁾	1
van Genuchten Parameter ¹³⁾	Be- wässerung	α_w	[1/cm] 0,035 (0,005 - 0,035) ⁸⁾	0,01
		n_w	[-] 1,5 (1,5 - 10) ⁴⁾¹⁶⁾	1,4
	Ent- wässerung	α_d	[1/cm] 0,0175	0,005
		n_d	[-] 1,5	1,4
Mualem Parameter ¹⁴⁾	L	[-] 0,5 (0,26 - 1,03) ¹²⁾	0,5	

Literatur:

- 1) Simmer (1994)
 2) Prinz (1997)
 3) DVWK 215/1990
 4) Busch et al. (1993)
 5) Soos (1990)
 6) Haimerl (2004)
 7) Türke (1999)
 8) Hartge u. Horn (1999)
 9) DIN 4020
 10) DIN 18196
 11) Schulte (1988)
 12) Schaap u. Leij (2000)
 13) van Genuchten (1980)
 14) Mualem (1976)
 15) Kayser (1995)

4.6 Infiltration in Deichen aufgrund von Niederschlägen

4.6.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt wird die Infiltration von Regenwasser bzw. daraus resultierendem Oberflächenwasser in den Deich betrachtet. Generell können jedoch, wie Scheuermann (2005) bemerkt, die Infiltration und die Wasserbewegung im Boden aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung voneinander nicht getrennt betrachtet werden.

Entscheidenden Einfluss auf den Wasserhaushalt im Deich hat die häufig anzutreffende bindige Deckschicht unter Deichen. Sie verhindert das vertikale Versickern von Wasser in den Untergrund und trägt so zur Bildung von Stauwasser bei, was wiederum bei Hochwasser entscheidenden Einfluss auf die instationäre Durchsickerung haben kann. Die berechnete Sättigung des Deiches bei einer Niederschlagsintensität von $i_N = 30$ mm/h ist in Abb. 5-20 (S. 208) angegeben.

4.6.2 Infiltrationsgrößen

Beven u. German (1982) haben hinsichtlich der Niederschlagsintensität i_N drei Infiltrationszustände unterschieden (gekürzt aus Scheuermann 2005):

- $i_N < k_S$: Die Niederschlagsintensität ist geringer als die gesättigte Durchlässigkeit k_S . Das Wasser wird infolge von Saugkräften des ungesättigten Bodens in den Deich gesogen.
- $k_S < i_N < k_S + k_{S,M}$: Die Niederschlagsintensität ist kleiner als die Infiltrationskapazität des gesamten Bodens ($k_{S,M}$: Durchlässigkeit der Makroporen im Boden). Das Wasser staut sich an der Oberfläche, fließt in den Makroporen ab und kann in die Bodenmatrix, sprich die Mikroporen, eindringen.
- $i_N > k_S + k_{S,M}$: Die Niederschlagsintensität ist größer als die Infiltrationskapazität des Bodens. Das Wasser staut sich an der Oberfläche (Überstau) und fließt oberflächlich ab.

Die gesättigte Durchlässigkeit k_S einer durchwurzelten Oberbodenschicht ist im Vergleich zur Niederschlagsintensität i_N relativ groß (vgl. Abschnitte 3.5 und 4.5.3). Bei den betrachteten Fällen gilt deshalb i. Allg. $i_N < k_S$, so dass auf eine Berücksichtigung von A_0 und etwaige Infiltrationsprozesse infolge eines Überstaus verzichtet werden kann, wobei dabei auf natürliche Effekte, wie z. B. oberflächige Verschlammung, nicht näher eingegangen wird (vgl. Abschnitt 2.6).

Auch die für flächenhafte Versickerung zu berücksichtigenden zehn minütigen Regenspenden von $i_N = 2,7 \cdot 10^{-5}$ m/s aus DWA-A 138/2005 zeigen, dass die hier betrachteten Niederschlagsintensitäten i. Allg. geringer sind, als die für Versickerungszwecke von Weingart (2006) empfohlene Durchlässigkeit des Bodens von $k_S = 5,4 \cdot 10^{-5}$ m/s. Ein Niederschlag von $i_N = 200$ mm/d, was einem hundertjährlichem Ereignis in den bayerischen Alpen entspricht (vgl. Abschnitt 4.2.2), beträgt umgerechnet nur $i_N = 2,3 \cdot 10^{-6}$ m/s. Die im Deichbau in Bayern verwendeten Sande und Kiese haben i. d. R. eine weitaus größere Durchlässigkeit (vgl. Abschnitt 4.5).

In Abb. 4-31 sind die wesentlichen Größen des Wasserhaushalts, welche für die Infiltration wichtig sind, schematisch dargestellt. Vereinfachend wird im Folgenden auch im Kronenbereich Deichkörpermaterial und nicht die an Deichkronen häufig vorkommenden Wegeaufbauten angenommen. Die spezifischen geohydraulischen Parameter der Vegetationsdecke wurden bereits in Abschnitt 4.5.3 behandelt (vgl.

Abschnitt 3.5).

Der Einfluss des Grundwassers auf den Wasserhaushalt von Deichen wurde nicht berücksichtigt. Für die effektive Wurzeltiefe wird hier generell die Mächtigkeit der Vegetationsdecke verwendet, da ein Eindringen von Wurzeln in die häufig vorkommenden kiesigen Deichmaterialien i. d. R. nicht erfolgt (vgl. Haselsteiner u. Strobl 2006a). Kapillare Aufstiegsraten können bei den betrachteten Deichen mit Vegetationsdecke und durchlässigem Deichkörpermaterial vernachlässigt werden, da diese infolge hoch liegender Grundwasserstände relativ geringe Werte annehmen (DVWK 238/1996).

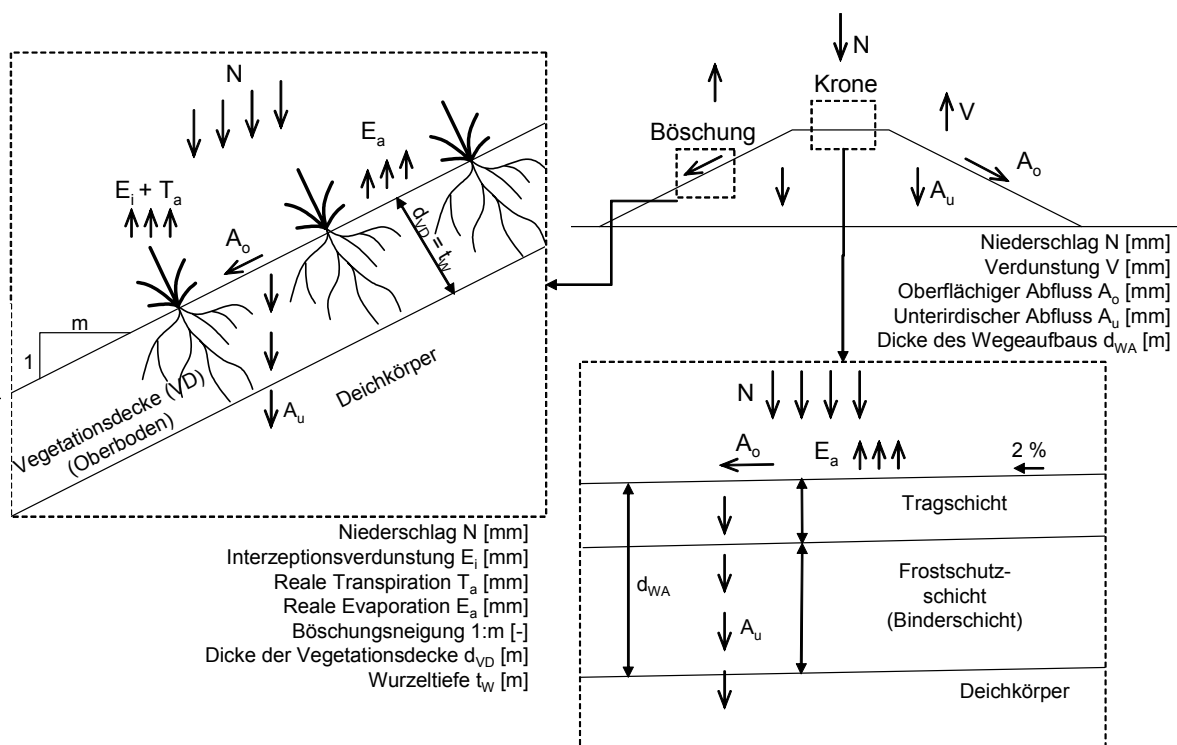


Abb. 4-31: Skizze zum Infiltrationsprozess mit Wasserhaushaltsgrößen an Deichen ohne Grundwassereinfluss

Der Anteil von Niederschlag, der in den Bodenkörper bzw. Deich infiltriert, kann mittels Abb. 2-15 abgeschätzt werden. Bei den durchgeführten Untersuchungen am Modelldeich verblieben in etwa 20% des Niederschlags bei stationären Bedingungen im Deich und führten zu einer Sättigungserhöhung des Deichkörpers (vgl. Abschnitt 5.6.3)

4.7 Zusammenfassung

In Kapitel 4 werden z. T. Grundlagen geschaffen, die für eine stationäre und instationäre Betrachtung der Durchsickerung von Deichen grundlegend oder zumindest hilfreich sein können:

1. Die Auswertung von Wasserstandsmessungen an bayerischen Gewässern ermöglicht es, realitätsbezogene Gangliniengrößen, die An-, Abstiegs- und Hochwasserdauer, abzuschätzen. Zum einen konnten in dieser Arbeit auf diese Art und Weise charakteristische Wasserstandsganglinien sowohl für Einzelereignisse als auch für Ganglinien mit Vor- und Nachereignissen hergeleitet werden (vgl. Tab. 4-3). Zum anderen können durch die Verwendung eines charakteristischen Gebietsfaktor $F_{G,char.}$ für Gewässer, die in etwa den untersuchten Gewässern entsprechen, charakteristische Ganglinien über die dafür entwickelten Diagramme (siehe Abschnitt 4.1.4) bestimmt werden. Natürlich bedarf es bei einer Verwendung dieses Vorgehens zur Generierung von Bemessungsganglinien sowohl einen Vergleich mit gemessenen Ganglinien als auch die Verwendung eines Sicherheitsfaktors zur Berücksichtigung der Unsicherheiten, die aufgrund der Vereinfachung bei der Herangehensweise auftreten. Der Vergleich der für diese Arbeit weiterhin verwendeten charakteristischen Ganglinien mit gemessenen Ganglinien zeigt allerdings, dass das Verfahren eine Abschätzung von praxisnahen Ganglinien ermöglicht.
2. Um sich dem Einfluss von möglichen Regenereignissen auf die Durchsickerung zu nähern, wurden charakteristische Niederschlagsganglinien generiert. Dabei wurden die Niederschlagsereignisse, die vor und während Hochwassern an bayerischen Gewässern aufgetreten sind, regional differenziert betrachtet. Demnach können Vor- und Simultanniederschlagsereignisse regional sowie saisonal in Ereignisse unterschieden werden, die im alpinen Raum, Süden oder Norden Bayerns, oder in Zentralbayern im Sommer/Frühjahr oder Winter auftreten. Wie in Tab. 4-5 dargelegt ist, muss in Nordbayern ganzjährig, in Zentralbayern dagegen im Winter nicht mit dem Eintreten eines größeren Vorregenereignisses gerechnet werden. Simultanereignisse treten dagegen in ganz Bayern auf. Die Niederschlagsintensitäten und –summen nehmen vom Süden nach Norden naturgemäß ab.
3. Des Weiteren wurden die beim Deichbau in Bayern häufig verwendete Bö-

den identifiziert und entsprechende geotechnische sowie geohydraulische Kenngrößen ermittelt (Tab. 4-7, Tab. 4-8). Basierend auf dem van-Genuchten-Mualem-Modell wurde für diese Böden die Saugspannungskurve und die Kurve für die relative Durchlässigkeit angegeben (Abb. 4-28).

4. Das Saugspannungsverhalten sowohl von Vegetationsdecken als auch von hydraulisch gebundenen Innendichtungen wurde ebenfalls abgeschätzt. Jeweils für ein Beispiel wurde die Saugspannungskurve und die Durchlässigkeits-Sättigungs-Beziehung ermittelt (Abb. 4-28, Abb. 4-29) und tabellarisch die für die weiteren Betrachtung und Berechnungen notwendigen geohydraulischen Parameter angegeben (Tab. 4-9, Tab. 4-10). Das Saugspannungsverhalten der Vegetationsdecke entspricht dem Verhalten eines Schluffes, wohingegen sie eine relativ hohe Durchlässigkeit eines Kiessandes aufweist. Die Innendichtung ist mit einem Ton vergleichbar, wobei hier ein etwas stärker ausgeprägtes Saugspannungsverhalten der Dichtung angenommen wurde.

5 Untersuchungen am physikalischen Modell

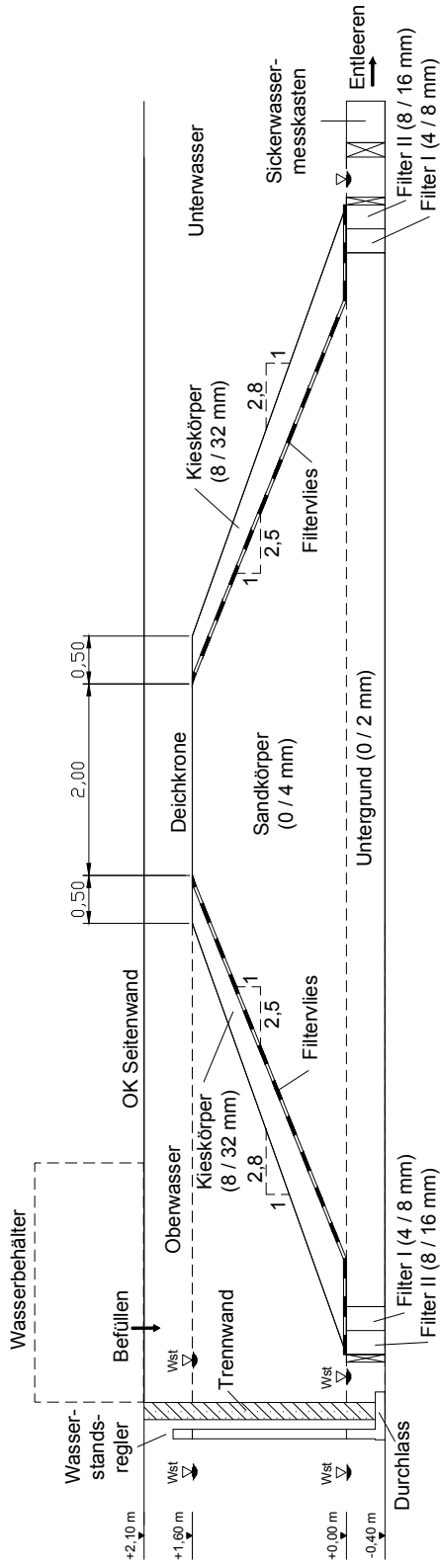
5.1 Allgemeines

Die Untersuchungen am physikalischen Modell hatten zum einen den Zweck, grundlegende physikalische Zusammenhänge zu untersuchen und teilweise Bekanntes zu bestätigen, und zum anderen, Grundlagendaten zur Kalibrierung der numerischen Berechnungen zu generieren. Deshalb werden in diesem Kapitel den Messdaten stets Berechnungsergebnisse gegenübergestellt, um die Verwendbarkeit des numerischen Modells für alle folgenden Anwendungen zu verifizieren. In den Kapiteln 6 und 7 werden anschließend numerische Berechnungen dazu verwendet, um theoretische wie praktische Fragestellung der stationären und instationären Durchsickerung zu erläutern.

5.2 Der Versuchsdeich – Aufbau und Materialien

An der Versuchsanstalt Oberrach wurde ein Deich im Maßstab 1:1 geschüttet. Der Aufbau des Deiches im Querschnitt und in der Draufsicht ist in Abb. 5-1 dargestellt. Für die Deichschüttung wurde überwiegend Sand der Körnung 0/4 mm verwendet. Die Neigung der Sandböschung beträgt 1:2,5, die Kronenbreite 2,0 m und ca. 3,0 m inklusive der angeschütteten Kieskörper. Der Deich ist 1,6 m hoch und liegt auf einer 0,4 m mächtigen Sandschicht auf. Im Einlauf- sowie im Auslaufbereich der Untergrundsicht ist ein zweistufiger Kornfilter angeordnet. Die Böschungen des Deiches wurden aus Stabilitätsgründen mit gebrochenem Kies (8/32 mm) auf die Neigung 1:2,8 abgeflacht. Die Kieslage ist vom Sandkörper sowie von den Filtern durch ein Geotextil der Fa. Naue GmbH & Co. KG getrennt (Abb. 5-1). Der Stützkörper aus Sand wurde in Lagen zu je 0,20 cm im Überprofil geschüttet und mit ca. 90% der Proctordichte mit Hilfe einer Vibrationsplatte verdichtet. Proctorversuche mit dem Einbaumaterial haben gezeigt, dass die Proctorkurve flach verläuft, was heißt, dass der erreichbare Verdichtungsgrad vom Wassergehalt relativ unabhängig ist und der Sand im restfeuchten Zustand bei Wassergehalten von $w = 4 \div 8\%$ ($S = 13 \div 24\%$, $n = 0,34$) ausreichend gut verdichtbar ist. Dieses Verhalten ist für eng gestufte Sande typisch (vgl. Werner u. Striegler 1973, Striegler 1998). Die Böschungsoberflächen wurden abschließend durch Abziehen des überschüssigen Materials profiliert. Die Durchlässigkeit des Deichsandkörpers beträgt im Mittel $k_S = 4 \cdot 10^{-4}$ m/s. Der gebrochene Kies hat eine Durchlässigkeit von ungefähr $k_S = 10^{-2}$ bis 10^{-1} m/s. Der Deich ist aufgrund seiner Breite von 2,5 m ein Scheibenmodell, d. h. Untersuchung von dreidimensionalen Strömungsvorgängen ist nicht möglich.

Querschnitt durch das Deichmodell (Schnitt A - A)



Draufsicht des Deichmodells

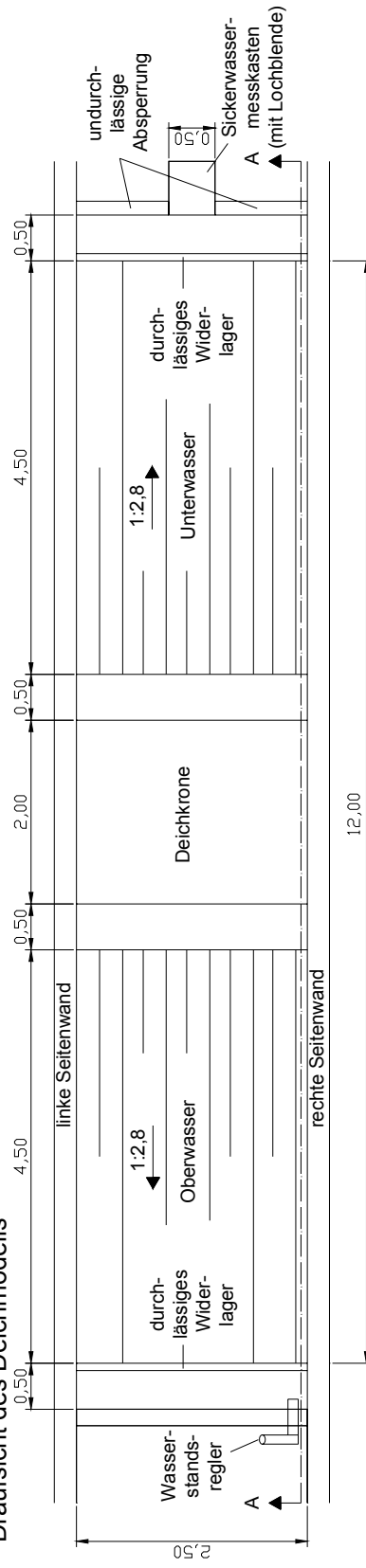


Abb. 5-1: Aufbau des Modelldeiches (Querschnitt und Draufsicht)

In Abb. 5-2 sind die Sieblinien der für den Modelldamm verwendeten Materialien Sand und Kies und zum Vergleich ein für ein anderes Dammmodell der Universität Karlsruhe verwendeter Sand (Scheuermann 2005) dargestellt. Die Körnungsbänder weisen einen relativ geringen Streubereich auf, was z. T. daran liegt, dass das Material aus einer Kiesgrube bezogen wurde.

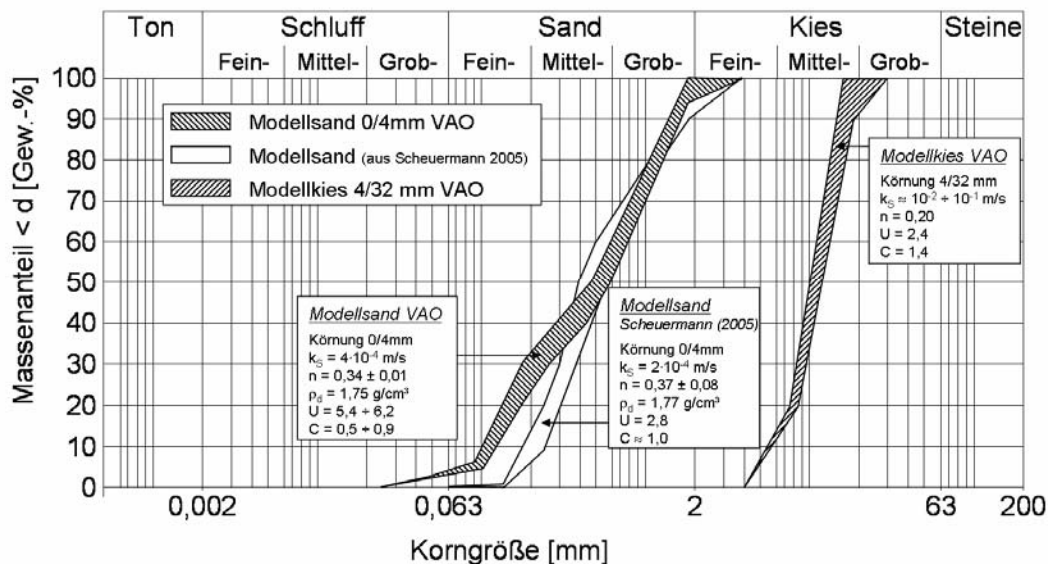


Abb. 5-2: Sieblinien des Modellsandes und des Böschungskieses

Die Ränder sowie alle in den Damm reichenden, für die Verkabelung der Messaufnehmer notwendigen PVC-Schutzrohre wurden mit Bentonit ummantelt, um eine erhöhte Rand- bzw. Störstellendurchsickerung zu vermeiden. Es wurden Bentonit-Kügelchen der Fa. Süd Chemie AG verwendet.

Das Saugspannungsverhalten bzw. eine Bewässerungskurve des verwendeten Sandes wurde während eines Vorversuches versuchstechnisch ermittelt. Glücklicherweise⁴⁵ verwendete Scheuermann (2005) für seine Untersuchungen einen Damm, der aus ähnlichem Material besteht (s. o.). Im Zuge seiner Untersuchungen beschäftigte er sich sehr intensiv dem Saugspannungsverhalten dieses eng gestuften schwach kiesigen Sandes (vgl. Abb. 5-3).

⁴⁵ Das Glück ist doch eine schöne Sache!

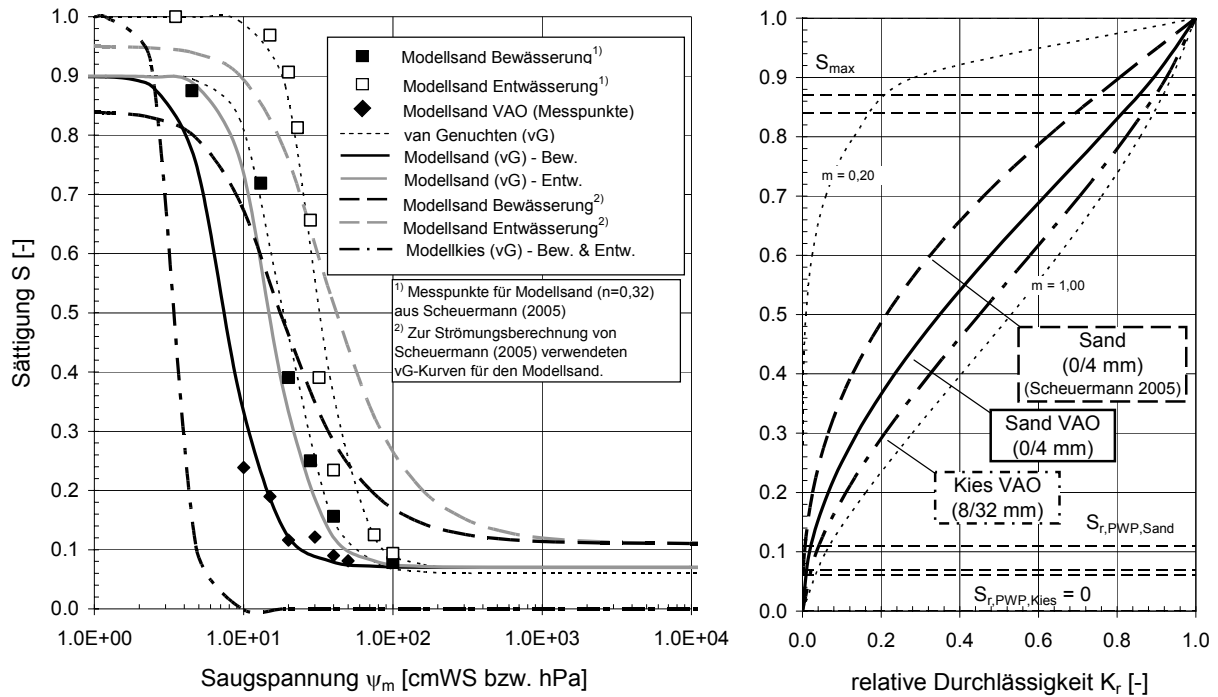


Abb. 5-3: Saugspannungskurven und Kurven für die relative Durchlässigkeit für den Modellsand und -kies

Die Abweichung der Körnungen und die geringe Verdichtungsarbeit, die beim Einbau des Deichmaterials an der VAO geleistet wurde, führten zu einer im Vergleich zum Sand von Scheuermann (2005) erhöhten Durchlässigkeit. Dementsprechend weicht auch das Saugspannungsverhalten ab. Obwohl aufgrund des höheren Anteils an feinen Korngrößen eine geringere Porosität n vorliegt, wurde festgestellt, dass das Deichmaterial bereits früher be- bzw. entwässert, was ein unter den von Scheuermann (2005) für seinen Modellsand ermittelten Hauptsaugspannungskurven liegendes Kurvenpaar in Abb. 5-3 zur Folge hat.

Die geohydraulischen Parameter, die auch für die Rechnungen im numerischen Modell verwendet wurden, sind in folgender Tab. 5-1 angefügt.

Tab. 5-1: Geohydraulische Parameter des Modellsandes und -kieses

	Bez. ⁹⁾		Modellkies	Modellsand
			G	S
			GE	SE
	Bez. ¹⁰⁾			
Porenanteil / Porosität	n	[-]	0,20	0,35
Restfeuchte / Feldkapazität	$\theta_{r,FK}$	[-]	0,00 ($< 0,03$) ⁵⁾ ($S_{r,FK} = 0,0$)	0,07 ($0,03 - 0,15$) ⁵⁾ ($S_{r,FK} = 0,20$)
Residualer Wassergehalt / Permanenter Welkepunkt	θ_r	[-]	0,00 ($S_{r,PWP} = 0,00$)	0,025 ($S_{r,PWP} = 0,07$)
Luftporenanteil ($0,1 - 0,5 \theta_{r,FK}$) ⁴⁾	θ_a	[-]	0,00	0,035
Sättigungswassergehalt	θ_s	[-]	0,20 ($S_S = 1,00$)	0,315 ($S_S = 0,90$)
Gesättigte Durchlässigkeit ⁷⁾⁸⁾	k_s	[m/s]	$1 \cdot 10^{-1}$ ($1 \cdot 10^0 - 1 \cdot 10^{-3}$) ¹⁷⁾	$2 \cdot 10^{-4}$ ($1 \cdot 10^{-3} - 5 \cdot 10^{-7}$) ⁴⁾⁷⁾
Anisotropiefaktor ⁴⁾⁶⁾	k_h/k_v	[-]	2 ($2 - 30$) ⁴⁾¹⁷⁾	2 ($2 - 30$) ⁴⁾¹⁷⁾
kapillare Steighöhe ⁵⁾	h_k	[m]	0,03 ($0,03 - 0,05$) ¹⁾⁵⁾	0,30 ($0,20 - 0,40$) ¹⁾
van Genuchten Parameter ¹³⁾	Bewässerung	α_w	[1/cm] 0,300 ($0,005 - 0,035$) ⁸⁾	0,15 ($0,005 - 0,035$) ⁸⁾
		n_w	[-] 7,0 ($1,5 - 10$) ⁴⁾¹⁶⁾	3,5 ($1,5 - 10$) ⁴⁾¹⁶⁾
	Entwässerung	α_d	[1/cm] 0,300	0,075
		n_d	[-] 7,0	3,5
Mualem Parameter ¹⁴⁾	L	[-]	0,75 ($0,26 - 1,03$) ¹²⁾	0,71 ($0,26 - 1,03$) ¹²⁾

Literatur: (siehe Tab. 4.8)

5.3 Messgrößen, -aufbau und -instrumentierung des Modelldeichs

Im und am Deich wurden die Messgrößen Wasserstand, Temperatur, Sättigung, Porenwasserdruck, Luftdruck und Standrohrspiegelhöhe in Pegelrohren gemessen. Insgesamt wurden 28 elektronische Messaufnehmer an neun Messquerschnitten im Deich installiert. Die Wasserstände im Ober- und Unterwasser sowie der Wasserstand vor der Lochblende zur Sickerwassermessung wurden mit Ultraschallpegeln aufgenommen. Über drei Standrohrpegel konnte der Wasserstand im Deich manuell mittels Lichtlot gemessen werden (Abb. 5-4). Die Messgeber wurden in Deichmitte eingebaut. Die Kabel wurden horizontal zur Seitenwand und dort in einem PVC-Schutzrohr nach oben zur Messstation geführt. Waren an einem Messpunkt mehrere Messaufnehmer angeordnet, wurden sie in einem Abstand von mindestens 10 cm symmetrisch zum Messquerschnitt auf gleicher Höhe mittig eingebaut. Die Pegelrohre wurden, da sie nachträglich eingebracht wurden, seitlich versetzt zur Gegenwand angeordnet, um die Kabel beim Einbau nicht zu beschädigen.

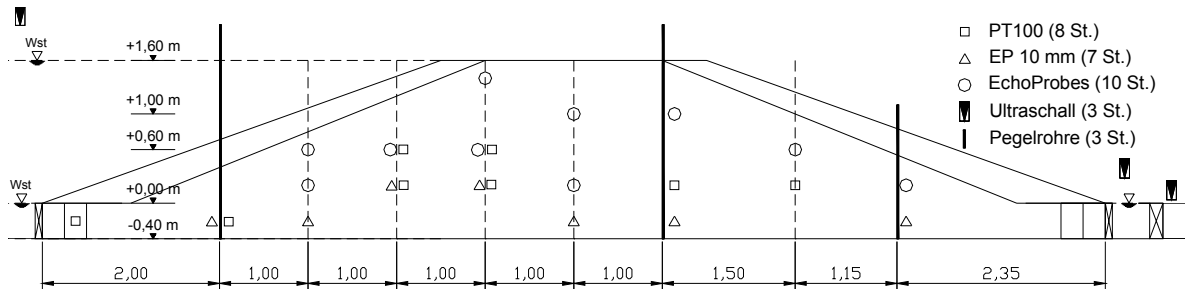


Abb. 5-4: Messinstrumentierung des Deichmodells (Querschnitt)

Die elektronisch aufnehmbaren Messgrößen wurden über eine Erfassungseinheit auf einem Massenspeicher zwischengespeichert und anschließend ausgewertet. Temperatur- (PT100) und Sättigungsgeber (EchoProbes) konnten direkt an die Erfassungseinheit angeschlossen werden. Luftdruckgeber, Ultraschallsonden sowie die elektronischen Porenwasserdruckgeber (EP) benötigten eine eigene Versorgungsspannung. Das Eingangssignal der Porenwasserdruckgeber musste mit einem Messverstärker 100fach verstärkt werden.

Die EchoProbes der Fa. Decagon Devices wurden für die Versuche eigens mittels eines Vorversuches in einem mit Sand gefüllten Becken mit einstellbarem Wasserstand kalibriert. Die EchoProbes geben die Spannung wieder, die durch die Feuchte bzw. die Leitfähigkeit des Wassers in einer zylindrischen Bodensäule von ca. 2 cm um den Messfühler bei festgelegter Versorgungsspannung entsteht. Der Messbereich hängt dabei von der Art des Bodens und seiner Verdichtung ab. Mittels der Kalibrierungsgeraden kann aus dem Messsignal [V] die Sättigung $S [-]$ ermittelt werden. Die Genauigkeit der Messgeber wird vom Hersteller mit $\pm 3\%$ angegeben (UMS 2003, Decagon 2002). Ein Teil der Sättigungsgeber wird oberflächennah angeordnet, um dadurch über die Sättigungserhöhung Aufschluss über die lokale Infiltration infolge von der künstlichen Beregnung zu erhalten.

Die elektronischen Porenwasserdruckgeber (EP) sind mit ihrem geringen Durchmesser von 12 mm eine Sonderanfertigung der Fa. Glötzl GmbH. Als Messsignal dient die Spannung [V]. Mit der vom Hersteller vorgegebenen Kalibrierungsgeraden kann aus dem Messsignal [V] die entsprechende Druckhöhe [bar] bzw. [mWS] ermittelt werden. Die Genauigkeit der Messgeber kann bei den im Versuch vorhandenen Bodentemperaturen mit mindestens $\pm 0,8\%$ angenommen werden. Der Messbereich beträgt 0 bis 1 bar. Die gemessenen Werte liegen bei niedrigen Wasserständen unter der unteren Messbereichsgrenze. Die Messungen zeigten eine zufriedenstellende Genauigkeit ab einer Druckhöhe von 0,20 mWS. Das bedeutet, dass die

höher gelegenen EP 03 und EP 04 erst ab einem lokalen Wasserstand von 0,80 m zuverlässig arbeiteten. Die Porenwasserdruckgeber wurden im unteren Bereich längs des Deichlagers eingebaut (Abb. 5-4).

Die eingebauten Temperaturregeber, die bei der Fa. UMS GmbH bezogen wurden, werden nur qualitativ zu Kontrollzwecken herangezogen. Infolge dessen wird in dieser Arbeit nicht näher auf sie eingegangen. Die PT100 (Typ: Th2 – h) haben einen Messbereich von -50 bis $+ 100$ °C und geben die Temperatur [°C] direkt mit einer Abweichung von maximal $\pm 0,1$ °C wieder (UMS 2002). Die Umgebungs- und Wassertemperaturen werden mit einem elektronischen Thermometer gemessen.

Zwei der Ultraschallpegel haben einen Messbereich von etwa 0,30 bis 3,00 m. Der dritte Geber vor der Lochblende hat einen Messbereich von 0,05 bis 0,50 m. Die Ultraschallsonden werden eigenhändig kalibriert. Die Genauigkeit der Messungen liegt im Bereich von wenigen Millimetern. Aufgrund des ruhenden Wasserspiegels waren kontinuierliche und exakte Messungen möglich.

Die Standrohrpegel bzw. Pegelrohre haben einen Durchmesser von einem Zoll⁴⁶. Es werden angespitzte, geschlitzte Stahlrohre verwendet und in den Deich bis zur Sohle des Betontroges eingeschlagen.

5.4 Numerisches Modell (FeFlow)

Das verwendete numerisch-mathematische Modell „FeFlow“ der Fa. WASY GmbH, das an den Versuchen kalibriert und vielfach verifiziert wurde, kommt in den Kapiteln 6 und 7 für theoretische Untersuchungen zur Anwendung und liefert in diesem Kapitel eine Vergleichsmöglichkeit zu den Versuchsergebnissen.

Das mathematisch-numerische Modell FeFlow (FF) ist ein Finite-Element-Programm, das sowohl 2D und 3D als auch stationär und instationär verwendet werden kann. Die Richards-Gleichung (Glg. 2-50) wurde als Grundgleichung der Wasserbewegung verwendet. Die Saugspannungsbeziehung kann mit mehreren Modellen beschrieben werden. Aufgrund der in der Literatur weit verbreiteten und häufig beschriebenen Anwendung der van-Genuchten-Gleichung (Glg. 2-11), und weil die Anpassungsmöglichkeiten der Saugspannungsbeziehung für die verwendeten Böden (vgl. Abschnitt 2.3.3) als ausreichend erachtet werden, wurde dieses Mo-

⁴⁶ Ein Zoll entspricht 2,54 cm.

dell durchgehend verwendet. Die relative Durchlässigkeit K_R wird in FeFlow mit der Mualem-Gleichung (Glg. 2-30) bestimmt (vgl. Abschnitt 2.4.4). Die Hysterese der Saugspannungsbeziehung kann dadurch berücksichtigt werden, dass für Be- und Entwässerungskurve unterschiedliche Parameter verwendet werden.

Zur Modellierung des Verhaltens der Saugspannung und der Durchlässigkeit beim Übergang von Be- in Entwässerungsvorgänge und umgekehrt in den Bereichen zwischen Rest- und Vollsättigung werden im Modell implementierte Übergangskurven (scanning curves) nach SCOTT herangezogen.

FeFlow bietet weiter die Möglichkeit, den Durchfluss z. B. nach der Gleichung für Rohrströmungen nach Hagen-Poiseuille (vgl. Abschnitt 2.5.4) durch einzelne Elemente zu bestimmen. Dadurch können Strukturen mit erhöhter Durchlässigkeit, wie z. B. Hohlräume oder Wühltiergänge, simuliert werden (Diersch 2002).

Das Modell berücksichtigt weder prä- noch postlaminare Strömungseffekte. Eine Berücksichtigung der Auswirkungen dieser Effekte ist über die indirekte Implementierung von Abminderungsansätzen möglich, die dem numerischen Modell eine mittlere reduzierte Durchlässigkeit zur Verfügung stellen könnte. Eine adaptive Implementierung entsprechender Ansätze ist nicht ohne weiteres möglich. Da jedoch die Vernachlässigung dieses Effektes eine Überschätzung der Durchsickerung nach sich zieht, liegt man hier auf der sicheren Seite und kann daher auf eine Berücksichtigung der Effekte von post- und prälaminaeren Strömungsbereichen verzichten (vgl. Abschnitt 2.5.2). Angemerkt sei noch, dass bei der Berechnung und ggf. der Bemessung von Dränschichten eine Vernachlässigung von Turbulenzen zu einer Überschätzung der Leitungsfähigkeit des Dräns führen kann.

5.5 Durchgeführte Untersuchungen am Versuchsdeich

5.5.1 Versuchsübersicht, Versuchsum- und aufbauten und Untersuchungsparameter

Die Versuche wurden in zwei Serien, A und B, in den Sommermonaten der Jahre 2004 und 2005 durchgeführt. Die Ganglinien M I bis VII (Modellganglinien), eine Ganglinie als Vorereignis, Vorregenerereignisse sowie der Einfluss einer Vegetationsdecke mit und ohne Störstellen sind untersucht worden. Insgesamt wurden 21 Versuche durchgeführt (Tab. 5-2).

Tab. 5-2: Übersicht der am Deichmodell durchgeführten Versuche

Serie A				Serie B			
Nr.	Versuchsbeschreibung	Bez.	Versuchsdauer [h]	Nr.	Versuchsbeschreibung	Bez.	Versuchsdauer [h]
1	GL M I (ReferenzGL)	A01	34	1	GL M V (Kronenstau kurz)	B01	34
2	GL M II (langer Einstau)	A02	46	2	GL M VI (Kronenstau stationär)	B02	44
3	GL M III (schnell)	A03a	33	3	GL M VII (schnell)	B03	12
4	GL M III (schnell) ¹	A03b	51	4	Vorregen IV ²	B04a	16
5	GL M IV (Langsam)	A04	66	5	Vorregen V ²	B04b	15
6	Vorereignis + GL M I	A05	59	6	Vorregen VI ²	B04c	12
7	Vorregen I + GL M I	A06a	109	7	Vorregen VII ²	B04d	12
8	Vorregen II ²	A06b	71	8	Vor- + Simultanregen + GL M I ³	B05	24
9	Vorregen III + GL M I	A06c	71				
10	GL M I + Grasnarbe	A07	47				Σ: 169
11	Vorregen III + GL M I + Grasnarbe	A08	35				
12	Vorereignis + GL M I + Grasnarbe	A09	48				
13	GL M II + Grasnarbe + Störstellen	A10	42				

Σ: 712

¹ Redundanzversuch
² Nur Beregnung
³ Ganglinie I im Anstieg verändert
 GL: Ganglinie

Die Kenngrößen der Ganglinien M I bis VII sind in Tab. 5-3 dargestellt. Aufgrund der manuellen Anpassung der Wasserstandsganglinien stellte sich ein treppenförmiger Verlauf (siehe z. B. Abb. 5-6) ein. Ein Vergleich mit den charakteristischen Hochwasserganglinien für bayerische Gebiete aus Abschnitt 4.1.5 zeigt, dass die für die Versuche gewählten Ganglinien Kenngrößen durchaus praktische Relevanz haben und zu den kürzeren Wasserstandsganglinien mit hohen An- wie Abstiegs- geschwindigkeiten des Wasserstandes zählen.

Tab. 5-3: Ganglinien M I bis M VII// für die Modellversuche

Serie	Versuch	Bez.	Charakteristika			
			V _{AN} [m/h]	V _{AB} [m/h]	ε _{max} [-]	T _{Sch} [h]
A	01/05/06a ...	Ganglinie M I	0,10	0,10	0,75	2
A	02/10	Ganglinie M II	0,10	0,10	0,75	10
A	03a/03b	Ganglinie M III	0,40	0,20	0,75	1
A	04	Ganglinie M IV	0,05	0,05	0,75	2
B	01	Ganglinie M V	0,10	0,10	1,00	2
B	02	Ganglinie M VI	0,10	0,10	1,00	14
B	03	Ganglinie M VII	0,60	0,40	0,75	2

V_{AN}: Anstiegsgeschwindigkeit des Wst.
 V_{AB}: Abstiegs-geschwindigkeit des Wst.
 ε_{max}: maximaler Einstau-grad
 ε: Einstau-grad (siehe Glg. 6-6)
 T_{Sch}: Scheiteldauer

Als Vorregenereignisse wurden innerhalb von Serie A weitgehend Ereignisse mit realistisch hohen Jährlichkeiten verwendet, während in Serie B Regenereignisse mit sehr großen, sehr unwahrscheinlichen Regenintensitäten untersucht wurden, wenn man vom Vor- und Simultanregen bei Versuch B05 absieht, der für bayerische Verhältnisse eine Jährlichkeit von T ≈ 100 a aufweist. Die verwendeten Regenereignisse sind in Tab. 5-4 aufgelistet.

Tab. 5-4: Regenereignisse I bis VII und Regenereignis von Versuch B05

Serie	Versuch	Bez.	Charakteristika			
			i_N [mm/h]	d_N [h]	Σi_N [mm]	T [a]
A	06a	Vorregen I	3,6	48	90	100 ¹
A	06b	Vorregen II	19/38	3	76	> 100 ²
A	06c/08	Vorregen III	35	4	140	>> 100 ²
B	04a	Vorregen IV	10	16	160	B-Serie weist keine realistischen Werte für Jährlichkeiten auf.
B	04b	Vorregen V	20	14	280	
B	04c	Vorregen VI	30	13	390	
B	04d	Vorregen VII	40	13	520	
B	05	Vor-/ Simultanregen	40	8	320	

i_N : Niederschlagsintensität
 d_N : Ereignisdauer
T: Jährlichkeit

¹ bezogen auf ein 72h-Ereignis

² bezogen auf ein 24h-Ereignis

Eine Fläche von 15 m² Vegetationsdecke wurde an einem Deich an dem Fluss Mangfall in der Nähe von Rosenheim entnommen (Abb. 5-5), in Soden von 0,5 m × 0,5 m zum Deichmodell an die VAO transportiert und dort auf der wasserseitigen Böschung eingebaut, nachdem der wasserseitige Kiesstützkörper entfernt worden war. Die entnommenen Grassoden hatten eine mittlere Dicke von etwa $d = 0,15$ m. Die Fugen zwischen den auf der Modelldeichböschung verlegten Grassoden wurden mit Bentonit abgedichtet. Die Grasnarbe wurde in den Versuchen A10 bis A13 untersucht. An zusätzlichen Proben der Grasnarbe wurden Durchlässigkeitsversuche durchgeführt, was eine mittlere Durchlässigkeit der entnommenen Proben von $k_S = 2 \cdot 10^{-4}$ m/s ergab. Das entsprach in etwa der Durchlässigkeit des Deichsand. Im letzten Versuch der Serie A (A13) wurden in die Grasnarbe Löcher mit einem Durchmesser $\varnothing = 7$ cm gestochen, was Störstellen, z. B. durch Mausebfall, simulieren sollte.

Regen wurde mit herkömmlichen Tröpfchenbewässerungsschläuchen simuliert, die spiralenförmig über den Deich angeordnet wurden. Die Regenmenge [mm] bzw. die Regenintensität [mm/h] wurde zeitgesteuert mittels Zeitschaltuhren reguliert. Die Überprüfung an Messbehältern zeigte eine exakte Übereinstimmung der vom Hersteller angegebenen Bewässerungsmenge. Die Beregnungsanlage konnte bis zu 40 mm/h leisten.

Nach den Versuchen der Serie A im Jahr 2005 wurde die Grasnarbe wieder vom Modelldeich entfernt, der ursprüngliche Aufbau mit Kiesanschüttung wiederhergestellt und im darauf folgenden Jahr 2006 die Versuchsserie B durchgeführt.

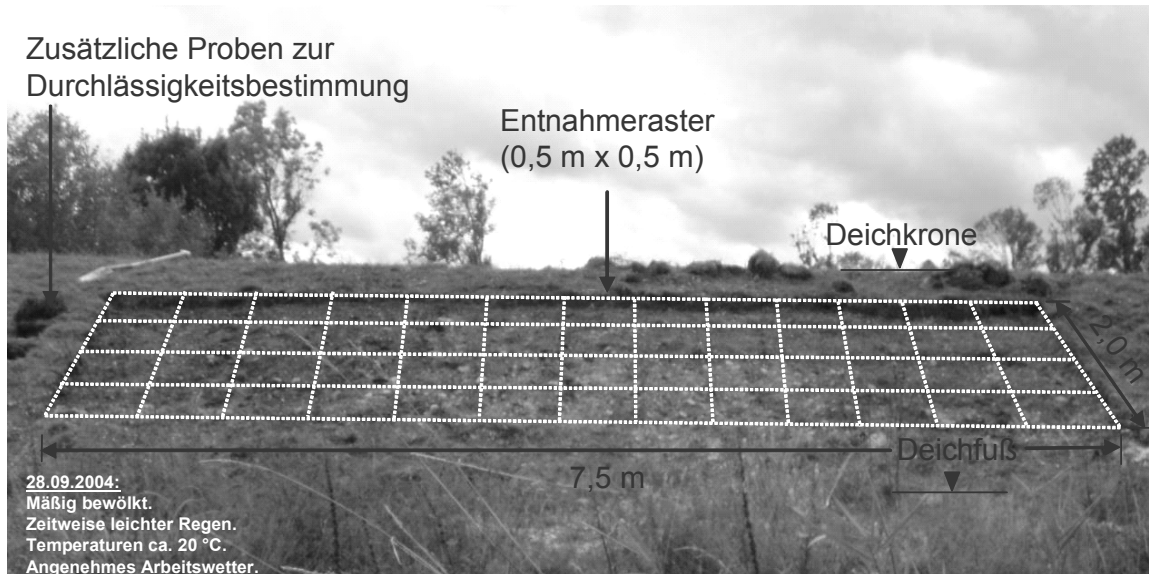


Abb. 5-5: Entnommene Vegetationsdecke an einem Deich an der Mangfall in der Nähe von Rosenheim

5.5.2 Versuchsdurchführung und Ganglinien der Messgrößen

Die Messfrequenz für die elektronischen Aufnehmer wurde minimal auf $f = 1/60$ s begrenzt. Kontrollen an den Pegelrohren wurden alle 15 bis 60 Minuten durchgeführt. Der Wasserstand vor dem Deich wurde je nach Anstiegsgeschwindigkeit der entsprechenden Ganglinie stündlich oder alle 2 Stunden angepasst, was, wie bereits erwähnt, einen stufenförmigen Verlauf der Wasserstands- und Porenwasserdruckganglinien zur Folge hatte (Abb. 5-7). Da die Wasserstandsregulierung manuell von statten ging, wurde bei längeren Versuchsdauern im Schichtbetrieb mit eingewiesenem Personal gemessen. Die Beregnung wurde ebenfalls manuell gesteuert und stündlich reguliert.

Wie mehrmals in dieser Arbeit erwähnt, hat der Ausgangszustand der Sättigung von Erdbauwerken erheblichen Einfluss auf die instationäre Durchsickerung. Zwischen den Versuchen wurde deswegen mindestens eine Pause von zwei Tagen zur Entwässerung eingeplant, was bei dem vorhandenen Deichsystem mit der relativ hohen Durchlässigkeit ausreichend war. Die Ausgangszustände aller Versuche, hier gezeigt an der Sättigungsverteilung des Ausgangszustandes vor Versuch A01, waren deshalb ungefähr gleich (Abb. 5-6). Die Verteilung der Sättigung wurde auf Basis der Messpunkte (EchoProbes 01 bis 10) und angenommener Randsättigungen interpoliert.

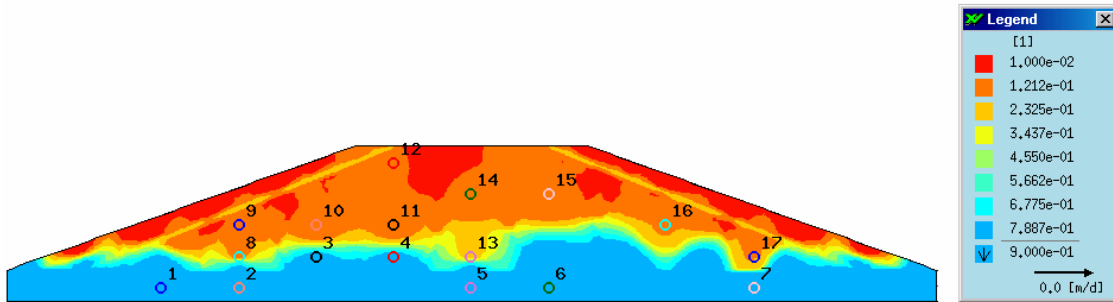


Abb. 5-6: Gemessene Ausgangssättigungsverteilung des Modelldeiches vor Versuch A01

Die gemessenen und berechneten Porenwasserdruckverläufe von Versuch A01 sind in Abb. 5-7 dargestellt. Die Kontrollpegel bestätigten die Messdaten der EP. Abweichungen zwischen Messung und Berechnung können durch Inhomogenitäten des Deichmodells oder durch das Versetzen der Messgeber bei Messpunkten mit mehreren Messaufnehmern hervorgerufen worden sein. Die Übereinstimmung von Messung und Berechnung ist, wie Abb. 5-7 zeigt, gut. Dies bestätigt die richtige Annahme der Bodenkenngrößen der Modellmaterialien und die Verwendbarkeit des numerischen Modells (vgl. Abschnitt 5.2).

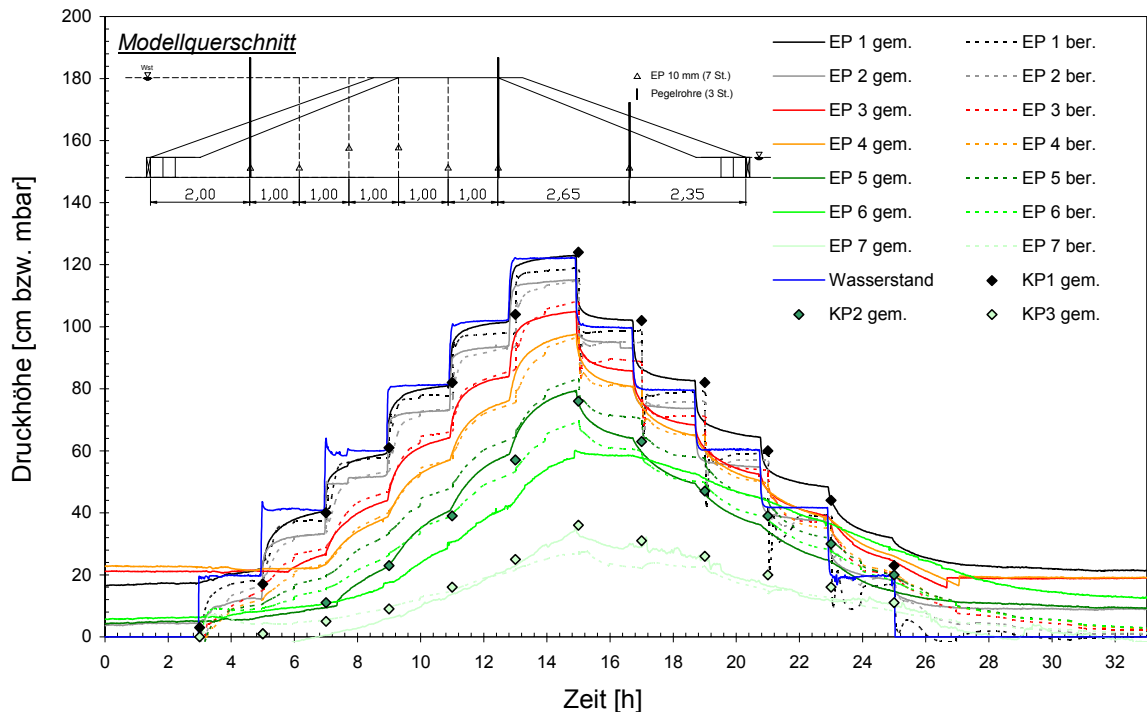


Abb. 5-7: Gemessene und berechnete (Poren)Wasserdrücke mit Werten der Kontrollpegel (KP) 1 – 3 bei Versuch A01

Die Druckgeber zeigten für Wasserdrücke kleiner 0,20 mWS nicht mehr die exakten Werte an, die anhand der Berechnungsergebnisse abgeschätzt werden konnten. Dies liegt, wie bereits erwähnt, daran, dass sich die Messgrößen am Rande des Messbereichs von 0 – 1 bar bewegten.

Die Sättigungsgeber zeigten bei den Versuchen mit Einstau das in Abb. 5-8 dargestellte Verhalten. Aufgrund der schnell voranrückenden Durchsickerung wurden praktisch nur die gesättigten und restfeuchten Zustände aufgezeichnet. Anders verhielt es sich bei den Beregnungsversuchen, bei denen flächig ein ungesättigter über die Restfeuchte reichender Sättigungsgrad gemessen werden konnte (vgl. Abschnitt 5.6.3). Messung und Berechnung stimmen gut überein (Abb. 5-8).

Modellquerschnitt

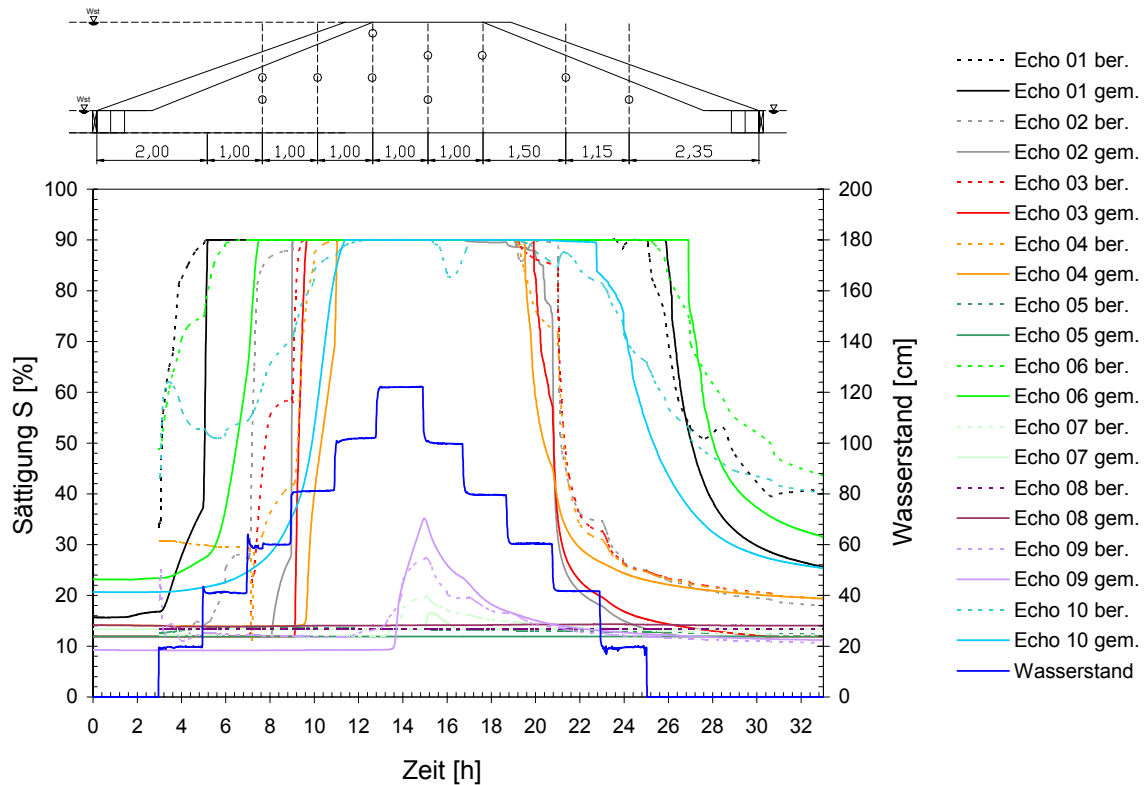


Abb. 5-8: Gemessener und berechneter Sättigungsgrad von EchoProbes 1 – 10 bei Versuch A01

Bei fallendem Wasserstand zeigten die Berechnungen z. T. einen etwas langsameren Verlauf der Entwässerung, was auch an Inhomogenitäten in der Bodensäule um die Echoprobes liegen kann.

Die Messung der Sickerwassermenge indirekt über den Wasserstand vor der Lochblende zeigte den in Abb. 5-9 dargestellten Verlauf. Die Messungen zeigten durch-

wegs etwas größere Durchflüsse als die Berechnungen, was daran liegen könnte, dass im Deich Bereiche erhöhter Durchlässigkeit – wahrscheinlich horizontal geschichtet – auftreten, die jedoch insgesamt gering sein dürften, da sie keine wesentliche bzw. messbare Beeinflussung des Verlaufes der Sickerlinie hervorgerufen haben (vgl. Abschnitt 5.6.1 und 5.6.2).

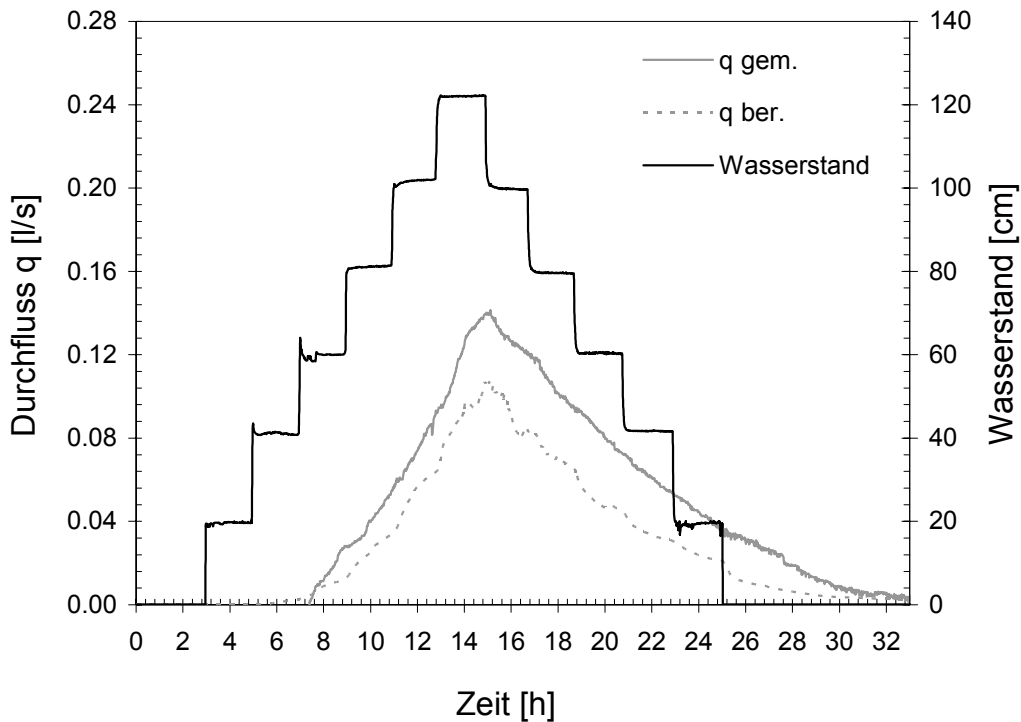


Abb. 5-9: Gemessener und berechneter Durchfluss im Vergleich bei Versuch A01

5.6 Untersuchungsergebnisse

5.6.1 Einfluss von Hochwasserwellen

Bei den Versuchen mit Einstau, insbesondere mit langen Einstaudauern (A02, B02) oder langsam steigendem Wasserstand (A04) wurde versucht, stationäre Durchsickerungsverhältnisse im Deich zu erreichen. Zum Vergleich zu den gemessenen Durchsickerungszuständen wurden numerisch und analytisch ermittelte stationäre Sickerlinien beigelegt (Abb. 5-10). Der in den folgenden Diagrammen angegebene Einstaugrad ε [-] bezeichnet das Verhältnis von Einstauhöhe h_w [m] zu Deichhöhe H_D [m] (vgl. Glg. 6-6, S. 221).

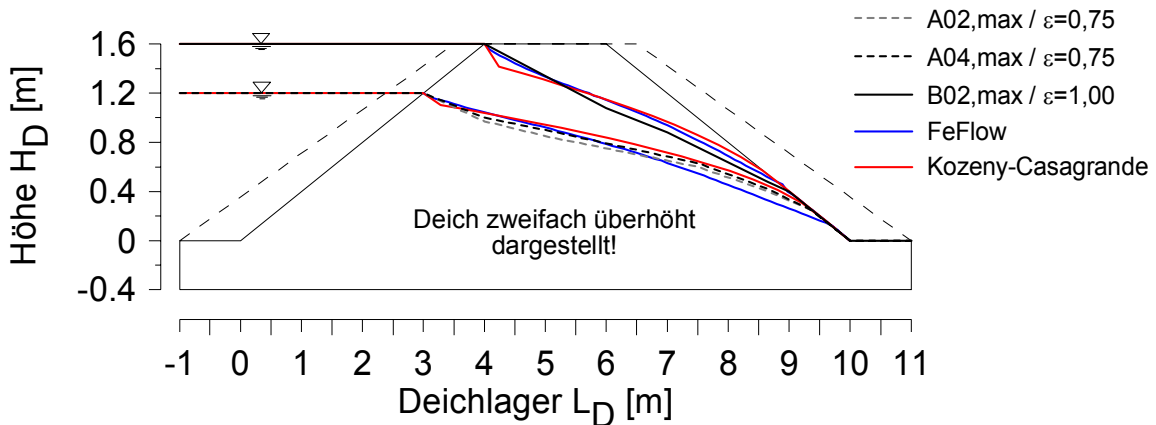


Abb. 5-10: Maximale Durchsickerungsfront (Sickerlinien) der Versuche A02, A04 und B02 mit numerischen Berechnungen und dem analytischen Ansatz nach KOZENY-CASAGRANDE

Folgende Abb. 5-11 zeigt die gemessenen und berechneten Sickerlinien zu unterschiedlichen Zeitpunkten bzw. Wasserständen für Versuch A01. Die Berechnung stimmt mit der Messung zufrieden stellend überein, außer bei niedrigen Wasserständen, bei denen, wie bereits im vorigen Abschnitt 5.5 erwähnt wurde, die elektronischen Porenwasserdruckgeber (EP) die niedrigen Drücke nicht mehr exakt aufzeichneten.

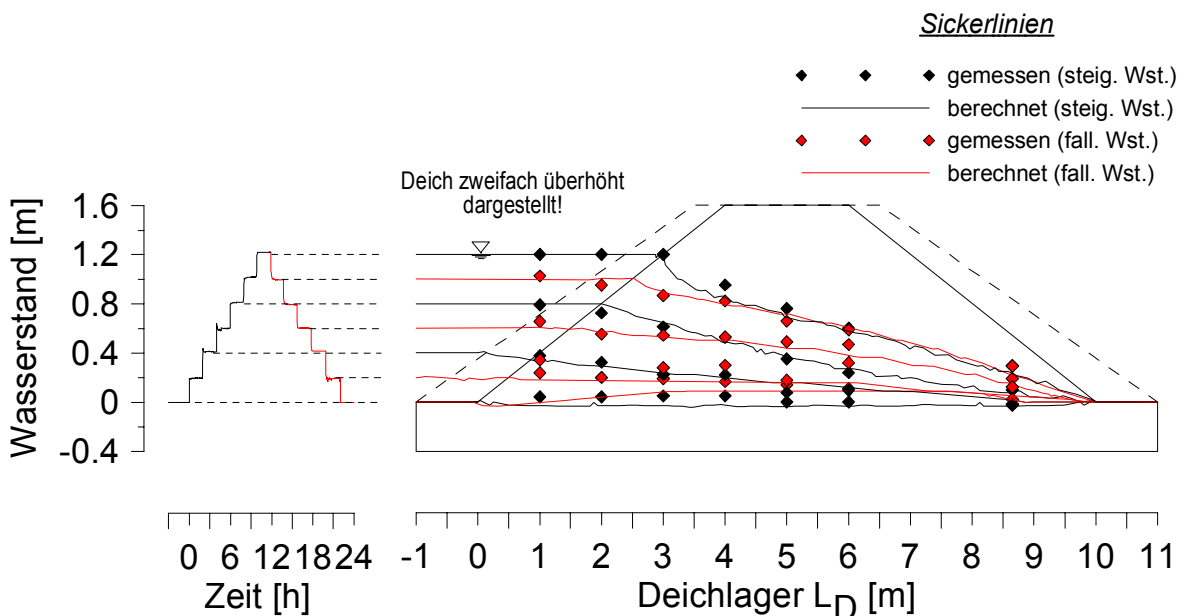


Abb. 5-11: Gemessene und berechnete instationäre Feuchtefront (Sickerlinie) im Modelldeich für Versuch A01

Die unterschiedlichen Wasserstandsganglinien von Versuch A01, A02, A03a, A04

und B03 zu definierten Zeitpunkten sind in Abb. 5-12 dargestellt. Es ist erkennbar, dass Wasserstandsganglinien mit schnell ansteigendem Wasserstand weniger Deichfläche durchfeuchten (A02) als langsam ansteigende „Wellen“ und lang andauernde Versuche (A03a, A04). Ähnlich, wie bei Versuch A03a, verhielt sich die Durchsickerung bei Versuch B03. Dies gilt für den steigenden wie fallenden Ast der Ganglinien.

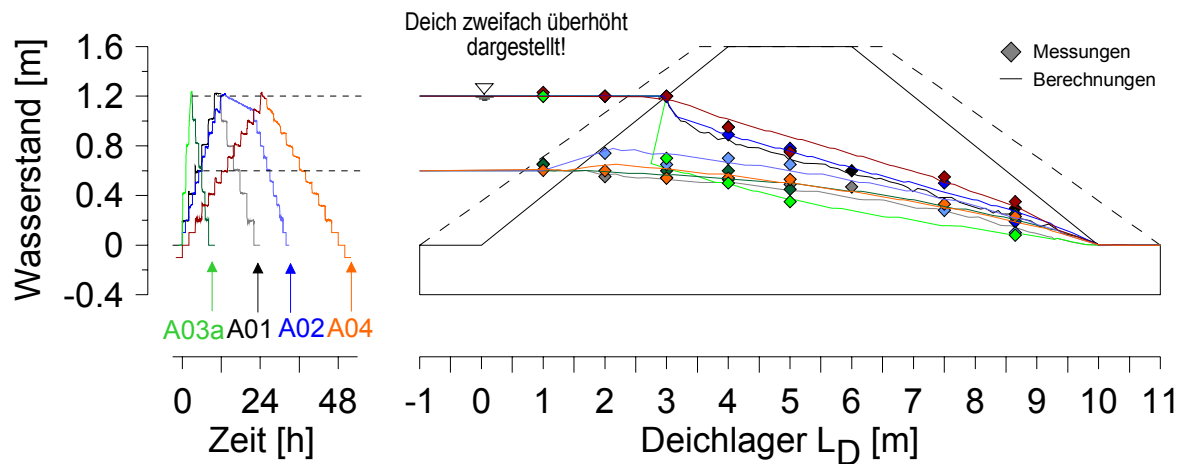


Abb. 5-12: Gemessene und berechnete instationäre Feuchtefront (Sickerlinien) im Modelldeich für Versuch A01, A02, A03a und A04

Gleiches erkennt man bei Betrachtung der Versuche B01 und B02 bei Wasserständen bis zur Krone. Wie bereits in Abb. 5-10 gezeigt, wurden während Versuch B02 in etwa stationäre Verhältnisse erreicht (Abb. 5-13).

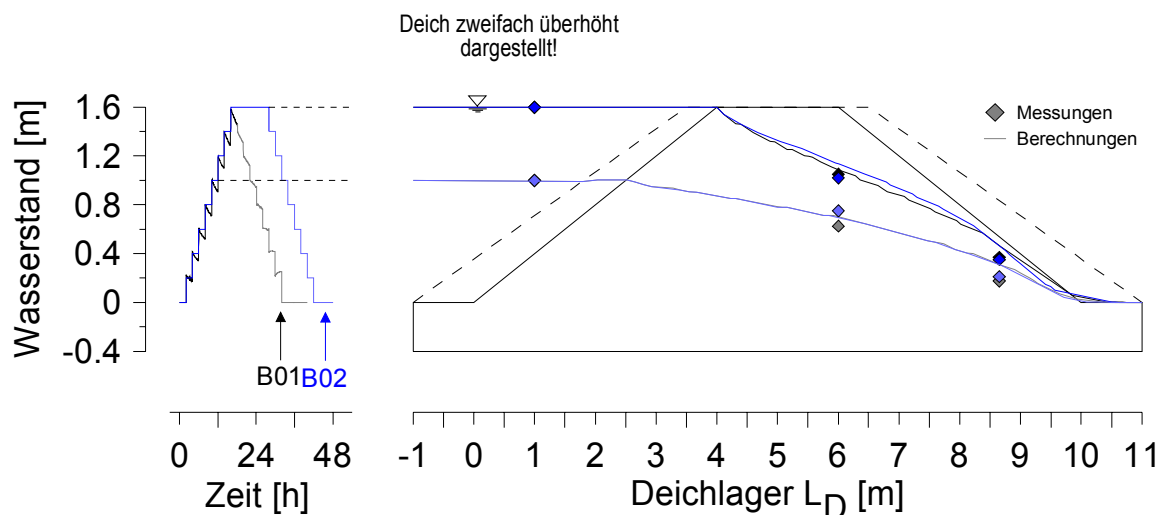


Abb. 5-13: Gemessene und berechnete instationäre Feuchtefront (Sickerlinie) im Modelldeich für Versuch B01 und B02

Während des ansteigenden Astes des Versuches B01 traten Probleme mit der Zulaufpumpe auf, so dass diese immer wieder ausfiel und somit die Wasserstandsganglinie einen leicht unregelmäßigen Verlauf annimmt.

Um die Auswirkungen unterschiedlicher Wasserstandsganglinien auf die Durchsickerung des Deiches besser beurteilen zu können, wird im Folgenden für die Betrachtung der Durchfeuchtungsfront im Deich der gesättigte Flächenanteil a_{Sat} [-] herangezogen:

$$a_{\text{Sat}} = \frac{A_{\text{Sat}}}{A_{\text{Deich}}} \quad \text{Glg. 5-1}$$

A_{Sat} gesättigte Fläche [m²] (i. d. R. Fläche unterhalb der Sickerlinie)

A_{Deich} Fläche des Deichquerschnitts [m²]

Der Flächenanteil a_{Sat} wird in folgendem Diagramm mit dem Einstaugrad ε (siehe Glg. 6-6, S. 221) aufgetragen. Es ist nun leicht zu erkennen, dass die Versuche A02 und A04 an die berechneten stationären Verhältnisse heranreichen. Während Versuch A01 noch fast 60% der Deichfläche sättigt, schafft es der kurze Einstau von Versuch A03a nur auf 50% (Abb. 5-14).

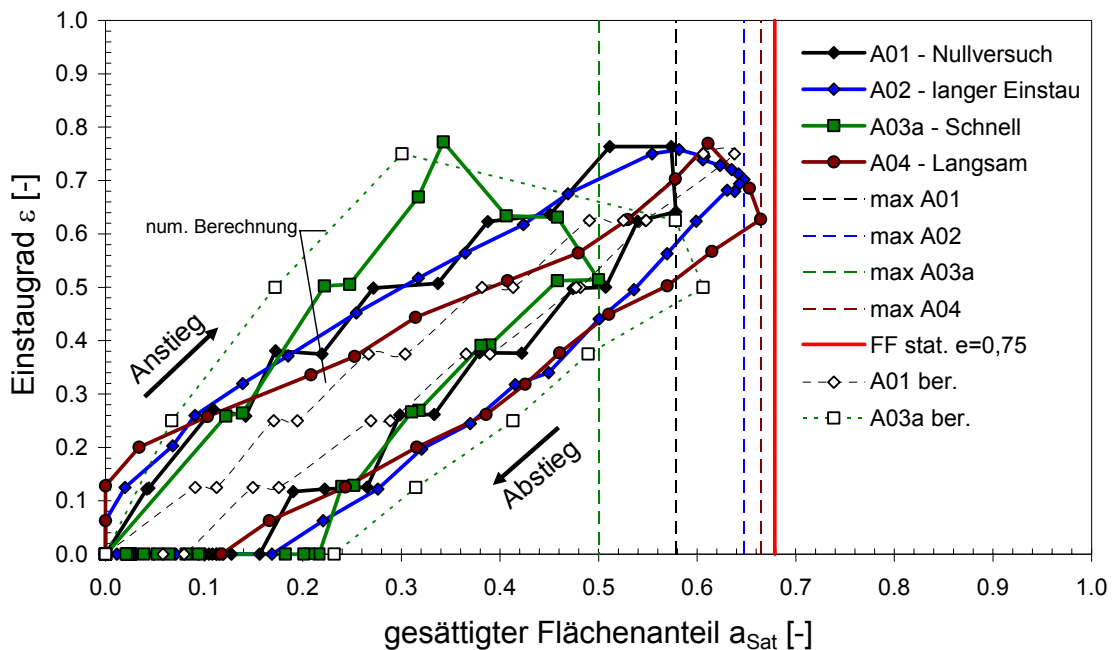


Abb. 5-14: Gesättigter Flächenanteil a_{Sat} und Einstaugrad ε für die Versuche A01, A02, A03a und A04 (gemessen), für A01 und A03a zusätzlich berechnet

Auch zu erkennen ist, dass die maximale Durchsickerung z. T. erst nach dem zeitlichen Auftreten des maximalen Wasserstandes auftritt. Näheres hierzu ist im Kapitel 7 bei der instationären Durchsickerung unter Abschnitt 7.2.4 zu finden.

5.6.2 Einfluss von Vorwellen

Vorwellen wurden in den Versuchen A05 ohne und A09 mit Grasnarbe simuliert. Versuch A09 wird in Abschnitt 5.6.4 im Zusammenhang mit der Wirkung von Grasnarben näher erläutert. In Abb. 5-15 sind die Ganglinien von Versuch A01 und A05 sowie an definierten Zeitpunkten die berechnete und gemessene Sickerlinie dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Voreinstau eine im Vergleich zur Wasserstandsganglinie A01 verstärkte Durchsickerung und Beschleunigung der Durchsickerungszeit erzeugt.

Die Beschleunigung sowie die Verstärkung, sprich die Erhöhung der Sickerlinie, lässt sich aus Abb. 5-16 folgern. Die Hysteresiskurve von Versuch A05 erreicht den maximalen Sättigungsanteil von Versuch A01 bereits bei einem Einstaugrad $\varepsilon = 0,70$.

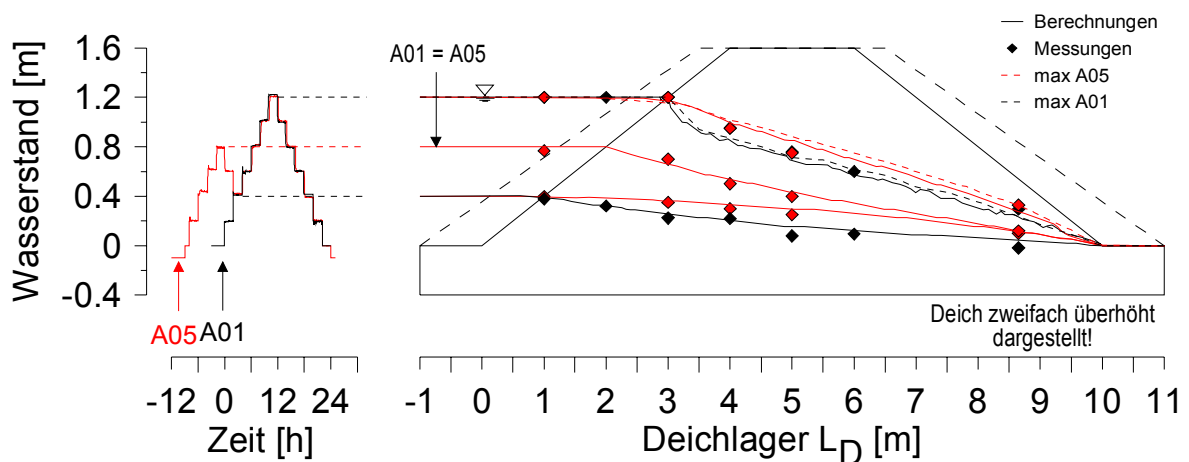


Abb. 5-15: Gemessene und berechnete instationäre Feuchtefront (Sickerlinien) im Modelldeich für Versuch A01 und A05 zu ausgewählten Zeitpunkten

Dieselbe Flächensättigung wie bei Versuch A05 tritt bei Versuch A01 bei $\varepsilon = 0,64$ am absteigenden Ast auf. Die Zeitpunkte bei linearer Annahme der Wasserstandsganglinien können somit zu $t_{\varepsilon=0,70;A05} = 11,2$ h und $t_{\varepsilon=0,64;A01(\text{abst.Ast})} = 13,8$ h ermittelt werden. Das ergibt somit eine Beschleunigung der Durchsickerung von $\Delta t = 2,6$ h (14,5%). Setzt man die maximalen, gesättigten Flächenanteile von Versuch A05 $a_{\text{sat,max}} = 0,63$ und Versuch A01 $a_{\text{sat,max}} = 0,58$ ins Verhältnis, erhält man einen Quo-

tienten von 1,08, also eine Erhöhung des gesättigten Flächenanteils um 8%.

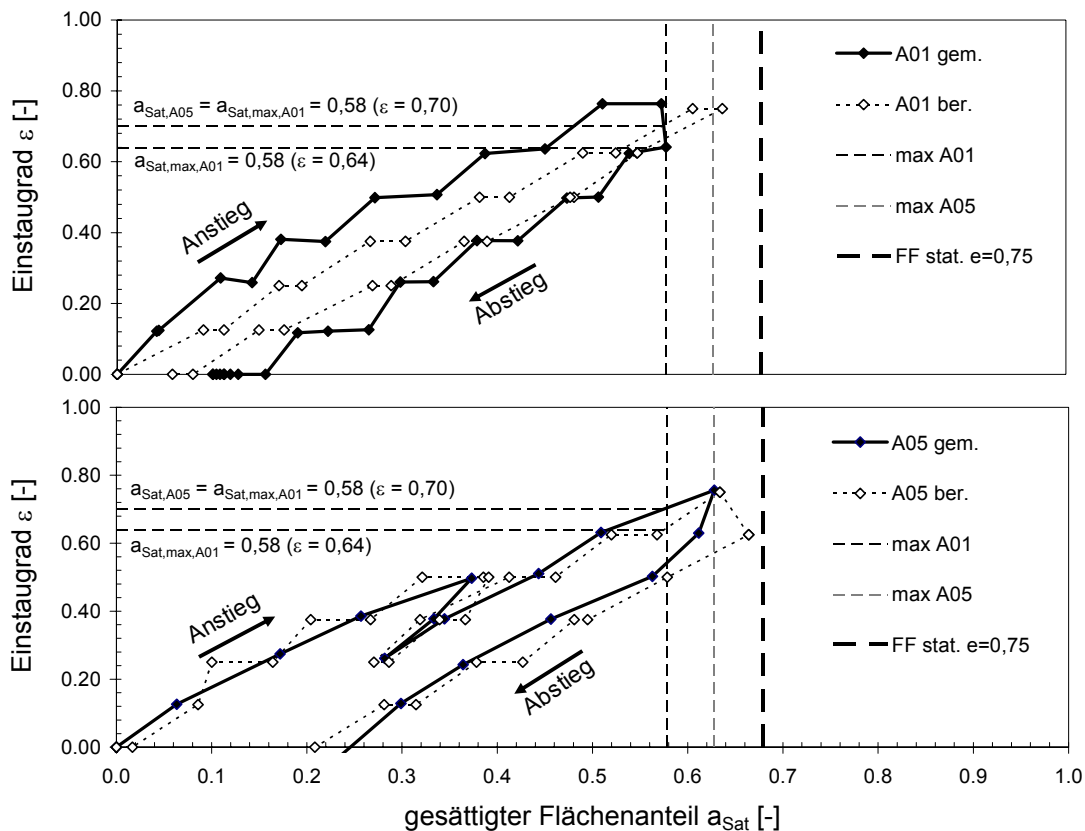


Abb. 5-16: Gesättigter Flächenanteil a_{Sat} und Einstaugrad ϵ für die Versuche A01 und A05 (Vorwelle)

Bei Betrachtung der maximalen Sickerlinien beider Versuche (vgl. Abb. 5-15) ergibt sich eine mittlere Erhöhung der Sickerlinie von $\Delta h = 0,09$ m, was ebenfalls einem prozentualen Anstieg von 8% entspricht. Der Vergleich der Berechnungsergebnisse ergibt in etwa das gleiche.

5.6.3 Einfluss von Regenereignissen

Die in Tab. 5-4 angegebenen Regenintensitäten bzw. Regenereignisse von $i_N = 3,6 \div 40$ mm/h wurden in neun Versuchen untersucht. Die Versuche A05a und A05c sowie A08 weisen einen Einstau mit der Wasserstandsganglinie I (vgl. Tab. 5-3) auf. Bei Versuch B05 wurde die Ganglinie I zeitweise mit Regen der Intensität $i_N = 40$ mm/h überlagert.

Bei Betrachtung der mittleren Sättigung S_m des Modelldeiches ist erkennbar, dass im Vergleich zu dem Verlauf der mittleren Sättigung bei Versuch A01 ohne Bereg-

nung die Vorregenereignisse keine merkliche Erhöhung oder Beschleunigung der Durchsickerung verursachen. Dies liegt zum einen daran, dass eine durchlässige Untergrundsicht vorhanden ist, was eine Ableitung des Sickerwassers in den Untergrund ermöglicht und dem Auftreten von Stauwasser entgegenwirkt, und zum anderen, dass die Regenereignisse vor dem Einstau enden, so dass Zeit für die Entwässerung des Deichkörpers stattfinden kann. Die Entwässerung des verwendeten Deichmodells vollzieht sich aufgrund der hohen Durchlässigkeit und des bodenspezifischen Saugspannungsverhaltens sehr rasch.

Alle Regenintensitäten verursachen nach bestimmter Zeit einen stationären Feuchtezustand im Deich, was die annähernd waagrechten Verläufe der mittleren Sättigung in Abb. 5-17 zeigen. Berechnungen belegen, dass dieses Verhalten bei allen Regenintensitäten auftritt (vgl. Abb. 5-19). Höhere Regenintensitäten verursachen also sowohl eine schnellere Sättigungserhöhung des Deichkörpers als auch ein höheres Sättigungsniveau. Eine Beschleunigung der Durchsickerung erzeugte allerdings nur eine Überlagerung von Einstau und Regen, wie es bei Versuch B05 der Fall war (Abb. 5-17).

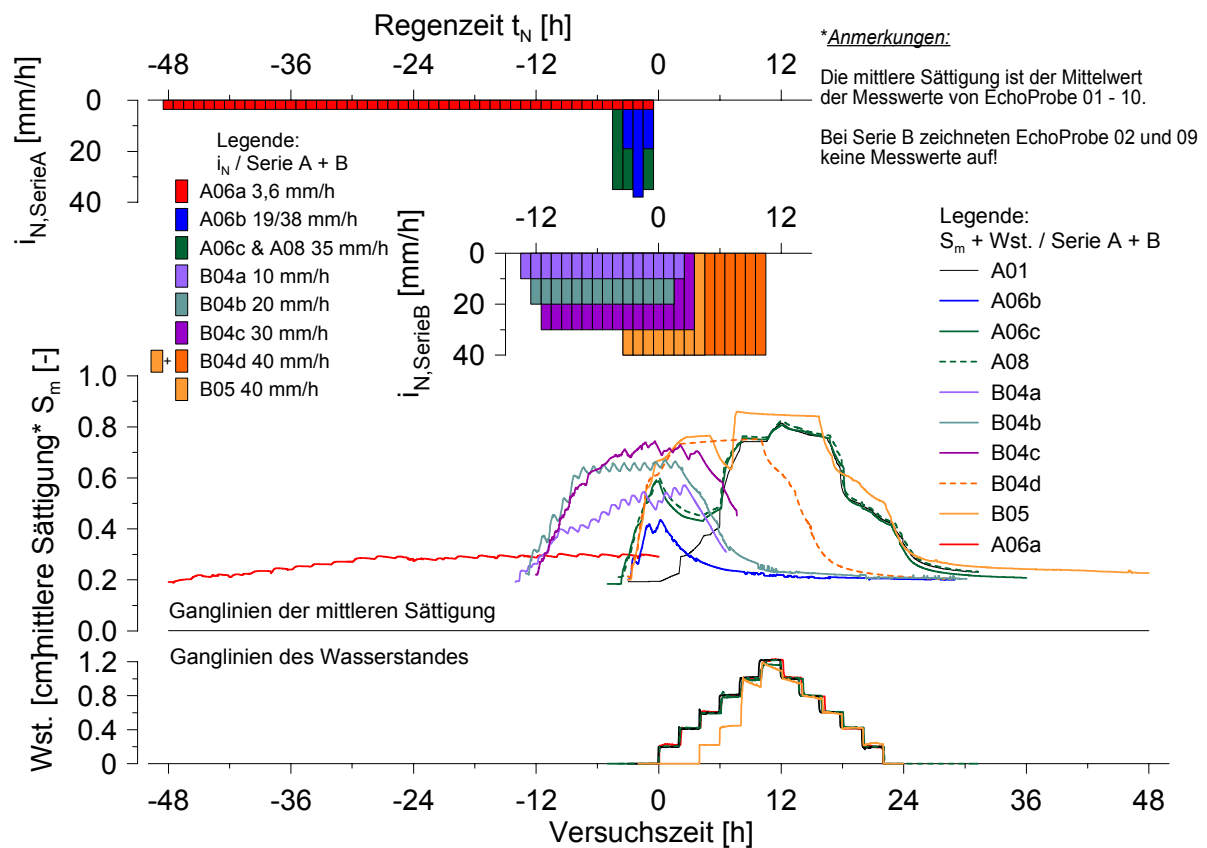


Abb. 5-17: Verlauf der mittleren Sättigung S_m für alle Versuche dargestellt mit der entsprechenden Regenintensität i_N und ggf. der Wasserstandsganglinie

Für die betrachteten zehn Böden – zwei Bodenmaterialien vom Deichmodell (Abschnitt 5.2) und acht theoretische Deichböden (siehe Abschnitt 4.5) – werden in dieser Arbeit Einströmrandbedingungen abgeschätzt, die im Berechnungsprogramm den Niederschlag simulieren. Diese Randbedingungen wurden an den Berechnungsversuchen am Modell kalibriert und auf andere Bodenarten übertragen unter der Annahme, dass gleiche Intensitäten auch den gleichen, mit Luft gefüllten Porenraum oberflächlich bewässern und die Regenintensitäten zur Infiltrationsmenge einen linearen Zusammenhang aufweisen (vgl. Abb. 2-15), was natürlich aufgrund der Vereinfachungen mit Unsicherheiten behaftet ist.

Dabei liegt die Einströmrandbedingung stets um den durch die Niederschlagsintensität i_N befüllten Porenraum Δn_{i_N} [-] über der Sättigung bei Restfeuchte (Feldkapazität) $\theta_{r,FK}$ [-], so dass für die Wassergehalt θ_{i_N} an der Infiltrationsfläche folgender Zusammenhang angenommen wird:

$$\theta_{i_N} = \theta_{r,FK} + \Delta n_{i_N} \quad \text{Glg. 5-2}$$

Als Randbedingung kann anhand der Saugspannungsverläufe der unterschiedlichen Böden über die Sättigung S_{i_N} eine negative Druckhöhe aus Abb. 5-18 für $i_N = 1,0 \div 40$ mm/h abgelesen werden.

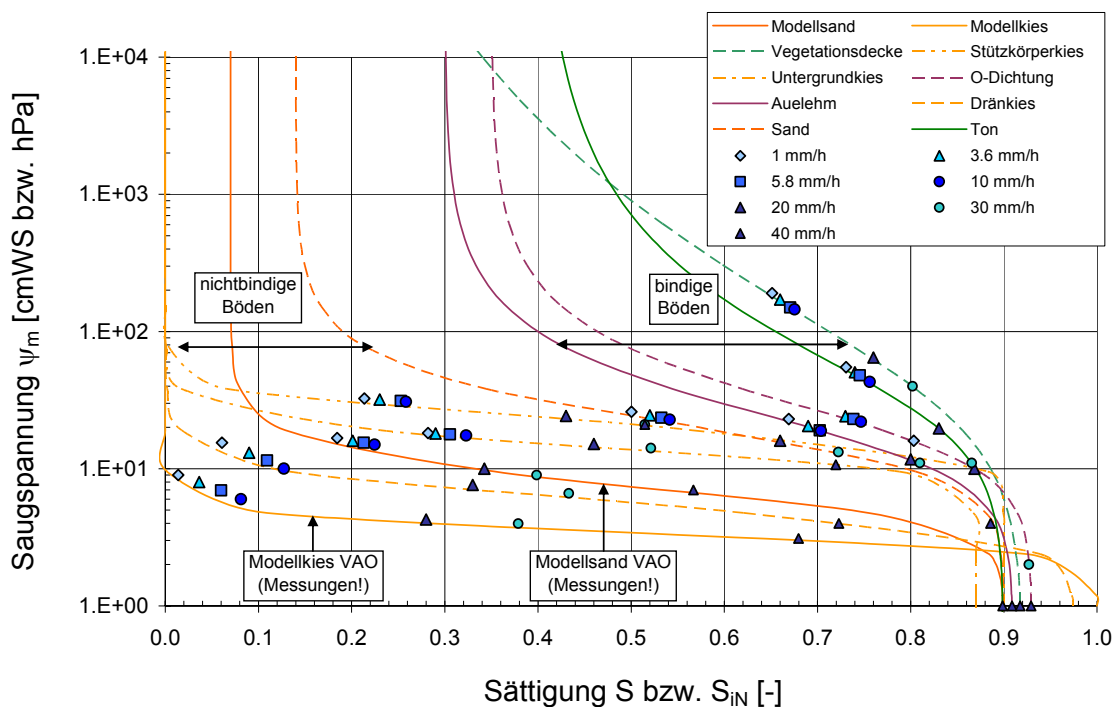


Abb. 5-18: Einfluss von unterschiedlichen Regenintensitäten i_N auf die Einströmrandbedingung (Sättigung, Potential) aller betrachteten Böden

Die Ergebnisse der mit Berechnung durchgeführten Versuche zeigen, dass mit steigender Regenintensität die anfängliche Zuwachsrate der mittleren Sättigung zunimmt und stationäre Verhältnisse schneller erreicht werden. Abb. 5-19 zeigt, dass die Ganglinien der mittleren Sättigung von Messung und Berechnung eine gute Übereinstimmung aufweisen. Auch punktuell weisen Messungen gute Übereinstimmung auf, was anhand von Vergleichen ausgewählter gemessener und berechneter Sättigungsganglinien an den jeweiligen Messpunkten belegt wird (siehe Anhang 24, S. 372).

Die erreichbaren mittleren stationären Sättigungen nehmen bei steigender Regenintensität verhältnismäßig schwach zu. Die stationären Zustände werden bei $i_N = 3,6$ mm/h erst nach etwa 24 h erreicht, bei den höheren Intensitäten $i_N = 20 \div 30$ mm/h bereits nach etwa 6 h. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die zeitgesteuerte Regulierung der Regenmengen nicht eine gleichmäßige, kontinuierlich andauernde Beregnung zur Folge hat, was die unterschiedlichen Ergebnisse von Berechnung und Messung besonders bei niedrigen Sättigungen $i_N < 10$ mm/h erklärt.

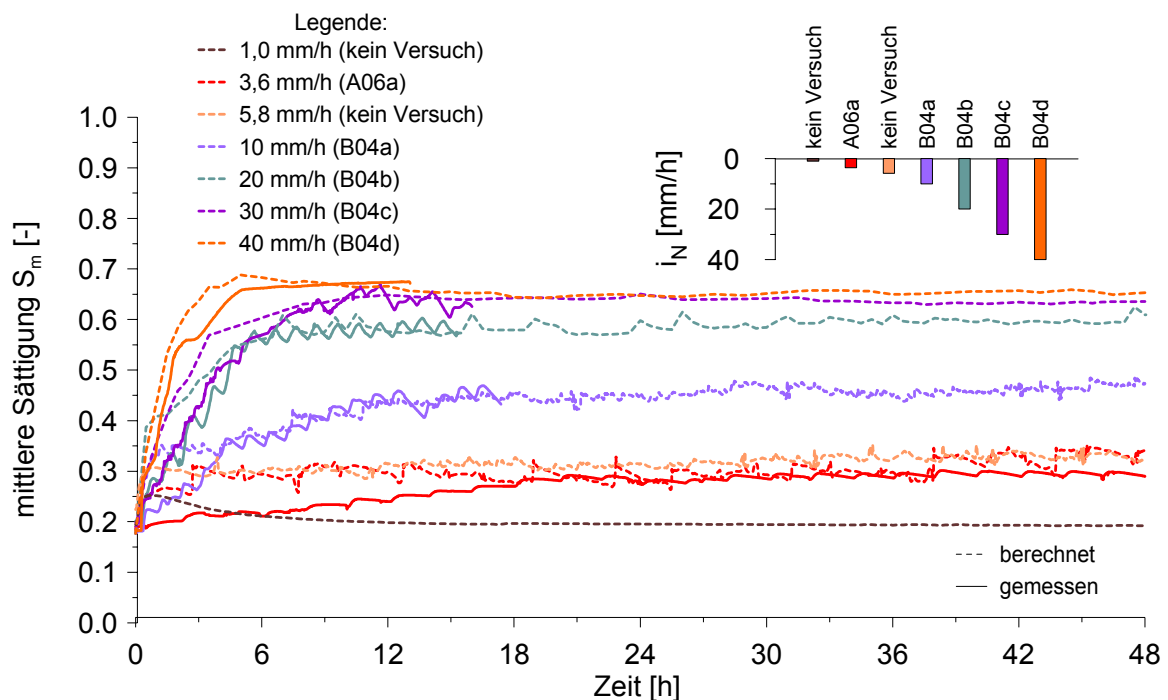


Abb. 5-19: Vergleich der Messdaten mit Berechnungen der mittleren Sättigung S_m für unterschiedliche Regenereignisse

Die unterschiedliche Aufsättigung des Deichkörpers und das in den Deich infiltrierende Regenwasser lassen sich am einfachsten an einer Darstellung der Sättigungsverhältnisse im Deich veranschaulichen. Für $i_N = 30$ mm/h sind in Abb. 5-20 die

Sättigungsverhältnisse dargestellt. Die Menge des infiltrierenden Regenwassers verursacht eine Anhebung der gesättigten Fläche bzw. der Sickerlinie im Deich. Im Kronenbereich erfolgt eine gleichmäßige Einsickerungen. Im Bereich der Böschungen und an den Materialübergängen treten vertikale Sickerwegigkeiten mit erhöhten Sättigungen auf. Dies kann z. T. physikalisch begründet werden. Dort wo bereits eine hohe Ausgangssättigung vorlag, bilden sich auch verstärkt Sickerwegigkeiten aus.

Die Sättigung nahm im Modellversuch mit $i_N \approx 2,0$ mm/h bereichsweise maximal um 25% zu und dies, wie bereits erwähnt, vornehmlich oberflächennah. Eine laterale Durchsickerungskonzentration nahe unter der Oberfläche konnte bei den eigenen Versuchen nicht bestätigt werden.

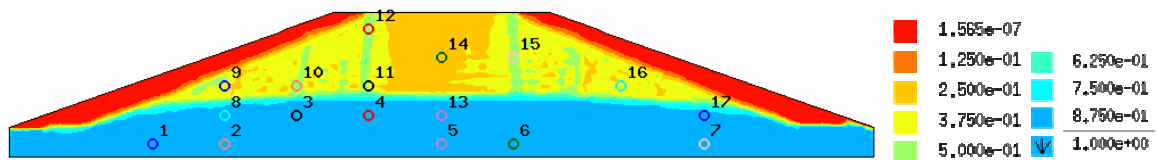


Abb. 5-20: Berechnete stationäre Sättigungsverhältnisse im Deichmodell während der Infiltration bei Niederschlagsintensitäten von $i_N = 30$ mm/h

Nur ein Teil des infiltrierenden Wassers wurde im Deich gespeichert und führt zu einer Erhöhung der Sättigung. Die untersuchten Berechnungsintensitäten i_N verursachten die in Abb. 5-21 gezeigten gespeicherten Niederschlagshöhen $i_{N,Sp}$ [mm/h].

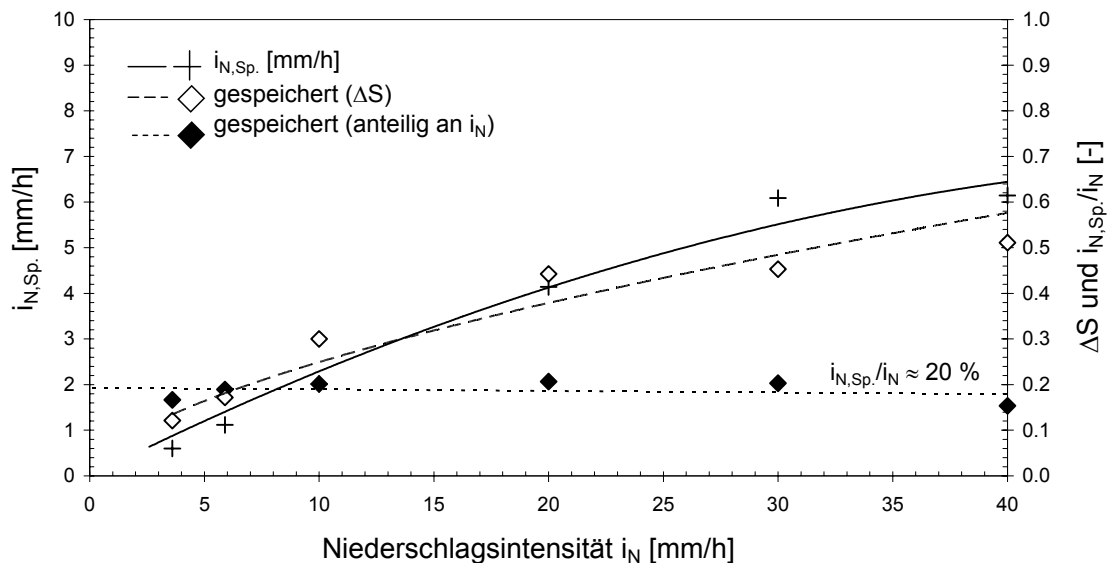


Abb. 5-21: Mittlere gespeicherte Niederschlagsintensität $i_{N,Sp}$ und mittlere Sättigungserhöhung ΔS abhängig von der Niederschlagsintensität i_N

Im Mittel wurden etwa 20% der gesamten Niederschlagsmenge im Deich gespeichert, was eine Erhöhung der mittleren Sättigung S_m von 12% für $i_N = 3,6$ mm/h bis über 50% bei $i_N = 40$ mm/h zur Folge hatte.

5.6.4 Einfluss einer Grasnarbe

Der Einfluss der Grasnarbe war generell als relativ gering zu bewerten bzw. teilweise messtechnisch nicht zu erfassen. Das lag hauptsächlich daran, dass die Durchlässigkeit der Grasnarbe mit $k_S = 2 \cdot 10^{-4}$ m/s in etwa der Durchlässigkeit des Deichmaterials entsprach (vgl. Abschnitte 3.5.5.4 und 5.2). Bei der Durchsickerung infolge Einstaus war folglich kein Einfluss erkennbar. Dies zeigt der Vergleich der Versuche A01 und A07 (Abb. 5-22).

Bei Versuch A08 wurde der Deich mit Grasnarbe einem Regenereignis mit anschließendem Einstau (Ganglinie I) unterzogen. Der Vergleich mit Versuch A06c ohne Grasnarbe zeigt, dass die mittleren Sättigungsverhältnisse annähernd identisch sind (Abb. 5-17).

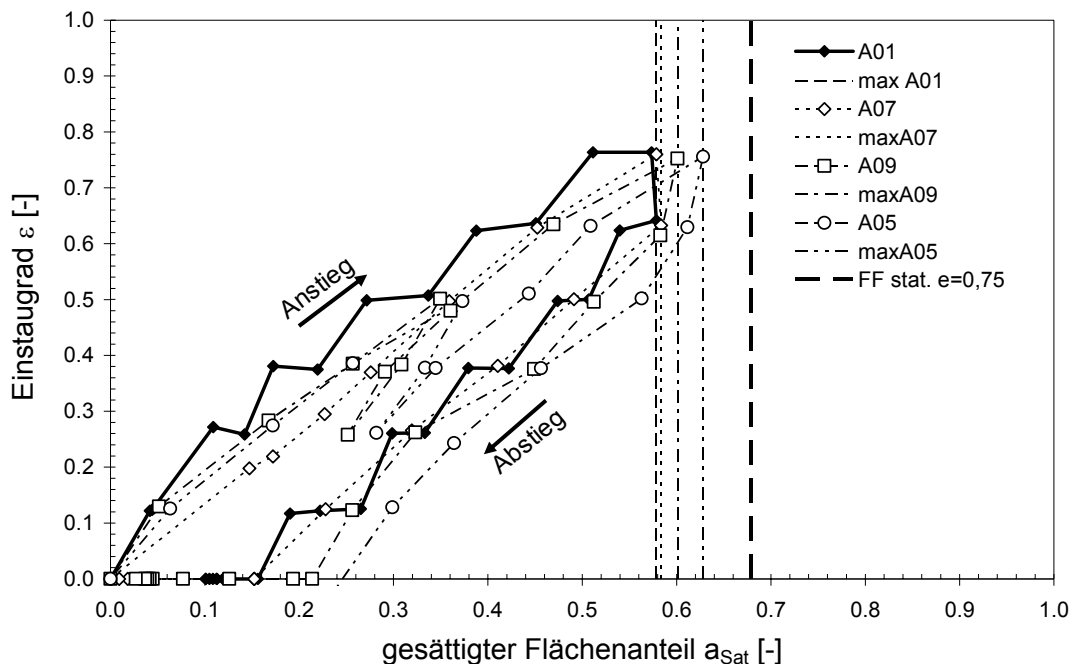


Abb. 5-22: Gesättigter Flächenanteil a_{Sat} und Einstauggrad ϵ für die Versuche A01, A05 (Vorereignis), A07 (Grasnarbe) und A09 (Grasnarbe mit Vorereignis)

Dies bedeutet, dass für Vorregen III mit $i_N = 40$ mm/h die Grasnarbe und die darauf

befindliche Vegetation keinen Einfluss hat. Da es sich bei der untersuchten Regenintensität um ein extremes Ereignis handelt, kann trotzdem nicht ausgeschlossen werden, dass bei schwächeren Niederschlagsereignissen die Pflanzen Regenwasser in der Vegetationsdecke zurückhalten können. Vergleicht man A01, A05 (Vorereignis), A07 (Grasnarbe) und A09 (Grasnarbe + Vorereignis) miteinander, so ist erkennbar, dass das Niederschlagsvorereignis eine Verstärkung der Durchsickerung verursacht.

Die Störstellen im Deich zeigten keine Veränderung des Durchsickerungsverhaltens. Auch wenn die Störstellen die Vegetationsdecke durchlässiger werden ließen, ist aufgrund der geringen Dicke dieser ($d_{VG} = 0,15 \text{ m}$) keine messbare Änderung eingetreten, was auch einfache Abschätzungen der stationären Durchsickerung unter Verwendung des analytischen Ansatzes von KOZENY-CASAGRANDE (siehe Abschnitt 6.2) bestätigen.

Der Vergleich der Versuche A02 ohne und A10 mit Grasnarbe und Störstellen bei sonst gleichen Randbedingungen ist in Abb. 5-23 dargestellt und bestätigt die Aussage, dass die Grasnarbe auch zzgl. Störstellen bei derartigen Belastungen inkl. Randbedingungen und dem vorliegenden Deichsystem keinen Einfluss zu haben scheint. Die Durchflussmengen der Versuche unterscheiden sich nur geringfügig. Bei A10 ist die Durchflussmenge unwesentlich geringer.

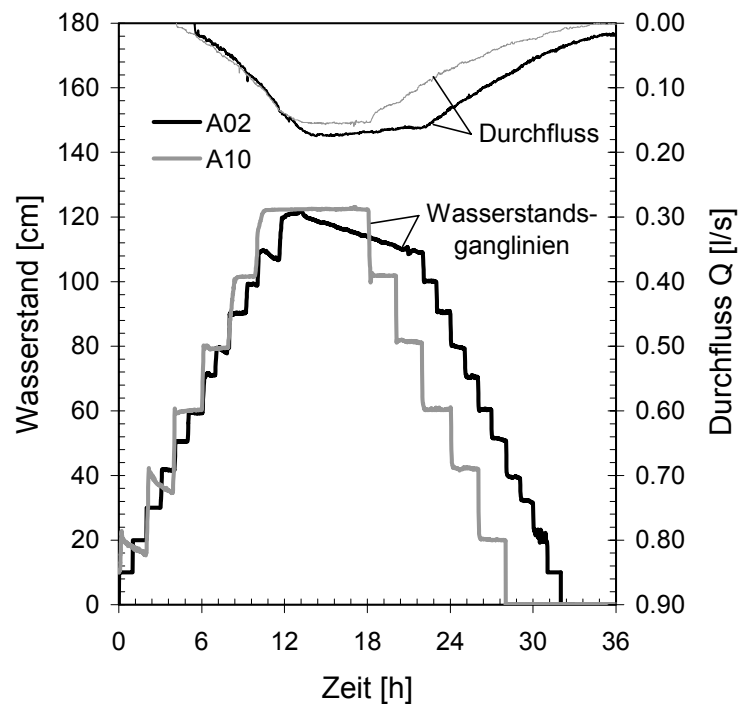


Abb. 5-23: Durchflussmengen der Versuche A02 und A10 im Vergleich

5.7 Zusammenfassung

Die in den vorhergehenden Abschnitten erläuterten Untersuchungsgrößen waren

- unterschiedliche Wasserstandsganglinien,

- ein Ganglinienvorereignis,
- Regenereignisse vor und während des Einstaus und
- eine Grasnarbe.

Zusammenfassend können anhand der am Deichmodell durchgeführten Versuche folgende Zusammenhänge bestätigt werden:

1. Wasserstandsganglinien mit schnellen An- und Abstiegsgeschwindigkeiten sorgen i. d. R. für eine schwächer ausgeprägte Durchsickerung. Länger anhaltende hohe Wasserstände bewirken naturgemäß die stärkste Durchsickerung. Bei den Versuchen konnten die stationären Verhältnisse für unterschiedliche Einstauhöhen in etwa erreicht werden.
2. Das untersuchte Einstauvorereignis führte zu einer Beschleunigung bzw. Verstärkung der Durchsickerung.
3. Vorregenereignisse hatten, sofern sie nicht simultan mit dem Einstauereignis auftraten, keine wesentliche Verstärkung der Durchsickerung des Deichmodells zur Folge. Das untersuchte Simultanregenereignis sorgte für ein schnelleres Erreichen der maximalen mittleren Sättigung.
4. Die untersuchte Grasnarbe hatte aufgrund ihrer in etwa dem Deichmaterial entsprechenden Durchlässigkeit und ihrer geringen Dicke im Großen und Ganzen keinen eindeutig nachweisbaren Einfluss auf die Durchsickerung, sei es bei Einstauereignissen, Regenereignissen oder Störstellen. Beim Vorereignis sorgt die Grasnarbe für eine leichte Verringerung der Durchsickerung.

Mit Hilfe der Durchführung der Berechnungsversuche sind Randbedingungen (Abb. 5-18) für die numerischen Berechnungen abgeschätzt worden, mit denen nun auch numerisch Berechnungen simuliert werden können. Darüber hinaus konnte gezeigt werden, dass die für die Deichmaterialien abgeschätzten geohydraulischen Bodenparameter zutrafen und das Saugspannungsverhalten inkl. Hysterese mittels des van-Genuchten-Mualem-Modells in den numerischen Berechnungen richtig abgebildet wurde. Einem analogen Vorgehen bei der rechnerischen Abschätzung der Durchsickerung anderer Deichsysteme aus unterschiedlichen Deichböden und Baumaterialien steht somit nichts mehr im Wege.

6 Stationäre Durchsickerung von Deichen

6.1 Allgemeines

„Bei dem Entwurf und der Berechnung von Deichen mit und ohne Dichtungen ist mit der Möglichkeit einer völligen Durchsickerung bis zur landseitigen Böschung zu rechnen.“ DIN 19712 (1997) fordert dies generell für alle Deiche. Jedoch bereits Schmidbauer u. Erb (1958) bemerken, dass *„genau geprüft werden [muss], ob die Bemessung eines kurzzeitig eingestauten Deiches nach der Durchfeuchtungsgrenze erfolgen kann oder ob vorsorglich die stationäre Sickerströmung und Sickerlinie⁴⁷ zugrunde gelegt werden müssen.“* Auf die Abhängigkeit der Durchfeuchtung des Deiches u. a. von der Materialdurchlässigkeit, vom Deichaufbau, vom Vorsättigungszustand und von der Dauer des Hochwassers sowie von der absoluten Höhe des Wasserstandes vor dem Deich wird in DIN 19712/1997 hingewiesen, aber aufgrund von Sicherheitsaspekten wird bei Ermangelung einer exakten Datenbasis die Annahme des stationären Durchsickerungszustandes für die Bemessung empfohlen.

Bei Erreichen der stationären Durchsickerungsverhältnisse treten mit fortschreitender Zeit keine Änderungen mehr auf. Die geometrischen Einflussparameter auf die stationäre Durchsickerung bei einem homogenen Deich sind in Abb. 6-1 dargestellt. Die Durchlässigkeit der Deichmaterialien beeinflusst den Zeitpunkt, ab dem stationäre Verhältnisse auftreten, und die Menge des Sickerwassers. Bei Deichen mit unterschiedlichen Materialien spielt vor allem das Durchlässigkeitsverhältnis aneinander grenzender Böden eine Rolle.

Die Durchsickerung bei stationären Verhältnissen wird neben der Geometrie vor allem vom Aufbau des Deiches bestimmt, was in der Zusammenstellung unterschiedlicher Deichsysteme gezeigt wird (Abb. 6-2). Homogene Deiche auf undurchlässiger Untergrundsicht erfahren i. Allg. die größte Durchsickerung. Bei homogenen Deichen auf durchlässigem Untergrund stellt sich aufgrund der Verlagerung eines Teils der Strömung in den Untergrund eine verminderte Durchsickerung des Deichs ein (Abb. 6-2 – Fall 1, vgl. Abb. 6-1).

Die Abschwächung der Durchsickerung hängt dabei von der Mächtigkeit der durch-

⁴⁷ Als Sickerlinie oder -fläche wird i. Allg. die Wasserspiegellinie des in den Deich eindringenden und diesen durchströmenden Sickerwassers bezeichnet. Die Sickerlinie ist gekennzeichnet dadurch, dass dort maximale Sättigung und atmosphärischer Druck herrschen. Die Sickerlinie kennzeichnet den Übergang von der gesättigten zur ungesättigten Zone.

lässigen Untergrundschiicht ab (siehe Abschnitt 6.5.2). Sind Dichtungen vorhanden, findet dort ein Großteil des Druckabbaus statt. Wie groß dieser ausfällt, hängt vom Verhältnis der Durchlässigkeit der Dichtung zu der Durchlässigkeit der angrenzenden Materialien ab (Abb. 6-2 – Fälle 2 und 3).

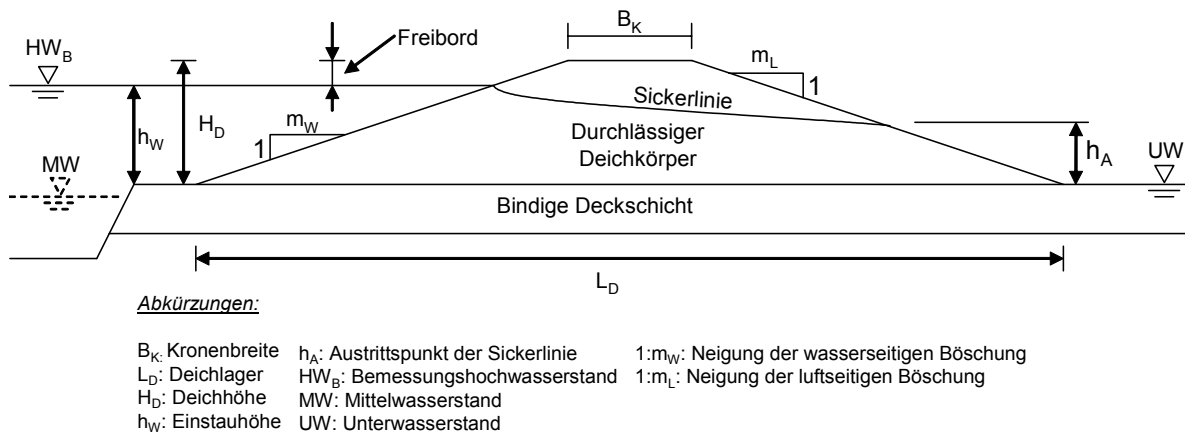
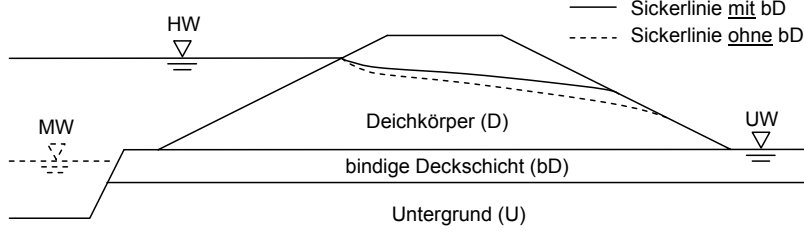


Abb. 6-1: Stationäre Durchsickerungsverhältnisse eines Deiches auf undurchlässigem Untergrund (vgl. z. B. DVWK 210/1986)

Die Reduktion der Durchsickerung durch unvollkommene, unterströmte Dichtungen ist i. d. R. sehr beschränkt (Abschnitt 6.6.3). Dränkörper sorgen dafür, dass das anfallende Sickerwasser bei einem relativ niedrigen Gradienten im Dränkörper abfließen kann und je nach Lage und Größe des Dräns die Sickerlinie in das Innere des Deichkörpers verlagert wird (Abb. 6-2 – Fälle B).

Die Unterströmung von Staubauwerken, wenn eine hydraulische Trennung der Strömungen in Bauwerk und Untergrund – dies ist bei Deichen beim Vorhandensein einer relativ undurchlässigen, ungestörten Deckschicht der Fall – möglich ist, wird in dieser Arbeit nicht explizit behandelt. Ausführungen hierzu sind z. B. in Buß (1987) und unter Berücksichtigung unvollkommener Abdichtungsbauwerke in Brauns (1979, 1980) zu finden. Hinweise zur Entwicklung von Wasserdrücken unter einer bindigen Deckschicht mit darauf gelagerten Deichen sind in USACE EM (1986) und basierend auf Messungen während Hochwasser an Rheindeichen in Kärcher et al. (1997, 2001) enthalten.

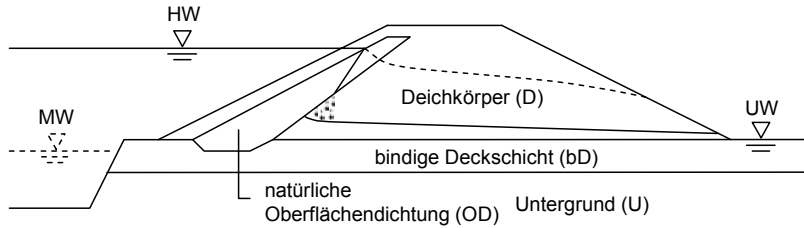
1A Homogener Deich



Annahmen:

1. $k_D \approx k_U$
2. $k_D \gg k_{ID} \approx k_{OD}$
3. $k_D > k_{bD} > k_{ID/OD}$
4. $k_D < k_{Dr}$

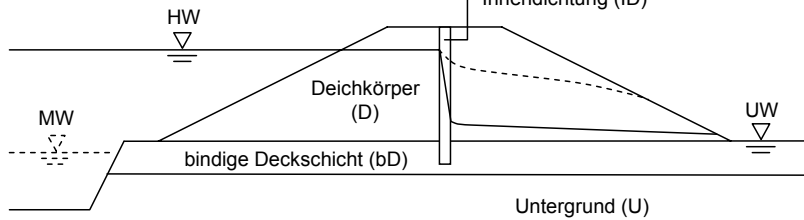
2A Deich mit Oberflächendichtung



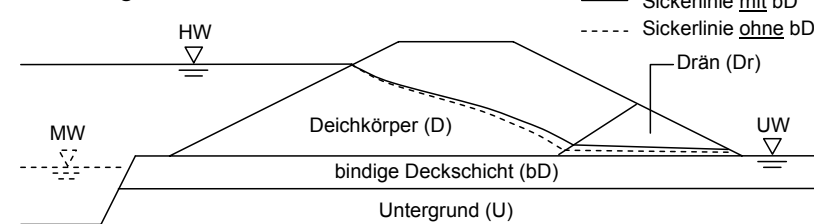
Abkürzungen:

- | | |
|----|---------------------------|
| HW | Hochwasserstand |
| MW | Mittelwasserstand |
| UW | Unterwasserstand (bei HW) |
| k | Durchlässigkeit |

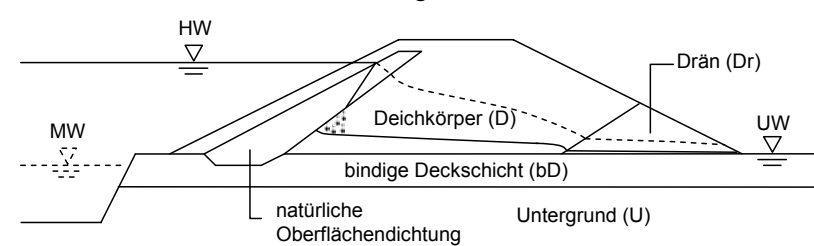
3A Deich mit Innendichtung



1B Homogener Deich mit Drän



2B Deich mit Oberflächendichtung und Drän



3B Deich mit Innendichtung und Drän

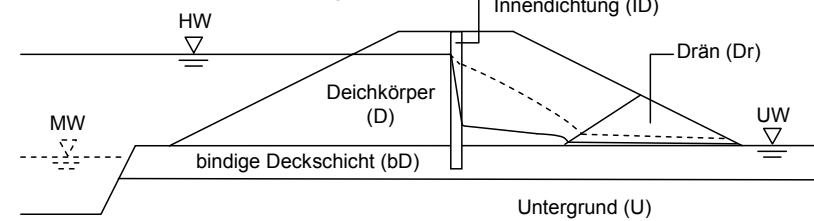


Abb. 6-2: Skizzierte stationäre Durchsickerungszustände unterschiedlicher Deichsysteme mit und ohne bindige Deckschicht (siehe Uginchus 1960)

6.2 Übersicht der gängigsten analytischen Verfahren

Zur Abschätzung der stationären Sickerströmung und der Sickerlinie existieren zahlreiche Verfahren, welche i. Allg. mittels Modellversuchen verifiziert wurden (vgl. z. B. Casagrande 1934, Davidenkoff 1964, Erb 1965, Dachler 1936).

Die Verfahren von DACHLER, PAVLOVSKY, DACHLER-PAVLOVSKY, CASAGRANDE und KOZENY-CASAGRANDE sind die bekanntesten und in der Baupraxis, zumindest im deutschen und angelsächsischen Raum, die gängigsten Verfahren zur Bestimmung der stationären Sickerlinie von Dammbauwerken auf undurchlässigem Untergrund. Dabei können Dichtungen, Dräns und Anisotropie bzw. Schichtung berücksichtigt werden. Für baupraktische Fragestellungen reicht die Anwendung der genannten analytischen Verfahren häufig aus.

Der einfachste Ansatz zur Bestimmung der stationären Durchsickerungsfront im Deich ist die Anwendung der eindimensionalen Strömungsgleichung unter Berücksichtigung der DUPUIT-FORCHHEIMER-Annahme⁴⁸ (vgl. Abschnitt 2.5.3). Allerdings werden dadurch die den Dammbauwerken eigenen Einström- und Ausströmrandbedingungen vernachlässigt, was zu Ungenauigkeiten führt. Bei sehr flach geneigten Dammbauwerken bzw. Deichen kann die erzielbare Genauigkeit der Abschätzung mit Hilfe von eindimensionalen, analytischen Verfahren unter Verwendung der DUPUIT-FORCHHEIMER-Annahme ausreichend sein. Physikalisch entspricht diese Annahme bei Dämmen und Deichen nicht den realen Verhältnissen, da aufgrund der Vereinfachungen sowohl der Einströmbereich und die dort auftretende Verlusthöhe als auch der Ausströmbereich und die dort auftretende Einschnürung nicht berücksichtigt werden (Reddi 2003).

Schaffernak (1917) und Iterson (1919) entwickelten Lösungen, indem sie aus der Querschnittsfläche und dem hydraulischen Gradienten den Durchfluss ermitteln. Sie berücksichtigen dabei auch die besondere Form des jeweils betrachteten Deichquerschnitts. Infolge dessen formulierten sie eine Ausströmbedingung und legen dadurch eine Länge der Hangquelle über den durch die Böschungsneigung festgelegten hydraulischen Gradienten fest. Zwischen Einströmpunkt und Austrittspunkt der Sickerlinie h_A nehmen sie eine Parabel an. Casagrande (1937) verlegte den Ansatz-

⁴⁸ Die DUPUIT-FORCHHEIMER-Annahme trifft die Vereinfachung, dass die vertikalen Geschwindigkeiten gleich Null sind und Grund- bzw. Sickerwasseroberfläche bekannt ist (David 1999).

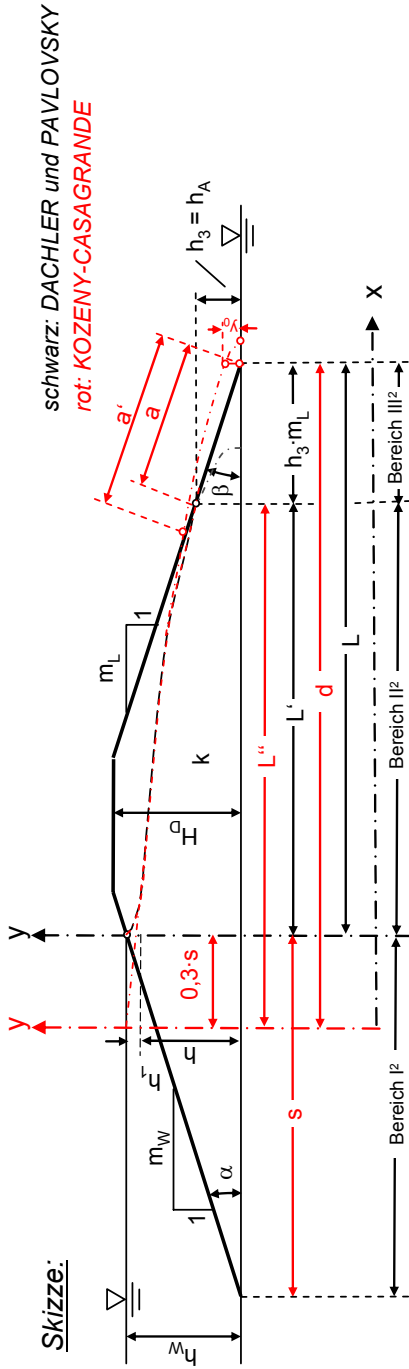
punkt der Parabel um ein Stück ins Oberwasser, um so etwaige Einströmverluste zu berücksichtigen (Reddi 2005). Genannte Lösungen gelten i. Allg. für Böschungsneigungen $\beta < 30^\circ$. Für Böschungsneigungen $\beta > 30^\circ$ verwendet Casagrande (1937) nicht $\tan(\beta)$, sondern $\sin(\beta)$ als hydraulischen Gradienten im Ausströmbereich. Kozeny (1931) entwickelte eine geschlossene analytische Lösung auf Basis des CASAGRANDE-Verfahrens, was im Folgenden als der Ansatz von KOZENY-CASAGRANDE (KC) bezeichnet wird.

Das Verfahren nach DACHLER-PAVLOVSKY beruht auf der von DACHLER und PAVLOVSKY propagierten Aufteilung des Erdbauwerkes in drei Teile (Fragmentenverfahren) und der daraus möglichen iterativen Gleichungslösung (Dachler 1936, Erb 1965).

Davidenkoff (1964) empfiehlt, da die Einströmbedingung von PAVLOVSKY eine zu geringe Durchsickerung hervorruft, für dieses Verfahren die Einströmbedingung von DACHLER zu verwenden und somit die Sickerlinie nach oben hin zu korrigieren, woraus das Verfahren DACHLER-PAVLOVSKY resultiert (Erb 1965).

In Chapuis u. Aubertin (2001) ist eine auf numerischen Berechnungen beruhende Möglichkeit zur Abschätzung der Sickerlinie sowohl für homogene Dämme als auch für Dämme mit Innendichtung angegeben, mit deren Hilfe stationäre Durchsickerungsverhältnisse auch unter Berücksichtigung der ungesättigten Zone abgeschätzt werden können. Mishra u. Singh (2005) entwickelten auf Basis des Fragmentenverfahrens ein analytisches Lösungsverfahren und werteten dies vergleichend mit Kozeny (1931) und dem Verfahren nach Casagrande (1934) aus. Da genauere Angaben zu den gewählten Randbedingungen sowohl bei Chapuis u. Aubertin (2001) als auch bei Mishra u. Singh (2005) fehlen, werden beide Ansätze nicht näher verfolgt.

Zur Berücksichtigung von Dränkörpern und/oder Dichtungen sowie von erhöhten Unterwasserständen existieren ebenfalls analytische Lösungen, die im Folgenden zwar für Vergleichszwecke herangezogen werden, aber nicht näher erläutert werden. Der Leser wird hiermit auf entsprechende Literaturstellen, wie z. B. Erb (1965), Davidenkoff (1964), USBR (1987), Uginchus (1960), u. v. m., für die Beschreibung der Verfahren verwiesen.



	Dachler ¹	Pavlovsky ^{1,3}	Kozeny-Casagrande ¹
Formeln:	$q/k = h_1 \cdot (1,12 + 1,93 / m_w)$ $q/k = (h^2 - h_3^2) / (2 \cdot L')$ $q/k = h_3 \cdot \sin(2\beta) / 2$ $L' = L - m_L \cdot h_3$ $h_w = h + h_1$	Formeln: $q/k = (h_1 / m_w) \cdot \ln(h_w / h_1)$ $q/k = (h^2 - h_3^2) / (2 \cdot L')$ $q/k = h_3 / m_L$ $L' = L - m_L \cdot h_3$ $h_w = h + h_1$	Formeln: $y_0 = \sqrt{h_w^2 + d^2} - d$ $a = \sqrt{h_w^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h_w^2} \cdot \cot^2(\beta)$ (für $\beta < 30^\circ$) a aus Diagramm mit: $a' = \frac{y_0}{(1 - \cos \beta)}$ (für $\beta > 30^\circ$) $h_3 = a \cdot \sin \beta$ $L'' = d - m_L \cdot h_3$
Sickerlinie:	$x = \frac{(h^2 - y^2) \cdot m_L}{h_3 \cdot \sin(2\beta)}$	Sickerlinie: $x = \frac{(h^2 - y^2) \cdot m_L}{h_3 \cdot 2}$	Sickerlinie: $x = \frac{L''}{(h_w^2 - h_3^2)} \cdot (H^2 - y^2)$
Sickermenge:	$q = k \cdot h_3 \cdot \sin(2\beta) / 2$	Sickermenge: $q = k \cdot h_3 / m_L$	Sickermenge: $q = k \cdot y_0$ (für $30^\circ \leq \beta \leq 180^\circ$) $q = k \cdot a \cdot \sin^2 \beta$ (für $\beta < 30^\circ$)
Fußnoten:			1 z. B. aus Erb (1965) 2 Fragmentenbereiche 3 Wird als Einstrombedingungen DACHLER verwendet, wird es als DACHLER-PAVLOVSKY- Verfahren bezeichnet.
			Diagramm:

Abb. 6-3: Analytische Verfahren zur Abschätzung der stationären Durchsickerung von homogenen Deichen auf undurchlässigem Untergrund

6.3 Einfluss der Anisotropie

Anhaltswerte zur Anisotropie sowie hier verwendete Werte wurden bereits in den Abschnitten 2.4.5 und 4.5 angegeben.

Bei Verwendung der analytischen Ansätze kann zur Berücksichtigung der Anisotropie die Deichgeometrie mit dem Faktor λ [-] gestreckt werden, wenn für den gesamten Strömungsbereich gleiche anisotrope Verhältnisse, sprich das gleiche Durchlässigkeitsverhältnis von vertikaler zu horizontaler Durchlässigkeit vorliegt (Dachler 1936).

$$\lambda = \sqrt{\frac{k_v}{k_h}} = \sqrt{\frac{1}{A}} \quad \text{Glg. 6-1}$$

k_v vertikale Durchlässigkeit [m/s]

k_h horizontale Durchlässigkeit [m/s]

A Anisotropiefaktor [-] (siehe Abschnitt 2.4.5, Glg. 2-33)

Die horizontale Lage der am verzerrten Deichquerschnitt ermittelten Wasserdruckhöhen bzw. der verzerrten Sickerlinie müssen mit dem Faktor λ' wieder in den unverzerrten Querschnitt eingepasst werden:

$$\lambda' = \frac{1}{\lambda} \quad \text{Glg. 6-2}$$

Für anisotrope Verhältnisse kann die mittlere Durchlässigkeitsbeiwert k_m folgendermaßen berechnet werden (Erb 1965):

$$k_m = \sqrt{k_v \cdot k_h} \quad \text{Glg. 6-3}$$

In Abb. 6-4 sind für einen Beispieldeich die stationären Verhältnisse unter Zuhilfenahme des Verfahrens von KOZENY-CASAGRANDE und unter Verwendung der Ergebnisse von numerischen Berechnungen dargestellt. Die Sickerlinie aus der Berechnung für $A = 10$ liegt gering, im Mittel 1,4 cm über der Linie mit $A = 1$. An der höchsten Stelle liegt sie 3,3 cm darüber, was zeigt, dass dies praktisch keine Auswirkungen hat. Gleiches zeigen auch die Ergebnisse nach KC, wobei zu erkennen ist, dass für einen Anisotropiefaktor $A = 10$ die Sickerlinie nach KC über der aus

den numerischen Berechnungen zum Liegen kommt. Der Einfluss der Zunahme der Anisotropie schlägt sich folglich bei den analytischen Verfahren stärker nieder.

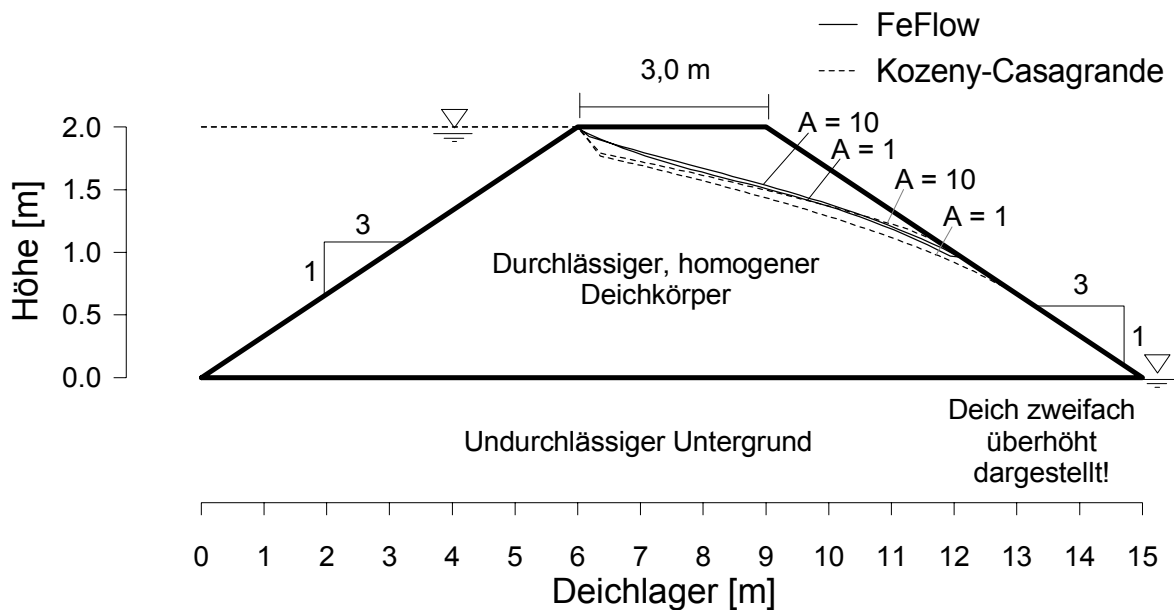


Abb. 6-4: Stationäre Sickerlinien für $A = 1$ und $A = 10$ für einen Beispieldeich nach dem Verfahren von KOZENY-CASAGRANDE im Vergleich mit Berechnungsergebnissen

Auf der sicheren Seite können trotz der Annahme von isotropen Verhältnissen die berechneten Austrittspunkte h_A – egal, ob analytisch oder numerisch berechnet – abschätzungsweise zur Berücksichtigung der Anisotropie mit folgender Gleichung nach oben hin korrigiert werden. Der Korrekturfaktor f_A kann auf der sicheren Seite liegend bei ähnlichen Deichgeometrien, wie sie in Abb. 6-5 untersucht wurden, mit $f_A = 0,05$ bis $0,10$ angenommen werden.

$$h_{A,A=X} = f_A \cdot \ln(A = X) + h_{A,A=1} \quad \text{Glg. 6-4}$$

$h_{A,A=X}$ korrigierter Wasseraustrittspunkt für $A = X$ [m]

A Anisotropiefaktor [-] (siehe Abschnitt 2.4.5, Glg. 2-33)

$h_{A,A=1}$ Wasseraustrittspunkt für $A = 1$ [m]

f_A Korrekturfaktor [-] ($f_A \approx 0,10$, vgl. Abb. 6-5)

Anzumerken ist, dass sich der Verlauf der Sickerlinie i. d. R. weitaus weniger ver-

ändert als der Austrittspunkt der Sickerlinie. Obwohl dies auch bedeutet, dass sich die Länge der Hangquelle vergrößert, bleibt die Durchsickerungsmenge bei kleinen Anisotropiefaktoren aufgrund der Korrektur der Durchlässigkeit nach Abb. 6-9 in etwa gleich.

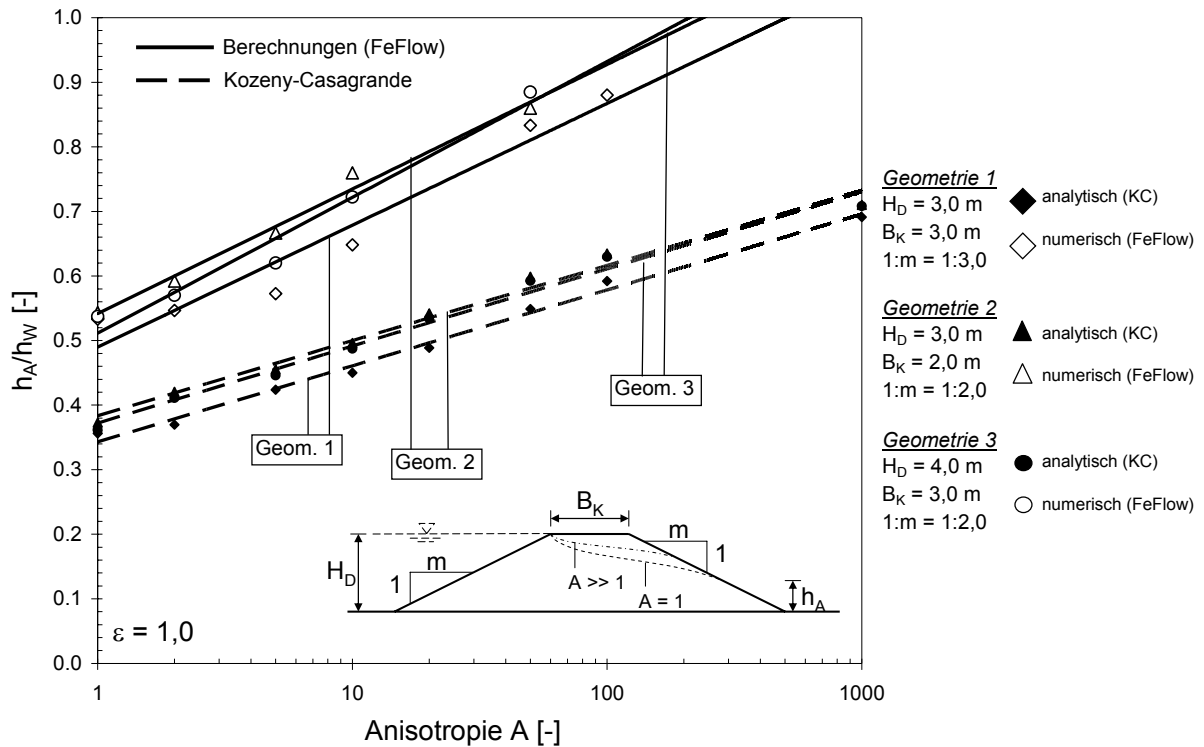


Abb. 6-5: Einfluss der Anisotropie auf verschiedene Deichgeometrien bei Kronenstau nach dem Verfahren von KOZENY-CASAGRANDE und numerischen Berechnungen

Blickt man auf die Zusammenhänge in Abb. 2-12, wird erkannt, dass hohe Anisotropiefaktoren in geschütteten Deichen nur dann auftreten, wenn entweder sich sehr undurchlässiges Material vom durchlässigen absondert ($k_1/k_2 \gg 10$) oder sich ein großer Anteil des Schüttmaterials entmischt ($d_1/d_2 > 0,5$). Die Auswirkungen der Anisotropie auf die stationären Verhältnisse können für praktische Belange als vernachlässigbar klein angesehen werden, wenn man annimmt, dass geschüttete Deichkörper eine Anisotropie von $A < 10$ aufweisen.

Bei großen Anisotropien sollte man dagegen von einem geschichteten Medium ausgehen und die einzelnen Schichten getrennt betrachtet mit den entsprechenden geometrischen und geohydraulischen Parametern zu einem Gesamtobjekt zusammenfügen (vgl. Abschnitt 2.4.5).

6.4 Homogener Deich auf dichtem Untergrund

6.4.1 Analytische Berechnungsansätze im Vergleich

In Abb. 6-6 werden vier analytische Verfahren zur Ermittlung der Sickerlinie von homogenen Dämmen auf undurchlässigem Untergrund verglichen. Berechnet wird die Austrittshöhe der Sickerlinie auf der landseitigen Böschung h_A [m]. Dabei wird ein Formfaktor f [-] eingeführt, der die Eingangsgrößen der Deichgeometrie berücksichtigt (Glg. 6-5).

$$f = \sqrt{\frac{m \cdot H_D}{B_K}} \quad \text{Glg. 6-5}$$

m Böschungsneigung [-]

H_D Deichhöhe [m]

B_K Kronenbreite [m]

Bei den folgenden Auswertungen wird als Kenngröße der Einstaugrad ε [-] betrachtet:

$$\varepsilon = \frac{h_W}{H_D} \quad \text{Glg. 6-6}$$

h_W Wasserstand vor dem Deich (Einstauhöhe) [m]

Es ist zu erkennen, dass die größten Werte für h_A , also auch die höchsten Sickerlinien nach DACHLER (D), ermittelt werden. PAVLOVSKY (P) hingegen unterschätzt die Lage der Sickerlinie und die Durchflussmenge besonders bei größeren Einstaugraden, was bereits Davidenkoff (1964) anmerkt. DACHLER-PAVLOVSKY (DP) und KOZENY-CASAGRANDE (KC) ergeben mittlere Austrittshöhen, wobei bei höheren Einstaugraden $\varepsilon \approx 1,0$ DP größere Werte ergibt. Bei kleinen Formfaktoren, sprich steileren Böschungsneigungen, kleineren Deichhöhen oder größeren Kronenbreiten (vgl. Abb. 6-6), liegen die Ergebnisse von KC über denen von DP. Bei einem Einstaugrad von $\varepsilon = 0,5$ kann vereinfachend angenommen werden, dass Sickerwasser bei $h_A = 0,15 \cdot h_W$ austritt, wobei diese Einstaugrade nur bei vorhandenem Freibord und sehr kleinen Deichen ($H_D < 2,0$ m) für Lastfall 2 (vgl. Abschnitt 4.3, Punkt 4.3.2.2) von Interesse sind.

Das Verfahren nach DACHLER-PAVLOVSKY (vgl. Erb 1965) weist bei hohen Wasserständen, wie gesagt, geringfügig höhere Sickerlinien auf als das Verfahren nach KOZENY-CASAGRANDE, wie auch an den Beispielen in Abb. 6-7 gezeigt wird. Bei geringen Formfaktoren ($f < 1,0$ bei $\varepsilon = 1,0$; $f < 1,5$ bei $\varepsilon = 0,75$) ist dies umgekehrt (vgl. Abb. 6-6 und Abb. 6-7). Mit abnehmendem Einstaugrad ε nimmt der Unterschied der vier betrachteten, analytischen Verfahren ab.

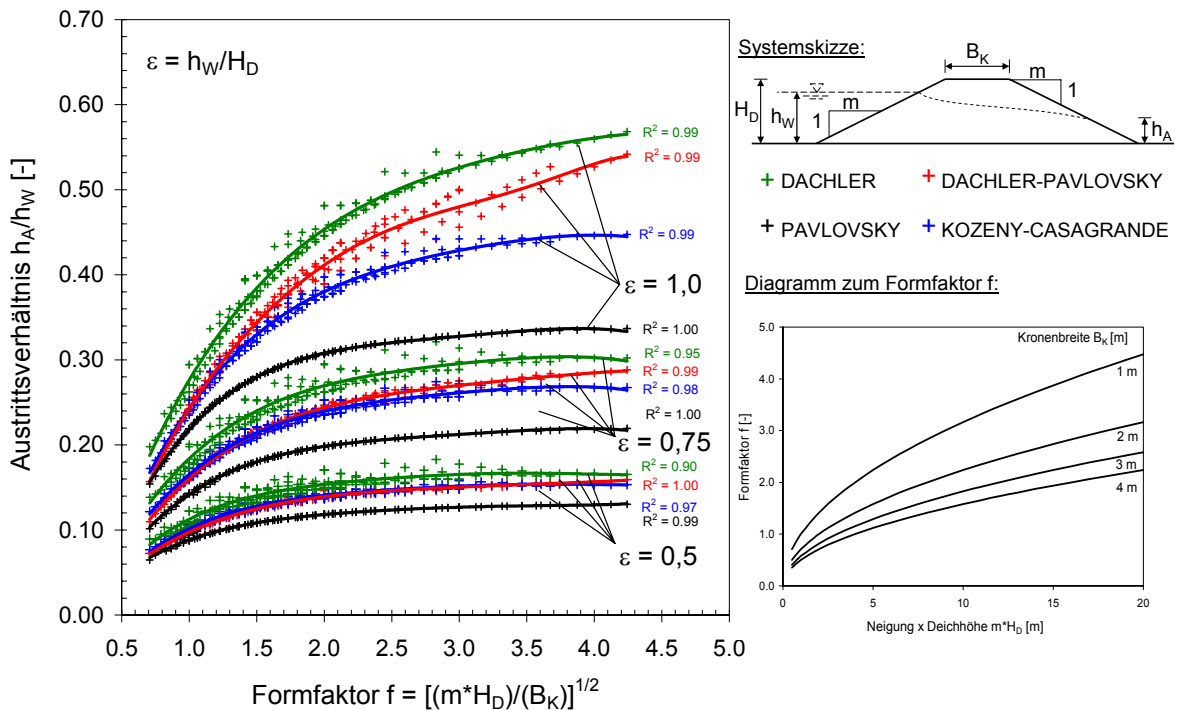


Abb. 6-6: Austrittsverhältnis h_A/h_W in Abhängigkeit des Formfaktors f nach vier analytischen Verfahren

Mit geringem Einstaugrad werden auch die Unterschiede zwischen den analytischen untereinander und numerischen Verfahren geringer. Die numerischen Berechnungen liefern bei hohen Einstaugraden durchwegs die höchsten Sickerlinien. Dies bestätigen die in Abb. 6-7 angeführten drei Beispiele. Während Beispieldeich 1 und 3 die gleichen Formfaktoren $f = 1,4$ aufweisen, besitzt Deich 2 einen Formfaktor von $f = 1,7$. Man kann jedoch hier deutlich erkennen, dass bei Betrachtung der Lage der gesamten Sickerlinie die Unterschiede der verschiedenen Berechnungsmethoden marginal sind (Abb. 6-7).

Die analytischen Verfahren selbst unterscheiden sich in Bezug auf die Form und Lage der Sickerlinie, wie eben erwähnt, nur wenig. Auch die etwas höhere Lage der berechneten Sickerlinien hat nur unwesentlichen Einfluss auf die globale Standsicherheit der landseitigen Böschung nach DIN V 4084-100/1996, weshalb gegen

eine Verwendung aller gezeigten Verfahren besonders bei niedrigen Wasserständen bzw. Einstaugraden nichts einzuwenden ist (vgl. Abb. 6-7).

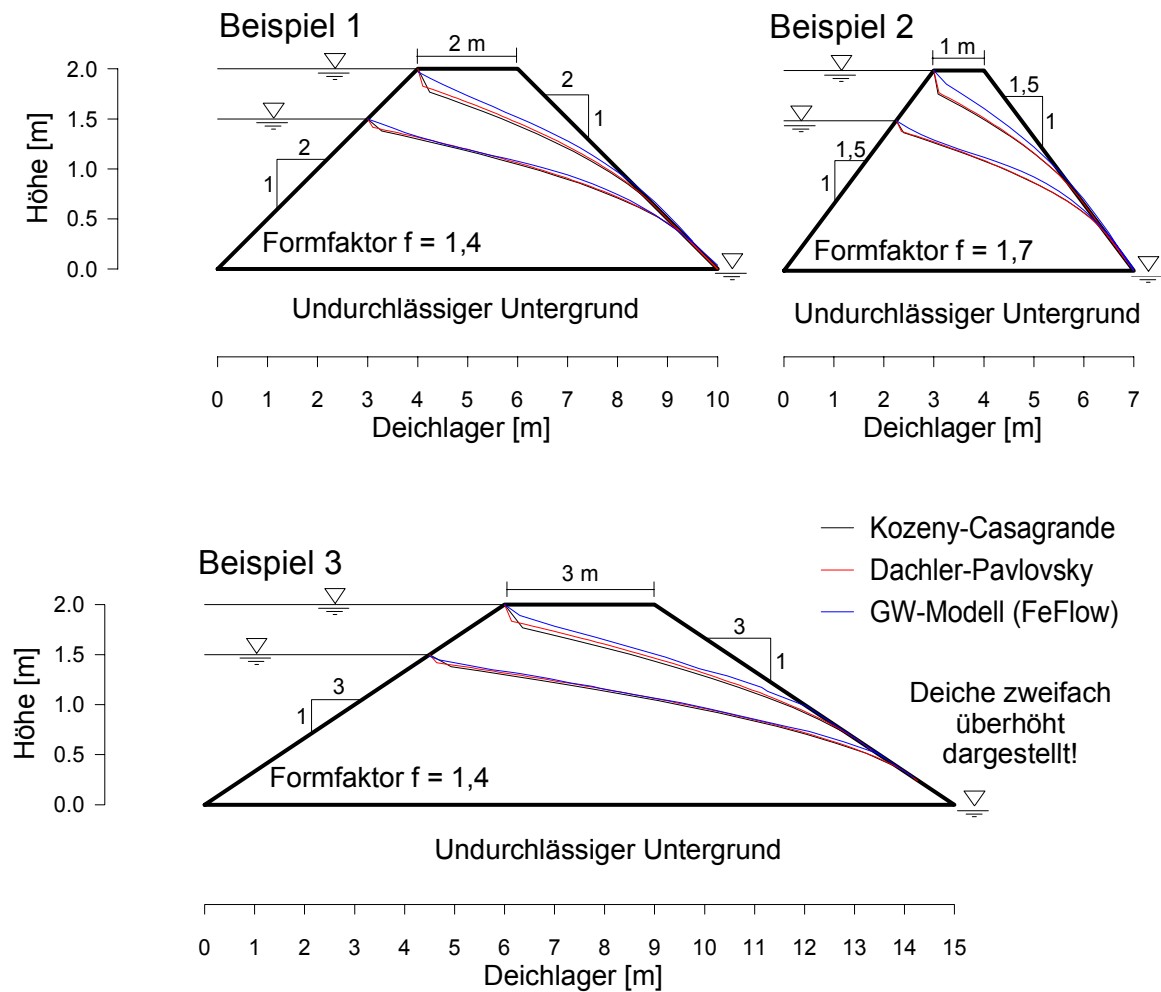


Abb. 6-7: Vergleich zweier analytischer Verfahren mit numerischen Berechnungen an drei Beispieldeichen auf undurchlässigem Untergrund bei stationären Durchsickerungsverhältnissen

Wie sich geometrische und hydraulische Kenngrößen bei einem homogenen Deich auf undurchlässigem Untergrund auf den Durchfluss auswirken, ist in Abb. 6-8 dargestellt. Abhängig von der Durchlässigkeit des Deichbodens stellt sich im doppellogarithmischen Maßstab ein linearer Zusammenhang ein, da der Durchfluss von der Deichdurchlässigkeit direkt proportional abhängig ist. Die Änderung von Parametern bewirkt eine Parallelverschiebung, die bei Änderung der Einstau- und Deichhöhe am größten ausfällt. Änderungen der Neigung sowie der Kronenbreite wirken sich weniger stark aus (vgl. Abschnitt 6.4.2).

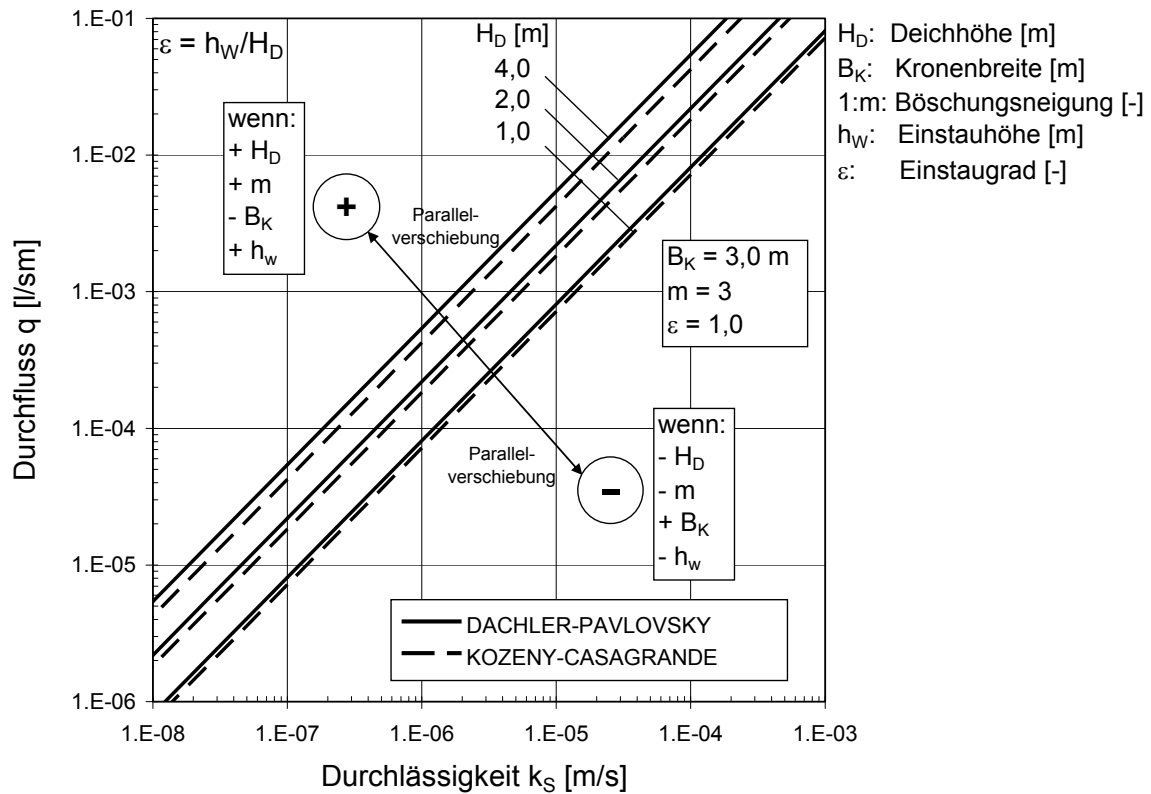


Abb. 6-8: Einfluss geometrischer und hydraulischer Kenngrößen eines homogenen Erddammes auf undurchlässigem Untergrund auf den Durchfluss q in Abhängigkeit der Durchlässigkeit des Deichbodens k_s

6.4.2 Einfluss der geometrischen und hydraulischen Kenngrößen auf die stationären Durchsickerungsverhältnisse

Die Unterschiede zwischen den analytischen Handrechenverfahren und den numerischen Berechnungen sind i. Allg., wird die Lage und Form der Sickerlinie betrachtet, relativ gering. Nichtsdestotrotz ist es beim Planen von Deichen oder Deichertüchtigungsmaßnahmen wichtig zu wissen, welcher Deich bzw. welche Deichböschung bei welcher Deichgeometrie die größten Belastungen erfahren. Deshalb wird im Folgenden der Einfluss der einzelnen geometrischen Größen näher untersucht.

Der Einfluss der Neigung der Wasser- und Luftseite $1:m_W$ und $1:m_L$, der Kronenbreite B_K und der Deichhöhe H_D auf die Lage des Austrittspunktes der Sickerlinie und somit auf die Lage der Sickerlinie ist in Abb. 6-9 dargestellt. Je größer der Einstaugrad ist, desto höher tritt die Sickerlinie aus (Abb. 6-9, A). Je flacher die wasserseitige Böschung verläuft, desto niedriger tritt das Sickerwasser an der luftseitigen Böschung aus (Abb. 6-9, B). Mit steileren luftseitigen Böschungen nimmt

die Höhe des Wasseraustrittspunktes zu (Abb. 6-9, C). Je breiter die Krone ist, desto niedriger tritt das Wasser auf der Luftseite aus (Abb. 6-9, D). Eine Änderung der Deichhöhe hat bei geometrisch gleichen und homogenen Deichen, sprich gleichen Formfaktoren, relativ zur größeren Deichhöhe keine Änderung der stationären Verhältnisse zur Folge.

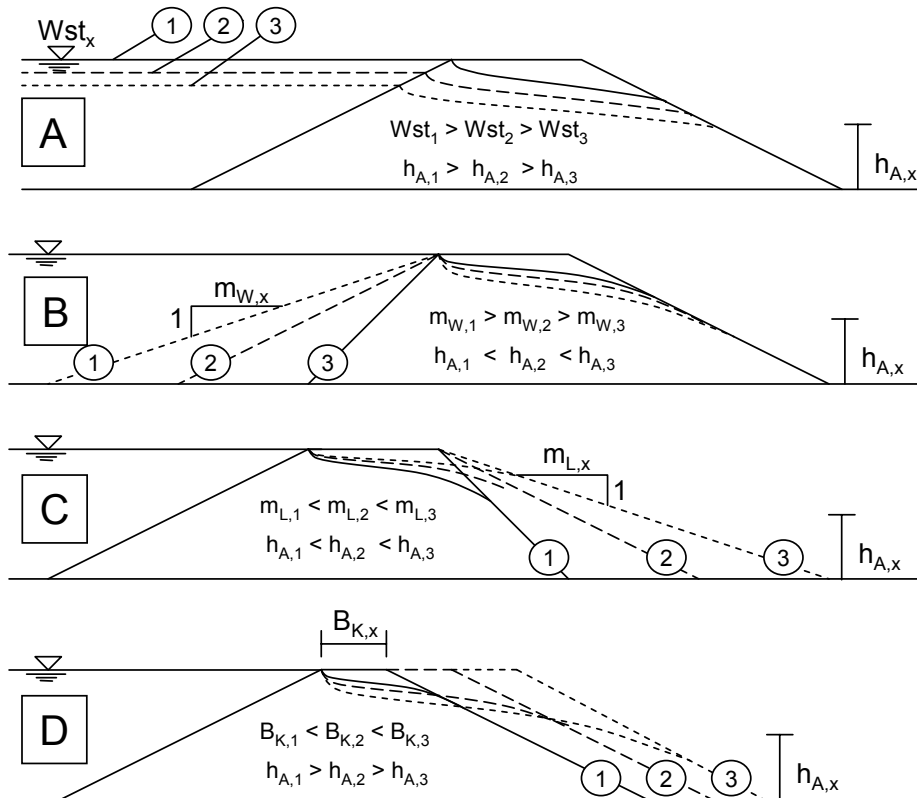


Abb. 6-9: Einfluss geometrischer Kenngrößen eines homogenen Erddammes auf die Lage des Wasseraustrittspunktes h_A

Schwieriger fällt es, eine Aussage zu treffen, wie sich die Durchsickerungsverhältnisse bei Variation von zwei oder noch mehr geometrischen Einflussparametern verändern. Deshalb ist es wichtig, abschätzen zu können, wie stark sich die Veränderung einer Größe auf die stationären Durchsickerungsverhältnisse auswirkt.

Wie an einem Beispieldeich mit veränderlichen Böschungsneigungen Abb. 6-10 gezeigt wird, übt die Veränderung der wasserseitigen Böschungsneigung $1:m_W$ weniger starken Einfluss aus als eine Veränderung der luftseitigen Böschungsneigung $1:m_L$. Eine gleichmäßige Vergrößerung der wasser- und landseitigen Böschungsneigung bewirkt deshalb eine Verlagerung des Wasseraustrittspunktes h_A nach unten (Abb. 6-10). Deicherhöhungen unter Beibehaltung der Deichlagerbreite und der

Kronenbreite ziehen folglich aufgrund des stärkeren erhöhenden Einflusses der luftseitigen Böschung eine Anhebung der Sickerlinie im Deich nach sich.

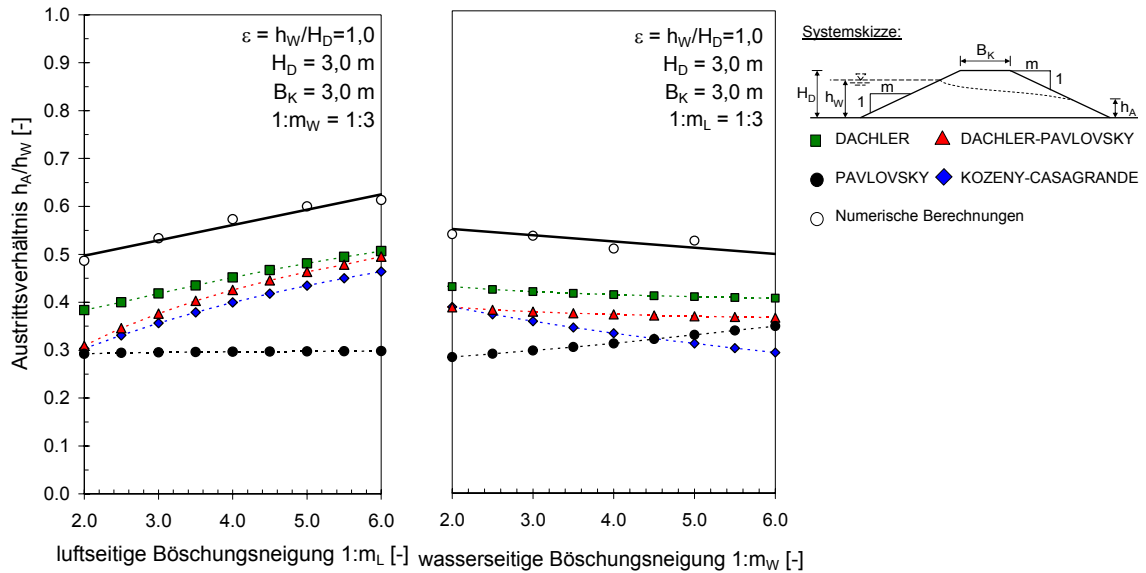


Abb. 6-10: Austrittsverhältnis h_A/h_W eines Beispieldeiches bei veränderlichen Böschungsneigungen

Die Verbreiterung der Krone zeigt bei den geometrischen Stellgrößen den stärksten Einfluss auf das Austrittsverhältnis, wenn eine Abflachung der Böschung um $\Delta m = 1,0$ mit einer Verbreiterung der Krone um $\Delta B_K = 1,0 \text{ m}$ verglichen wird. In Abb. 6-11 ist beispielhaft das Austrittsverhältnis abhängig von der Deichkronenbreite dargestellt.

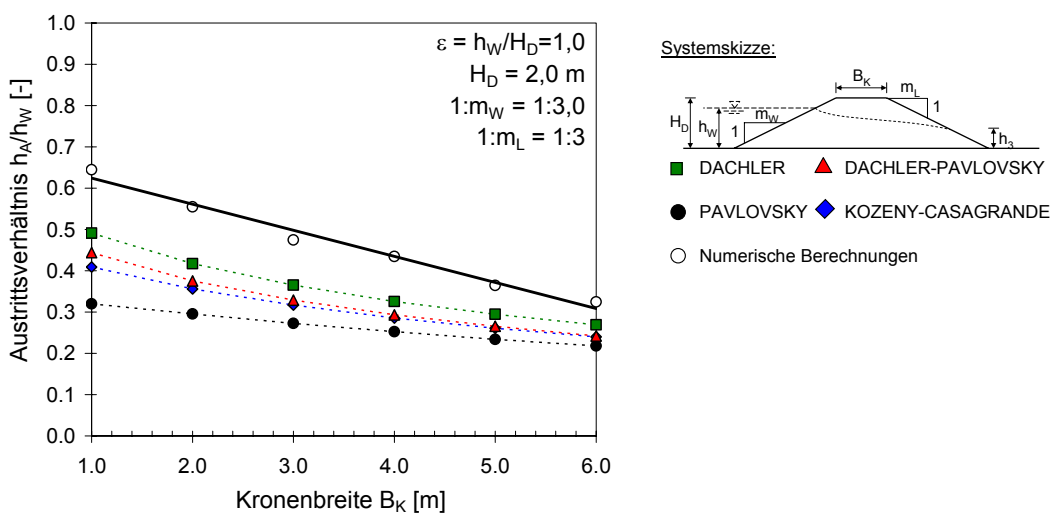


Abb. 6-11: Austrittsverhältnis h_A/h_W eines Beispieldeiches bei veränderlicher Kronenbreite B_K

Als hydraulische Randbedingungen können bei undurchlässigem Untergrund vor und hinter dem Deich unterschiedliche Wasserstände auftreten. Wird der Unterwasserstand auf Geländeoberkante festgelegt, ergibt sich zwischen dem Einstaugrad und dem Austrittsverhältnis für das angegebene Beispiel der in Abb. 6-12 dargestellte Zusammenhang. Die Berechnungsergebnisse liegen wiederum über den Ergebnissen der analytischen Ansätze (vgl. Abb. 6-7, Abb. 6-10, Abb. 6-11).

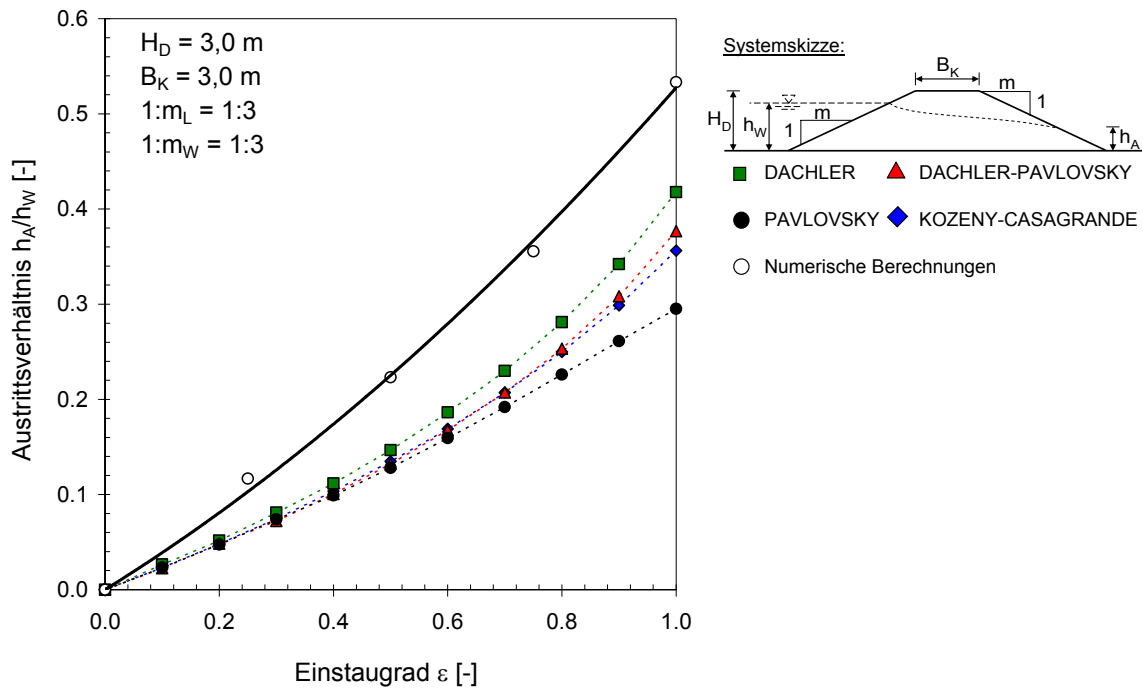


Abb. 6-12: Austrittsverhältnis h_A/h_W eines Beispieldeiches bei veränderlichem Einstaugrad ε

Die geometrischen Deichkenngößen und der Einstaugrad können auf das Austrittsverhältnis h_A/h_W die in Abb. 6-13 dargestellten Auswirkungen haben. Dabei wirkt sich eine Abflachung der wasserseitigen Böschung mindernd, eine Abflachung der luftseitigen Böschung erhöhend und eine Verbreiterung der Krone wiederum mindernd auf den Wasseraustrittspunkt aus. Aus diesen Zusammenhängen kann folglich auch der Einfluss der geometrischen Parameter auf das Austrittsverhältnisse h_A/h_W bei unterschiedlichen Einstaugraden abgeleitet werden (Abb. 6-13).

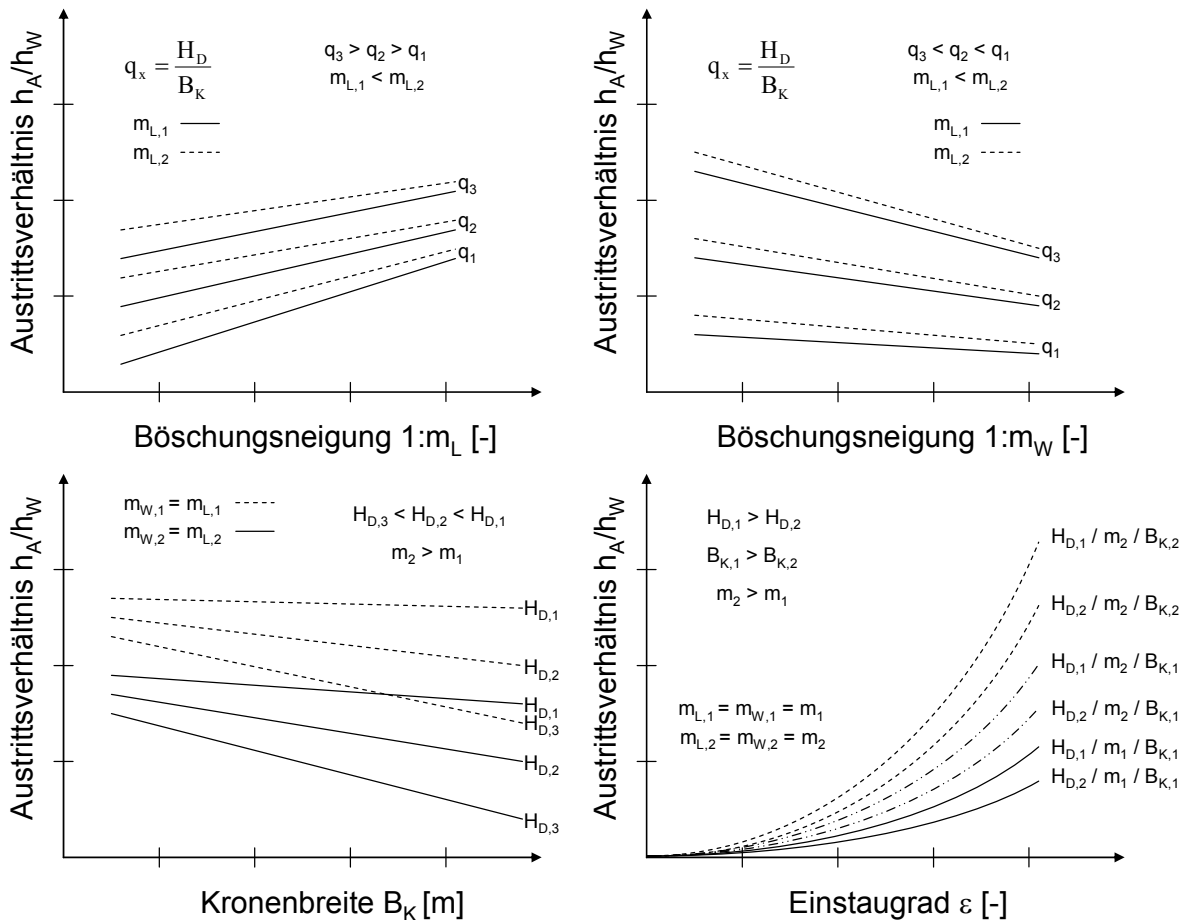


Abb. 6-13: Auswirkungen der geometrischen Deichkenngößen auf das Austrittsverhältnis h_A/h_W

6.4.3 Flächenvergleich der Sickerlinien nach KOZENY-CASAGRANDE und numerischen Berechnungen

Der Vergleich der Sickerlinien nach dem KOZENY-CASAGRANDE-Verfahren mit numerischen Berechnungsergebnissen und einer vereinfachten Abschätzung der Sickerlinie mittels einer Geraden zwischen Wasseraustrittspunkt und Wassereintrittspunkt ist als Flächenanteil am Gesamtdaich in Abb. 6-14 dargestellt. In Abhängigkeit des Formfaktors f zeigt sich, dass bei größeren Formfaktoren die Abweichungen der Ergebnisse und KOZENY-CASAGRANDE maximal werden und die Abschätzung mit einer Geraden hingegen in etwa den Berechnungen entspricht. Mit zunehmendem Einstaugrad werden die Abweichungen von den Ergebnissen nach KC geringer. Bei kleinen Formfaktoren übersteigt die Fläche unter der Sickerlinie nach KC die Geradenabschätzung und die numerischen Ergebnisse (Abb. 6-14).

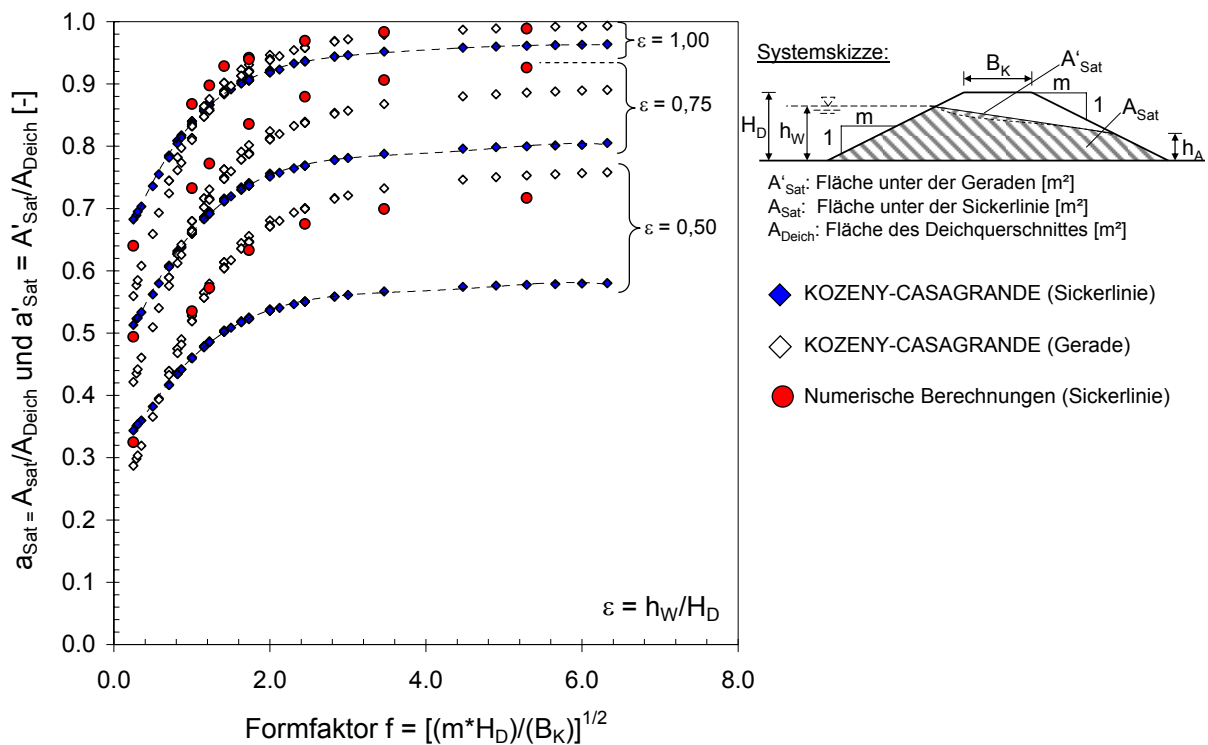


Abb. 6-14: Gesättigte Flächenanteile für stationäre Durchsickerungsverhältnissen in Abhängigkeit des Formfaktors f bei verschiedenen Einstaugraden

Die etwas höheren Werte der Berechnungen und der Geradenabschätzung nach KC haben jedoch i. Allg. keine wesentliche Veränderung der Lage der Sickerlinie zur Folge. Vereinfachend kann aber auch, zumindest bei flach geneigten Deichen, die Abschätzung unter Zuhilfenahme einer Geraden zwischen Einströmpunkt und Austrittspunkt h_A verwendet werden.

6.4.4 Einfluss von Regenereignissen

Tritt eine stationäre Durchsickerung eines Deiches auf und wird diese zusätzlich von einem Niederschlagsereignis überlagert, kann daraus eine Erhöhung der Sickerlinie resultieren.

In grober Abschätzung können Regenereignisse in Bayern in Verbindung mit auftretenden Hochwassern (Abschnitt 4.2) Intensitäten von bis zu 4,6 mm/h haben. Die mittleren Niederschlagsintensitäten erreichen maximal $i_{N,m} = 2,0$ mm/h (Tab. 4-5). Die am Modell untersuchten Niederschlagsintensitäten reichten bis 40 mm/h (vgl. Abschnitt 5.5.1).

Die Erhöhung der Austrittshöhe der Sickerlinie Δh_A mit steigender Regenintensität

ist in Abb. 6-15 dargestellt. Aufgrund der größeren berechneten Oberfläche von hohen Deichen infiltriert dort mehr Niederschlagswasser als bei niedrigen Deichen. Dieser Effekt nimmt mit abnehmender Regenintensität ab.

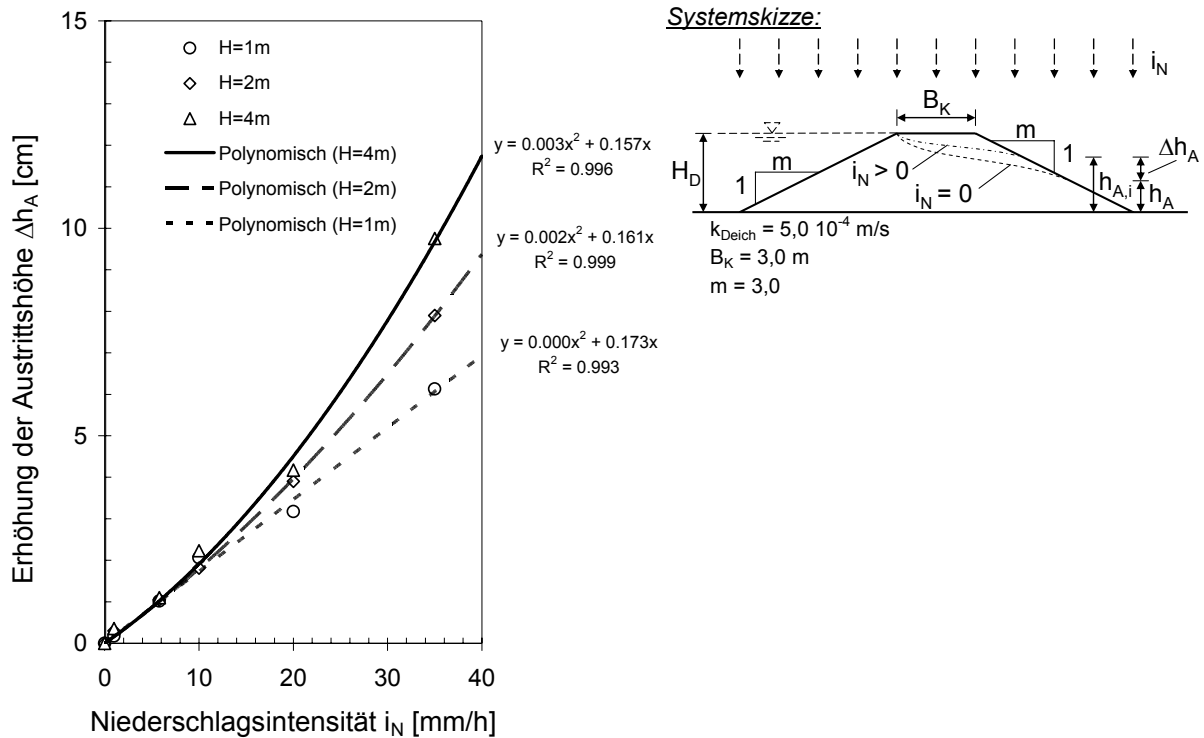


Abb. 6-15: Absolute Erhöhung der Austrittshöhe h_A der Sickerlinie bei unterschiedlichen Niederschlagsintensitäten i_N und Deichhöhen H_D (numerisch berechnet)

Obwohl die absolute Erhöhung der Sickerlinie bei hohen Deichen größer als bei niedrigen Deichen ausfällt, ist die prozentuale Anhebung des Austrittspunktes als Indikator der Lage der gesamten Sickerlinie linear proportional zur Regenintensität (Abb. 6-16). Für praktische Belange kann festgehalten werden, dass bei höheren Deichen $H_D > 2,0 \text{ m}$ sowie bei niedrigen Regenintensitäten $i_N < 2 \text{ mm/h}$ der Einfluss des Niederschlagsereignisses auf die stationäre Durchsickerung vernachlässigbar klein ist ($< 1 \%$).

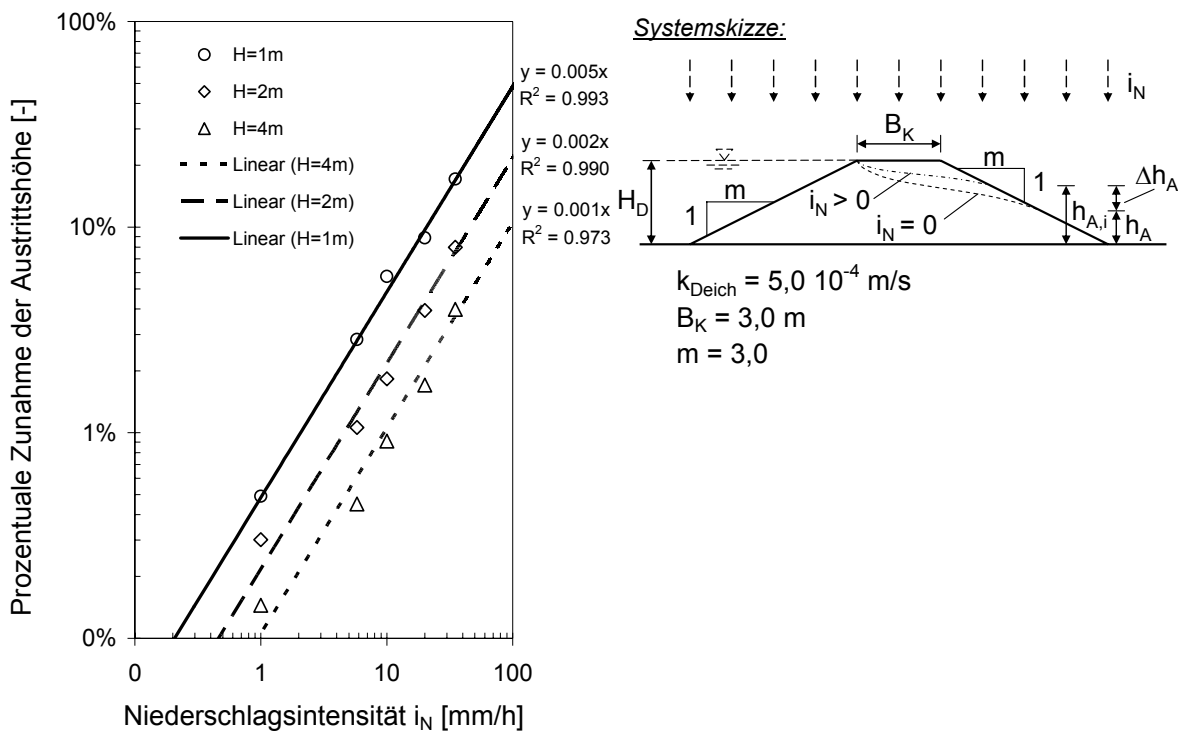


Abb. 6-16: Prozentuale Erhöhung der Austrittshöhe h_A der Sickerlinie bei unterschiedlichen Niederschlagsintensitäten i_N und Deichhöhen H_D (numerisch berechnet)

6.5 Homogener Deich auf durchlässigem Untergrund

6.5.1 Allgemeines

Bei Deichen, die auf durchlässigem Untergrund gebaut sind und deren Materialeigenschaften sich von den Bodeneigenschaften des Untergrundes nicht signifikant unterscheiden, i. Allg. ist dies der Fall, wenn die Durchlässigkeiten um weniger als das 10fache differieren, verringert sich die Durchsickerung des Deiches und das Wasser sickert in höherem Maße durch und in den Untergrund. Dies zeigt sich sowohl in der Reduzierung der Durchsickerungsmenge als auch in einer niedrigeren Lage der Sickerlinie.

Erb (1965) ist der Meinung, dass bereits bei einem Durchlässigkeitsunterschied vom Faktor 10 Deich und Untergrund getrennt betrachtet werden können (vgl. Cedergren 1977). Entsprechend gilt der Umkehrschluss, dass ein Deich höchstens zehnfach durchlässiger als der Untergrund sein darf, um das hier betrachtete System eines Deiches auf durchlässigem Untergrund vorzufinden.

6.5.2 Einfluss der Untergrundmächtigkeit auf die Durchströmung

Wie in Abb. 6-17 an einem Beispieldeich gezeigt wird, sinkt die Sickerlinie im Deich mit steigender Mächtigkeit einer durchlässigen Untergrundsicht. Der Potentialabbau erfolgt mit steigender Mächtigkeit zunehmend in der Untergrundsicht.

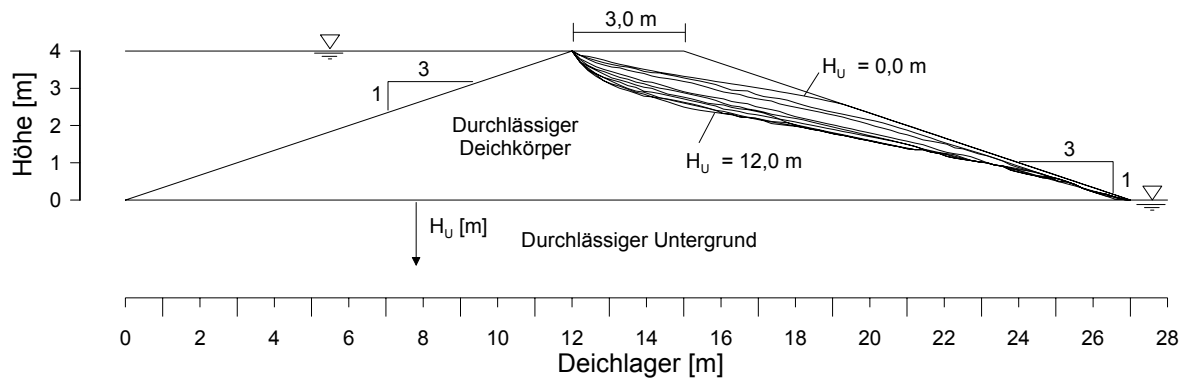


Abb. 6-17: Sickerlinien eines Deiches auf unterschiedlich mächtigem durchlässigen Untergrund ($k_{\text{Deich}} \approx 0,5 \cdot k_{\text{Untergrund}}$) beim Einstaugrad $\varepsilon = 1,0$

Mit zunehmender Untergrundmächtigkeit schwächt sich der Einfluss auf die Lage der Sickerlinie bis zum Erreichen einer minimalen (tiefsten) Lage allmählich ab (Abb. 6-18). Zur Bewertung der Abnahme der Höhenlage der Sickerlinie wird die mittlere Höhe der Sickerlinie $h_{\text{SL},m}$ [m] betrachtet:

$$h_{\text{SL},m} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_{\text{SL},i} \quad \text{Glg. 6-7}$$

$h_{\text{SL},i}$ Höhe der Sickerlinie am Punkt i [m]

n Anzahl der betrachteten Punkte bzw. Höhen [-] (i. d. R. $n > 10$)

Um die prozentuale Abnahme $\Delta a_{\text{SL},m}$ [-] zu erhalten, muss zum einen $h_{\text{SL},m}$ und zum anderen ein Bezugswert $h_{\text{SL},m,0}$ [m], der in diesem Fall der mittleren Sickerlinie für einen Untergrund der Mächtigkeit $H_U = 0$ m entspricht, und das Höhenverhältnis $a_{\text{SL},m}$ [m] betrachtet werden:

$$a_{\text{SL},m} = \frac{h_{\text{SL},m}}{H_D} \quad \text{Glg. 6-8}$$

Aus $h_{\text{SL},m,0}$ kann die Bezugsgröße $\Delta a_{\text{SL},m,0}$ [-] ermittelt werden (siehe Abb. 6-18).

Mit abnehmendem Einstaugrad wird dieser Effekt zusätzlich abgeschwächt. Der Unterschied der hier betrachteten Deichhöhen hatte auf die Größe der Abnahme der mittleren Sickerlinie keinen wesentlichen Einfluss.

Die prozentuale Abnahme $\Delta a_{SL,m}$ [-] der mittleren Sickerlinienhöhe $h_{SL,m}$ [m] beträgt knapp über 20%. Ab etwa einer Mächtigkeit des durchlässigen Untergrundes, die in etwa der zweifachen Deichhöhe entspricht, wirkt sich in den untersuchten Beispielen eine weitere Zunahme der Untergrundtiefe praktisch nicht mehr auf die Lage der Sickerlinie aus.

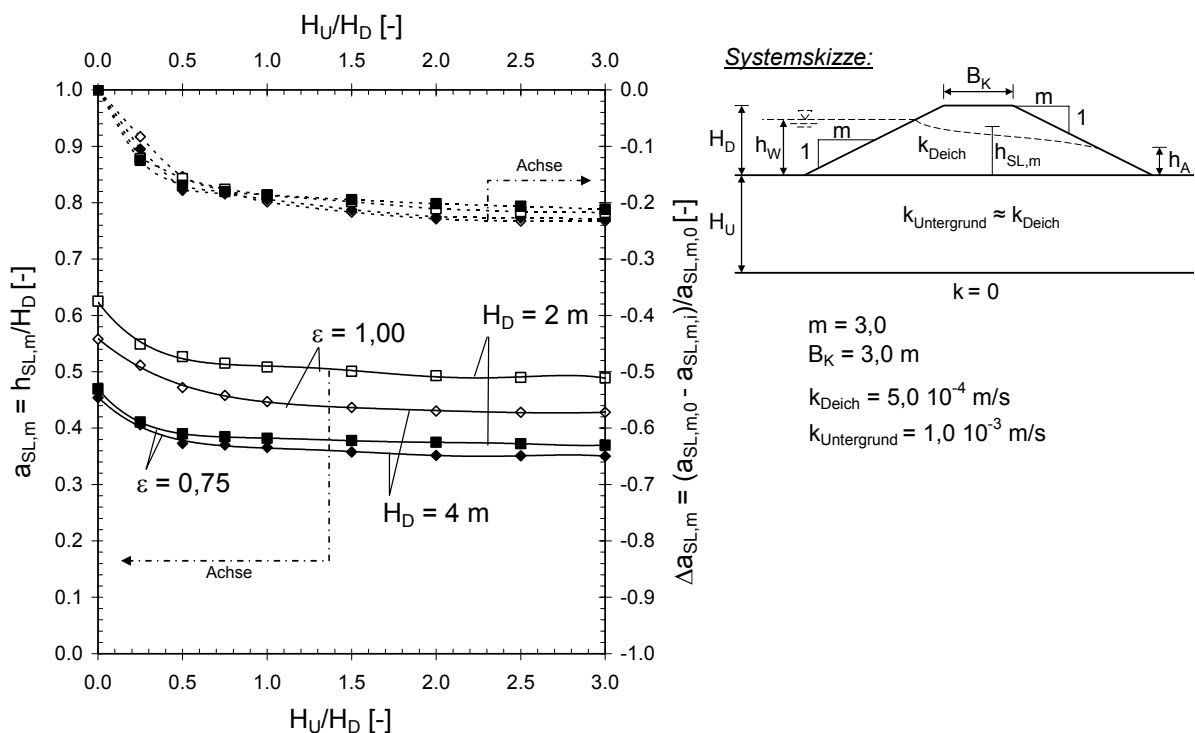


Abb. 6-18: Mittlerer Höhenanteil der Sickerlinie $a_{SL,m}$ und prozentuale Abnahme $\Delta a_{SL,m}$ in Abhängigkeit des Verhältnisses H_U/H_D

6.6 Deich mit Dichtung

6.6.1 Vollkommene Dichtungen

Bei vollkommenen Dichtungen (vgl. Abschnitt 3.3.4) wirkt sich in erster Linie das Verhältnis der Durchlässigkeiten der Dichtung und der angrenzenden Materialien auf die Durchsickerungsverhältnisse aus. Sobald die Dichtung um das 1000fache undurchlässiger ist, erfolgt praktisch der gesamte Druckabbau innerhalb der Dich-

tung und die Sickerlinie im landseitigen Stützkörper bildet sich in Abhängigkeit des Unterwasserstands aus (vgl. Cedergren 1977). Dies gilt für Dichtungen von wenigen Zentimetern bis einigen Metern Dicke, wie beispielhaft in Abb. 6-19 an einem Deich mit einer 0,50 m dicken Innendichtung anhand numerischer und analytischer Berechnungsergebnisse gezeigt wird.

Mit zunehmendem Verhältnis der Durchlässigkeiten des Deichbodens und der Dichtung $k_{\text{Deich}}/k_{\text{Dichtung}}$ [-] nehmen der Durchfluss und die Lage der Sickerlinie innerhalb des landseitigen Deichbereiches ab. Wie in Abb. 6-19 zu sehen ist, findet ab einem Verhältnis von $k_{\text{Deich}}/k_{\text{Dichtung}} \geq 1000$ beim gezeigten Deichsystem der Druckabbau praktisch komplett in der Dichtung statt, was o. g. These untermauert.

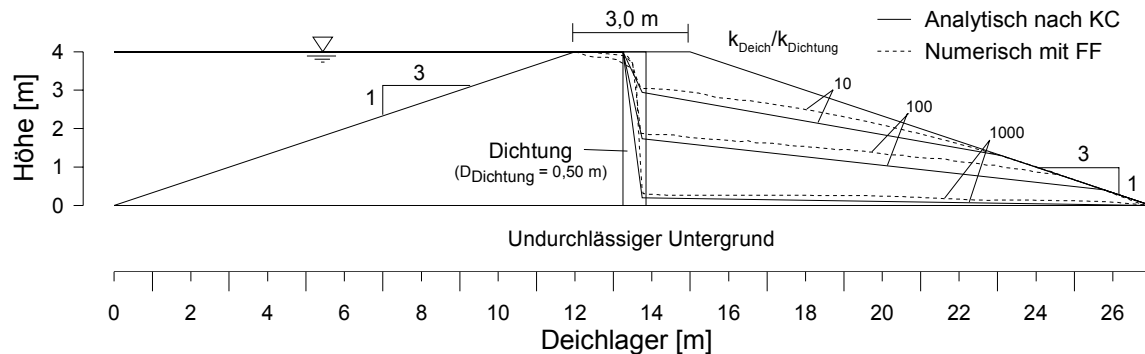


Abb. 6-19: Verlauf von Sickerlinien in einem Deich mit Innendichtung bei unterschiedlichen Verhältnissen $k_{\text{Deich}}/k_{\text{Dichtung}}$

Uginchus (1960) leitet für derartige Fragen zur Durchsickerung gedichteter Dammsysteme einen analytisch Lösungsansatz her, wobei er durch die Annahme eines vorhandenen Dränkörpers nahe der landseitigen Dammoberfläche die Höhe der Sickerlinie dort vereinfachend zu Null annimmt. Damit schafft er sich eine Ausströmbedingung, die nicht für alle Deichsysteme Gültigkeit besitzt. Die Verlusthöhe im wasserseitigen Stützkörper kann i. Allg. vernachlässigt werden, auch wenn Uginchus (1960) hierfür einen Verlustkoeffizienten nach MIKHAILOV vorschlägt.

Die Abnahme der Durchsickerungsmenge in einem Deich mit Dichtung ist in Abb. 6-20 dargestellt. Bei großen Unterschieden der Durchlässigkeiten zwischen Dichtung und des Deichbodens ergeben die Berechnungen höhere Werte. Die Ergebnisse nach Uginchus (1960) liegen nicht zuletzt aufgrund der ähnlichen Annahmen von KOZENY-CASAGRANDE sehr eng beieinander. Das Herangehen von Uginchus (1960) wurde durch die Annahme lediglich dahingehend vereinfacht, dass die Sickerlinie am landseitigen Deichfußpunkt austritt.

Die Abweichungen von numerischen Berechnungsergebnissen zu analytischen Ansätzen resultieren in erster Linie daraus, dass bei den Berechnungen der Kapillarsaum bzw. die ungesättigte Zone der Dichtung und des Deichbodens Berücksichtigung finden. Solange die Dichtung relativ durchlässig ist, kommt dieser Effekt aufgrund der hohen Durchsickerungsmengen nicht zum Tragen. Erst bei geringerer Gesamtdurchsickerung $q/k_{\text{Deich}} < 100 \text{ l/m}^2$ ergeben die Berechnungen erhöhte Werte, da im Kapillarsaum bzw. der ungesättigten Zone Wasser transportiert werden kann.

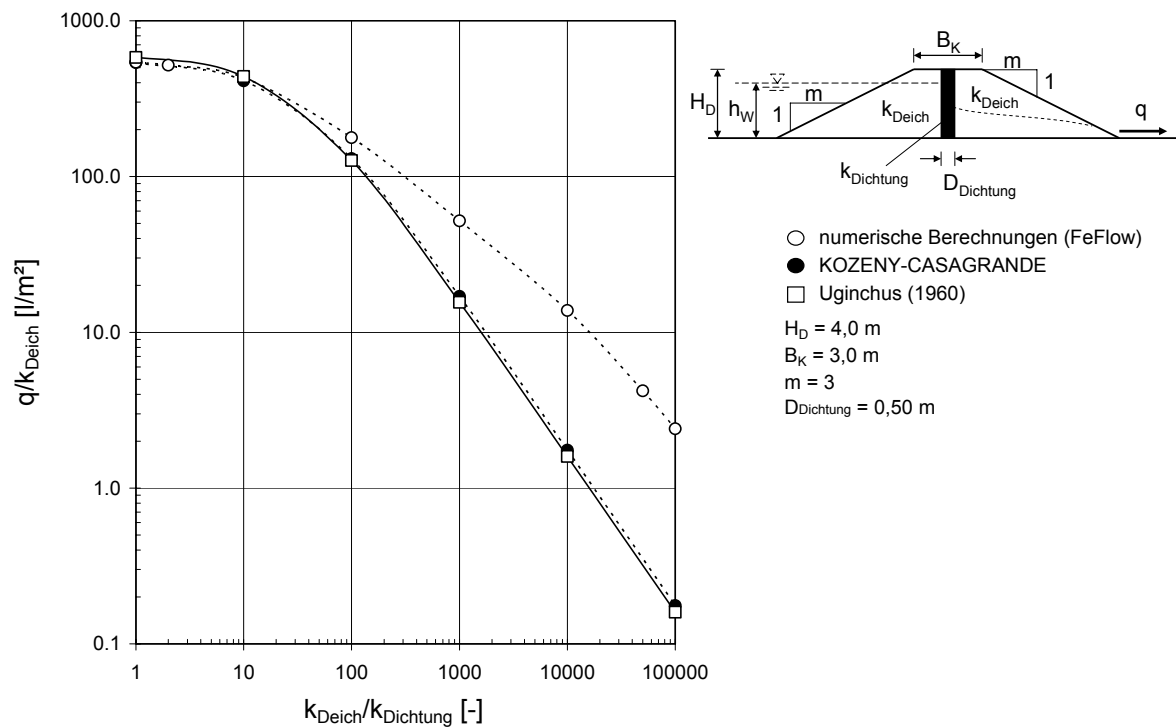


Abb. 6-20: Einfluss einer vollkommenen Innendichtung auf die Sickerwassermenge

Ähnlich wie bei Deichen mit Innendichtung verhält sich die Durchsickerung bei Deichen mit Oberflächendichtungen. Beim gezeigten Beispiel (Abb. 6-21) ist die Abweichung von analytischer und numerischer Berechnung größer als bei dem zuvor betrachteten Deich mit Innendichtung.

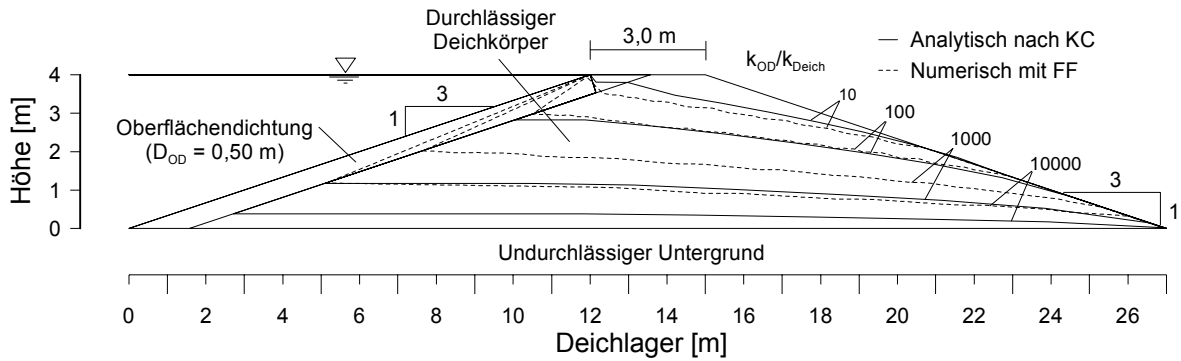


Abb. 6-21: Verlauf von Sickerlinien in einem Deich mit Oberflächendichtung unterschiedlicher Durchlässigkeit

Dies spiegelt sich auch beim Vergleich der Sickerwassermengen wider (Abb. 6-22). Während die Ergebnisse nach Uginchus (1960) und KOZENY-CASAGRANDE sich in etwa entsprechen, zeigen die numerischen Berechnungen bereits ab $q/k_{\text{Deich}} < 200 \text{ l/m}^2$ einen abweichenden Verlauf.

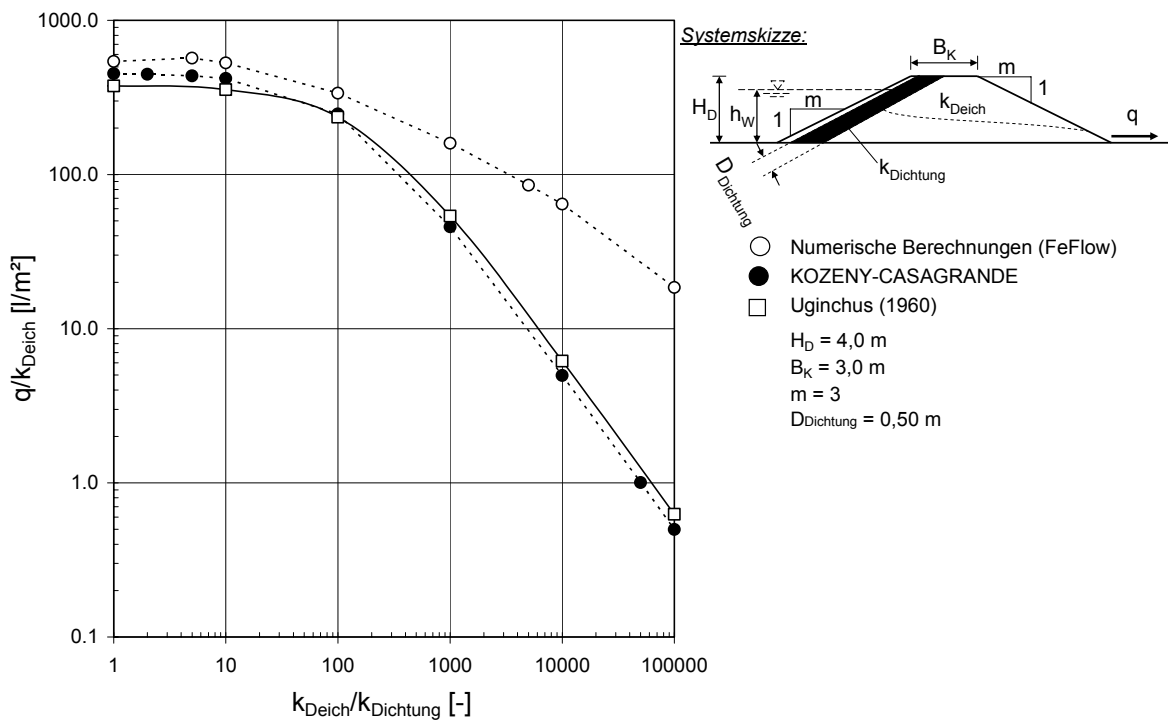


Abb. 6-22: Einfluss einer vollkommenen Oberflächendichtung auf die Sickerwassermenge

Die im Vergleich zur Innendichtung erhöhte Durchsickerungsmenge der betrachteten Oberflächendichtung kann auf die größere Einströmberandung sowie die abweichende Sättigungsverteilung und die daraus resultierende zusätzliche Wasserbewe-

gung im ungesättigten Bereich zwischen dem Wasseraustrittspunkt aus der Dichtung und der Sickerlinie zurückgeführt werden (vgl. Erb 1965, Uginchus 1960).

Werden die Zusammenhänge aus Abb. 6-20 und Abb. 6-22 auf Dichtungen und Deichböden unterschiedlicher Durchlässigkeit übertragen, erhält man den in Abb. 6-23 gezeigten Zusammenhang zwischen der Durchlässigkeit des an die Dichtung angrenzenden Deichbodens und den Durchfluss q [l/sm]. Der analytische Ansatz nach KOZENY-CASAGRANDE liefert ab einem bestimmten Durchlässigkeitsverhältnis Grenzwerte, die sich auch über die hier angegebenen Betrachtungsgrenzen ($k_{\text{Deich}} = 10^5 \cdot k_{\text{Dichtung}}$) fortführen lassen. Die dargestellten Ergebnisse der numerischen Berechnungen liegen, wie bereits zuvor erläutert, über den analytisch ermittelten Ergebnissen. Für $k_{\text{Deich}} = k_{\text{Dichtung}}$ ergibt sich unter Verwendung eines doppelt logarithmischen Maßstabs eine Grenzgerade. Diese Linie beschreibt nichts anderes als den Durchfluss durch einen homogenen Deich, der lediglich von den geometrischen und hydraulischen Randbedingungen abhängig ist. Dieser Zusammenhang wurde bereits in den Abschnitten 6.4.1 und 6.4.2 erläutert (vgl. Abb. 6-8).

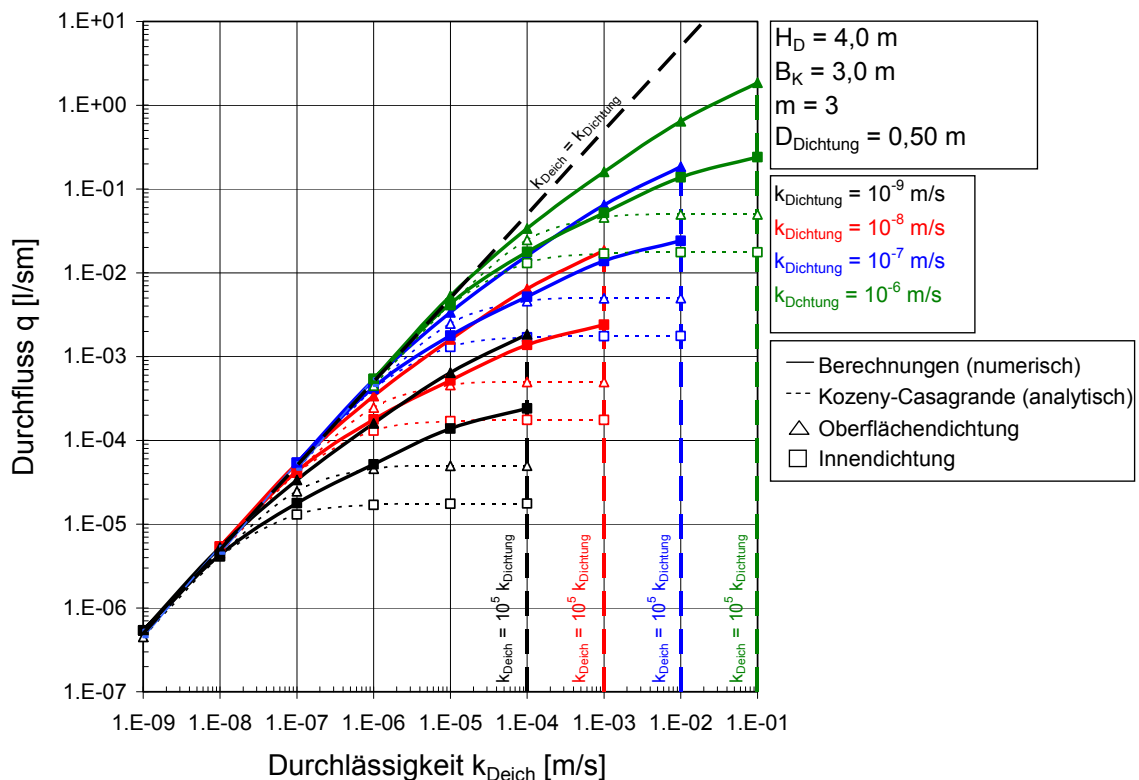


Abb. 6-23: Abschätzung des Durchflusses q für Deiche mit Innendichtung (Abb. 6-20) und Oberflächendichtung (Abb. 6-22) für unterschiedliche Durchlässigkeiten der Dichtung k_{Dichtung} und des Deichbodens k_{Deich}

6.6.2 Dichtende Wirkung von Vegetationsdecken

Die Wirkung von Vegetationsdecken kann analog zur Wirkung von Dichtungen betrachtet werden (Abschnitt 6.6.1). Dichtungen und Vegetationsdecken weisen jedoch ein unterschiedliches Saugspannungsverhalten auf (vgl. Abschnitte 4.5.3 und 4.5.4). Dadurch, dass die Pflanzen bzw. Wurzeln dem Boden Wasser entziehen, treten in Vegetationsdecken in Anbetracht der relativ hohen Durchlässigkeit hohe Saugspannungen auf (vgl. Abschnitt 3.5.5).

In Abb. 6-25 ist die Abnahme der Sickerwassermenge bei steigendem Durchlässigkeitsverhältnis dargestellt.

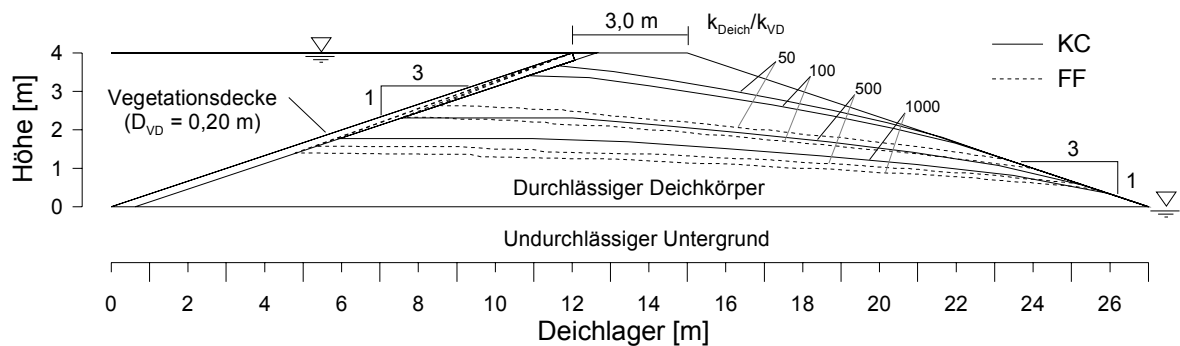


Abb. 6-24: Einfluss einer 20 cm dicken Vegetationsdecke auf die Durchsickerung eines Deichs in Abhängigkeit vom Verhältnis k_{Deich}/k_{VD}

Das analytische Verfahren nach KOZENY-CASAGRANDE zeigt das gleiche Verhalten, wie in Abb. 6-22 für eine Oberflächendichtung mit $D_{OD} = 0,50$ m gezeigt wird. Die berechnete Kurve verläuft relativ flach und liegt bei großen Durchlässigkeitsverhältnissen über den analytischen Ergebnissen.

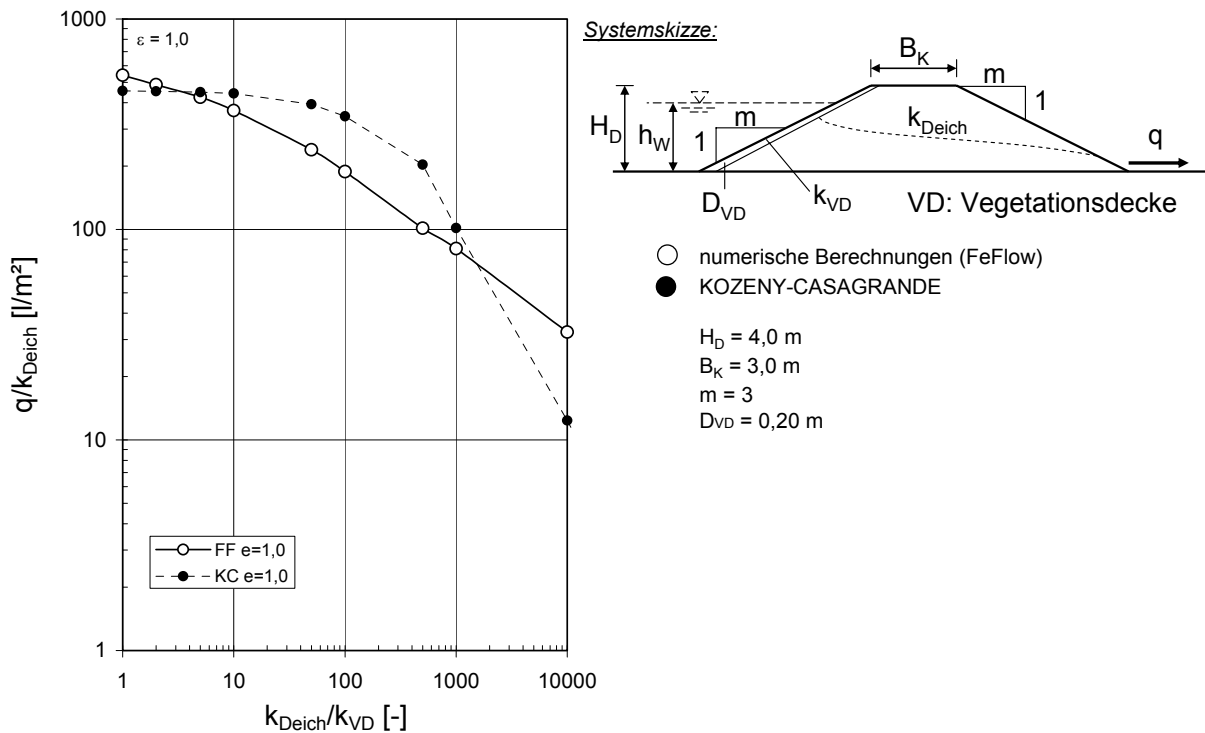


Abb. 6-25: Einfluss von einer Vegetationsdecke auf die Sickerwassermenge

Da Vegetationsdecken i. d. R. bereits selbst relativ durchlässig sind und Deichmaterialien erfahrungsgemäß maximale Durchlässigkeiten von $k_S = 10^{-3}$ m/s aufweisen, bewegen sich realistische Durchlässigkeitsverhältnisse zwischen 2 und 50. Höhere Werte können sich ergeben, wenn bestehende „Altdeiche“ vorhanden sind, deren Stützkörper stark durchlässig $k_S > 10^{-3}$ m/s ist.

6.6.3 Unvollkommene Dichtungen

Bei unvollkommenen Dichtungen (vgl. Abschnitt 3.3.4) findet die Durchströmung zum Großteil in dem nicht abgedichteten Bereich im Untergrund statt. Bereits geringe ungedichtete Bereiche bewirken eine verhältnismäßig hohe Durchsickerung des landseitigen Stützkörpers, sofern, wie in Abb. 6-27 dargestellt, kein Drän das Sickerwasser vor dem Eindringen in den Stützkörper ins Unterwasser ableitet.

Der Potentialabbau eines Deiches mit unvollkommener Innendichtung ist in Abb. 6-26 dargestellt. Trotz des relativ großen Abdichtungsverhältnisses von $t_D/H_U = 80\%$ tritt hinter der Dichtung noch ein Potential bzw. eine Druckhöhe von $y = 2,0$ m auf, sprich die Hälfte des Gesamtpotentialunterschieds $\Delta\psi$ vom OW zum UW bei Kronenstau (vgl. Abb. 6-28).

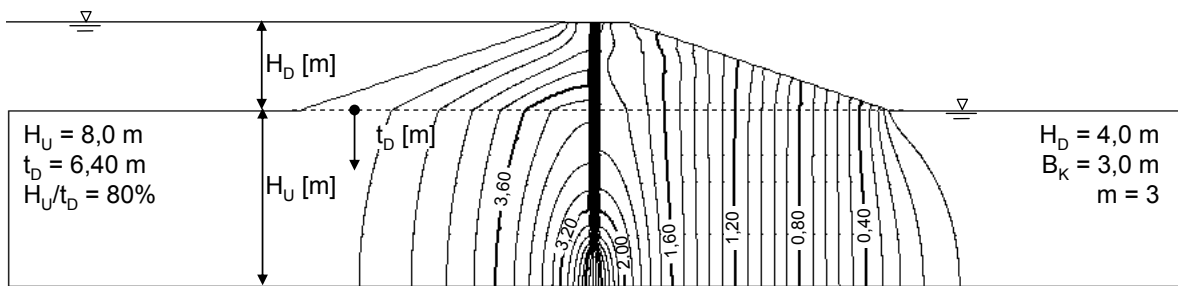


Abb. 6-26: Beispiel des Potentialabbaus an einem Deich mit einer unvollkommenen Innendichtung

Der in Abb. 6-27 abgebildete Erddamm mit Innendichtung zeigt die Sickerlinien für $t_D/H_U = 0$ und 90% bei unterschiedlichen Untergrundmächtigkeiten. Trotz der relativ tief reichenden Dichtung bis zu $90\% \cdot H_U$ wird auch hier, wie bereits bei Abb. 6-26 für $t_D/H_U = 80\%$ angemerkt, der landseitige Deichkörper zu einem großen Teil durchsickert, d. h. hinter der Dichtung treten abhängig von den Randbedingungen noch Potentiale von $\psi \approx 0,5 \cdot \Delta\psi \approx 2,0$ m auf (Abb. 6-28).

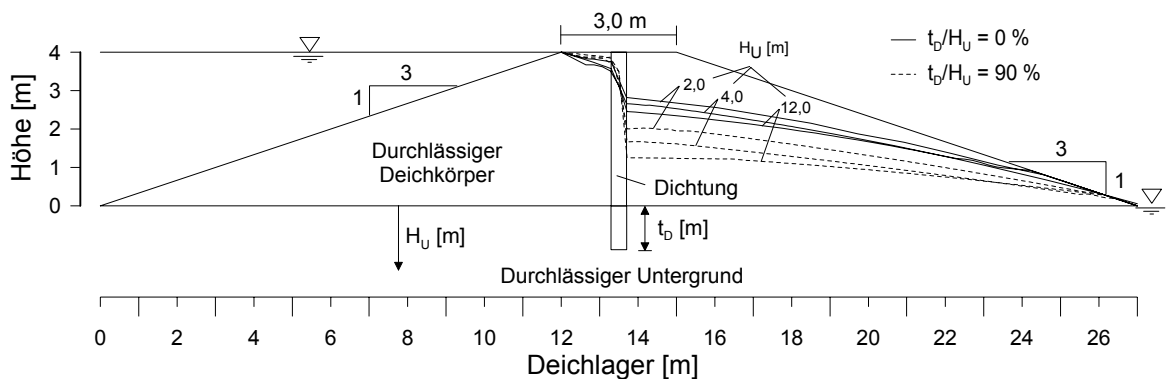


Abb. 6-27: Sickerlinien in einem Deich mit unvollkommener Innendichtung bei unterschiedlichen Untergrundmächtigkeiten H_U und Verhältnissen t_D/H_U

Mit zunehmender Untergrundmächtigkeit stellt sich trotz der relativ größeren, nicht abgedichteten Bereiche eine niedrigere Sickerlinie ein, was auf den verstärkten Potentialabbau im Untergrund zurückzuführen ist. Dieser Effekt wurde bereits in Abschnitt 6.5 erläutert (vgl. Abb. 6-17).

Der Wasserstand direkt hinter der Dichtung h_1 [m] und der Wasseraustrittspunkt h_A [m] bezogen auf die Wasserstandshöhe h_W [m] für das in Abb. 6-27 dargestellte Deichsystem sind in Abb. 6-28 dargestellt. Die Abnahme beider Größen setzt, wenn man davon ausgeht, dass beim betrachteten Deichsystem der Austrittspunkt der Sickerlinie bei vollkommener Abdichtung nahe Null liegt, verstärkt erst bei $t_D/H_U >$

90% ein. Bei $t_D/H_U = 90\%$ hat sich der Wasserstand bei den betrachteten Fällen im Mittel um 35%, der Wasseraustrittspunkt hingegen um 65% reduziert.

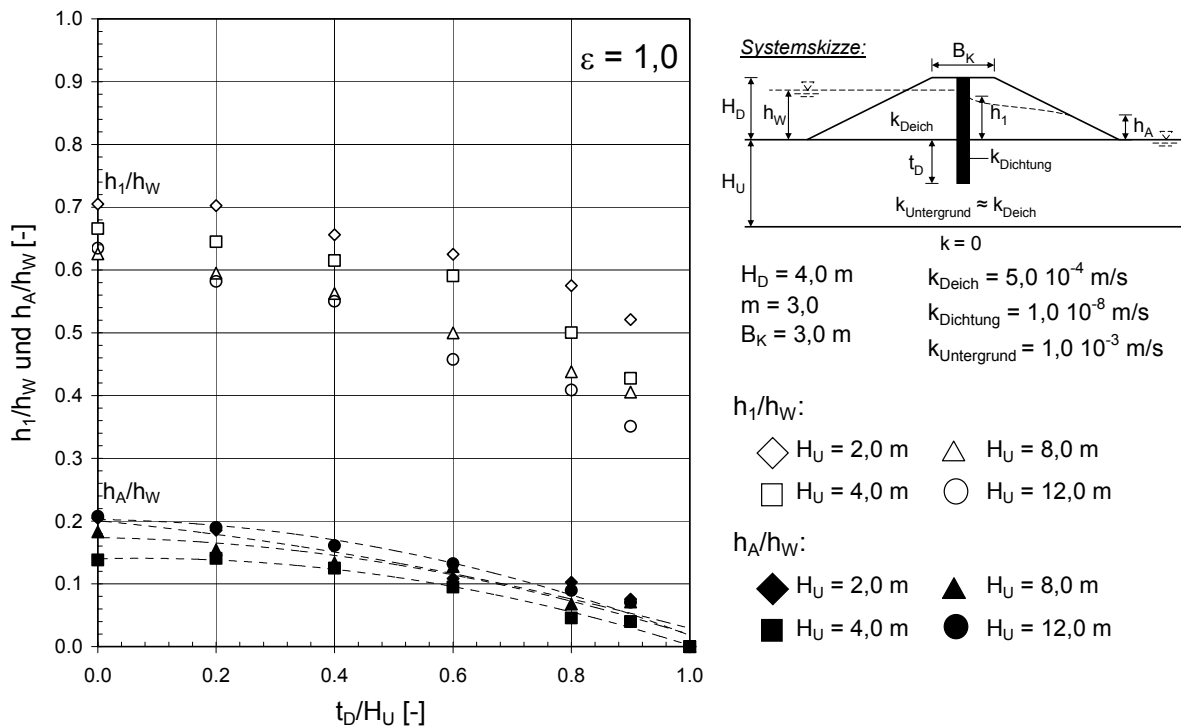


Abb. 6-28: Einfluss einer unvollkommenen Innendichtung auf die Durchsickerung (Potentialabbau) für unterschiedliche Verhältnisse t_D/H_U

6.6.4 Fehlstellen in vollkommenen Innendichtungen (2D)

Die Anfälligkeit von Dichtungen für Fehlstellen ist von der Art der Dichtung und deren Belastung abhängig. Dichtungsmaterialien, Einbauverfahren, Konstruktionsweise und etwaige Umwelteinflüsse sowie Alterung können das Auftreten von Rissen, Spalten, Löchern oder Fenstern verursachen bzw. begünstigen. Kutzner (1996) stellt fest, dass eine verstärkte Durchsickerung von Dämmen mit Dichtungen auf „Fehlstellen oder Fugen“ zurückzuführen ist. Ursachen für derartige Fehlstellen können auch Setzungen, Austrocknung, unsachgemäße Ausführung, Wühltiere, Wurzeln, chemische Lösungsprozesse, mechanische Überbelastung, Sabotage etc. sein.

Die Fehlstellen in Dichtwänden treten i. d. R. lokal auf, so dass sich ein dreidimensionales Strömungsfeld (vgl. Abschnitt 6.6.5) einstellt. Wurzeln in Oberflächendichtungen oder aus dem Schloss gesprungene Spundwandbohlen verursachen räumlich begrenzt eine Verstärkung der Durchsickerung. Seltener treten linienhaft

Fehlstellen auf, was z. B. bei weit reichenden Setzungen oder nicht abgedichteten, dünnen, sandigen Bodenschichten (Schmalwand!) der Fall sein kann.

Wie bereits Brauns (1978) bemerkte und Cedergren (1977) anhand von Potentialnetzen zeigte, genügen bereits sehr kleine Öffnungen bzw. Fehlstellen in Dichtungen, um den Durchfluss um ein Vielfaches zu erhöhen. Brauns (1978) ermittelte auf analytischem Weg die Durchströmung von Innen- und Oberflächendichtungen größerer Dammbauwerke durch in der Längsachse auftretende Risse bzw. Spalten mit einer Öffnungsweite von 0,5 bis 5 mm. Die eigenen Auswertungen konnten den von Brauns (1978) dargestellten Sachverhalt bestätigen (siehe Abb. 6-31). Brauns (1978) legt seinen Auswertungen eine Spaltströmung zugrunde (siehe Wittke 1984), während in den eigenen Berechnungen von einer Röhre ausgegangen wird.

Der in Abb. 6-29 dargestellte Deich weist in der Dichtung Fehlstellen in unterschiedlichen Höhen von $0,00/0,25/0,50 \cdot H$ auf. In den numerischen Berechnungen wurde zur Ermittlung der erhöhten Strömung durch diese Fehlstellen der Ansatz der Röhrenströmung nach HAGEN-POISEUILLE verwendet, der im verwendeten numerischen Modell bereits impliziert ist (vgl. Abschnitt 2.5.4, Glg. 2-48).

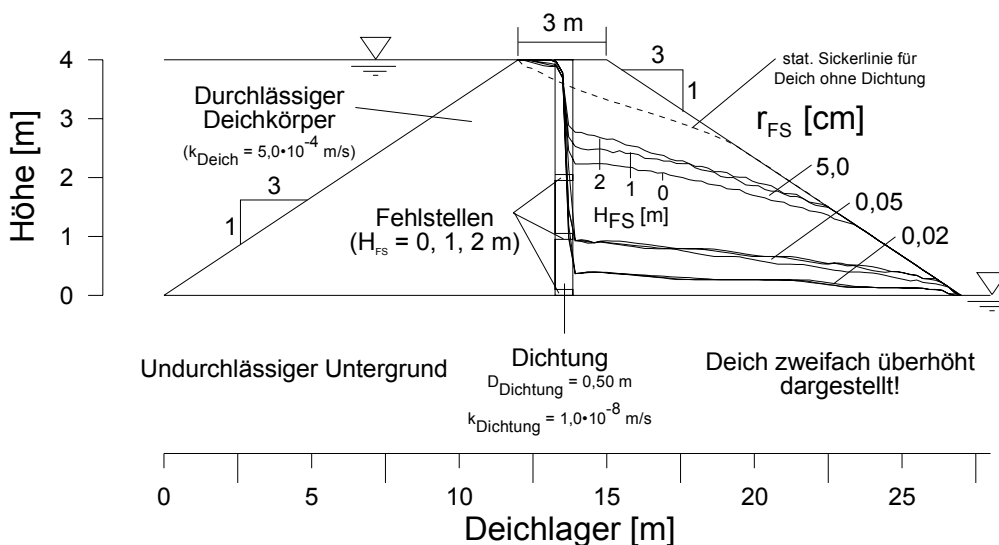


Abb. 6-29: Durchsickerung eines Deiches mit Innendichtung und Fehlstellen mit unterschiedlichen Lagen und hydraulischen Radien r_{FS}

Die Auswertung des Quotienten q/k_{Deich} in Abhängigkeit der hydraulischen Öffnungsweite $2 \cdot r_{\text{FS}}$ ist in Abb. 6-30 dargestellt. Die Öffnungsweiten reichen von 0,01 bis 10 cm. Je nach Deichboden bzw. Durchlässigkeit und Saugspannungsverhalten des Bodens werden die maximalen und minimalen Quotienten q/k_{Deich} erreicht. Der landseitige Stützkörper mit relativ höherer Durchlässigkeit kann eine relativ große

Sickerwassermenge abführen, ohne dass dies einen verhältnismäßig starken Anstieg der Sickerlinie im landseitigen Bereich hervorruft. So erreicht der Deich aus Sand mit $k_S = 2 \cdot 10^{-5}$ m/s bereits bei einer Fehlstelle mit einer hydraulischen Öffnung von 0,2 cm bereits die maximale Durchströmung und den höchsten Wasserstand im landseitigen Deichkörper. Beim sehr durchlässigen Kiesdeich mit $k_S = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s hingegen bedarf es einer Fehlstelle mit Durchmesser von $d_{FS} = 0,4 \div 0,5$ cm.

Einfacher halber wurde auf eine Berücksichtigung möglicher Turbulenzen bei größeren Reynoldszahlen in der Röhre und im Deichboden verzichtet. Klüber u. Breth (1977) untersuchten die Durchsickerung großer Dämme mit relativ großen Fehlstellen in den Oberflächendichtungen numerisch und berücksichtigten dabei für die Durchsickerung eines sehr durchlässigen Steinschüttkörpers den Turbulenzeinfluss im postlaminaren Bereich unter Verwendung eines FORCHHEIMER-Ansatzes nach Irmay (1958). Sie verglichen die Ergebnisse mit den Resultaten, die sich bei laminaren Strömungsverhältnissen ergeben. Der Einfluss auf die stationären Durchsickerungsverhältnisse scheint jedoch begrenzt zu sein. Wie bereits erwähnt, werden bei den numerischen Berechnungen die prä- und postlaminaren Änderungen des Fließverhaltens von Sickerströmungen in dieser Arbeit vernachlässigt, was jedoch aufgrund der Ergebnisse von Klüber u. Breth (1977) z. T. gerechtfertigt ist.

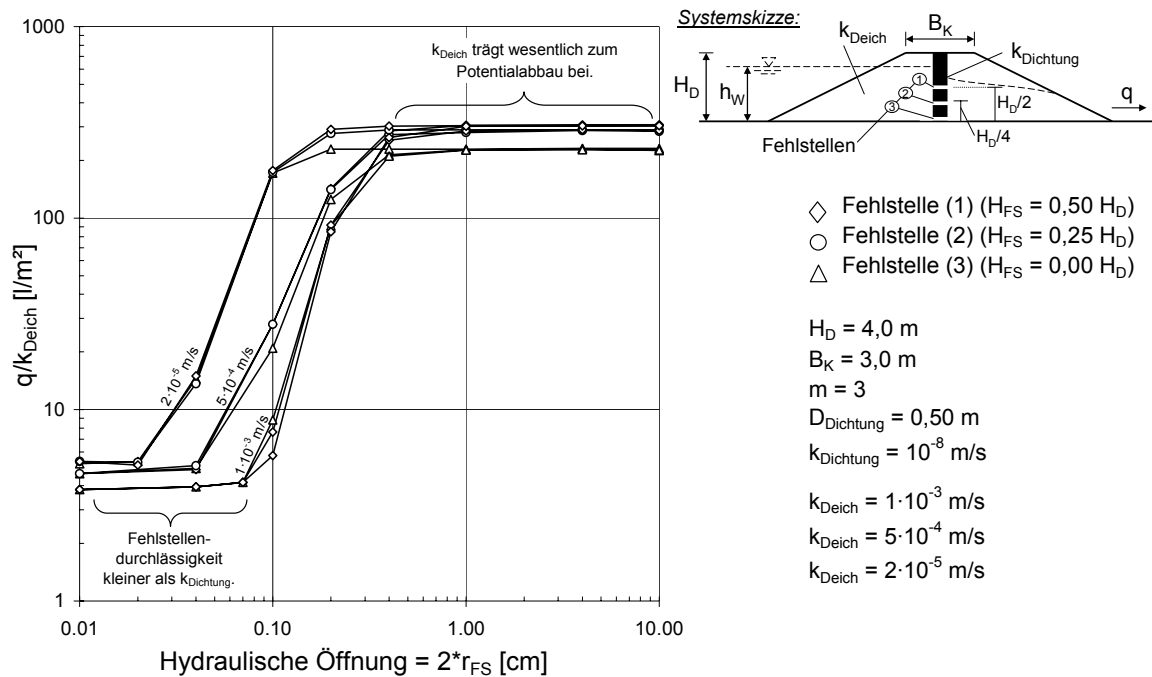


Abb. 6-30: Einfluss von Fehlstellen in Innendichtung auf den Durchfluss q/k für unterschiedliche Deichdurchlässigkeiten k_{Deich} und Fehlstellenradien r_{FS}

In Abhängigkeit unterschiedlicher Deichdurchlässigkeiten sind die Durchflussmengen eines Deiches mit Innendichtung und an der Sohle befindlicher Fehlstelle in Abb. 6-31 dargestellt. Zum Vergleich ist eine von Brauns (1978) analytisch ermittelte Gerade eines Dammsystems ergänzt worden. Der Vergleich zeigt, dass die numerische Berechnung das gleiche Verhalten wie die analytische Auswertung von Brauns (1978) ergibt. Die Obergrenze des betrachteten Deichsystems stellt eine unendlich große Fehlstelle dar ($r_{\text{hydr.}} \rightarrow \infty$, keine Dichtung vorhanden) und die Untergrenze eine Dichtung ohne Fehlstelle ($r_{\text{hydr.}} = 0$). Angefügt wurden auch die Untergrenze der entsprechenden Kurven für $k_{\text{Di}} = 10^{-7}$ m/s und 10^{-6} m/s (vgl. Abb. 6-23).

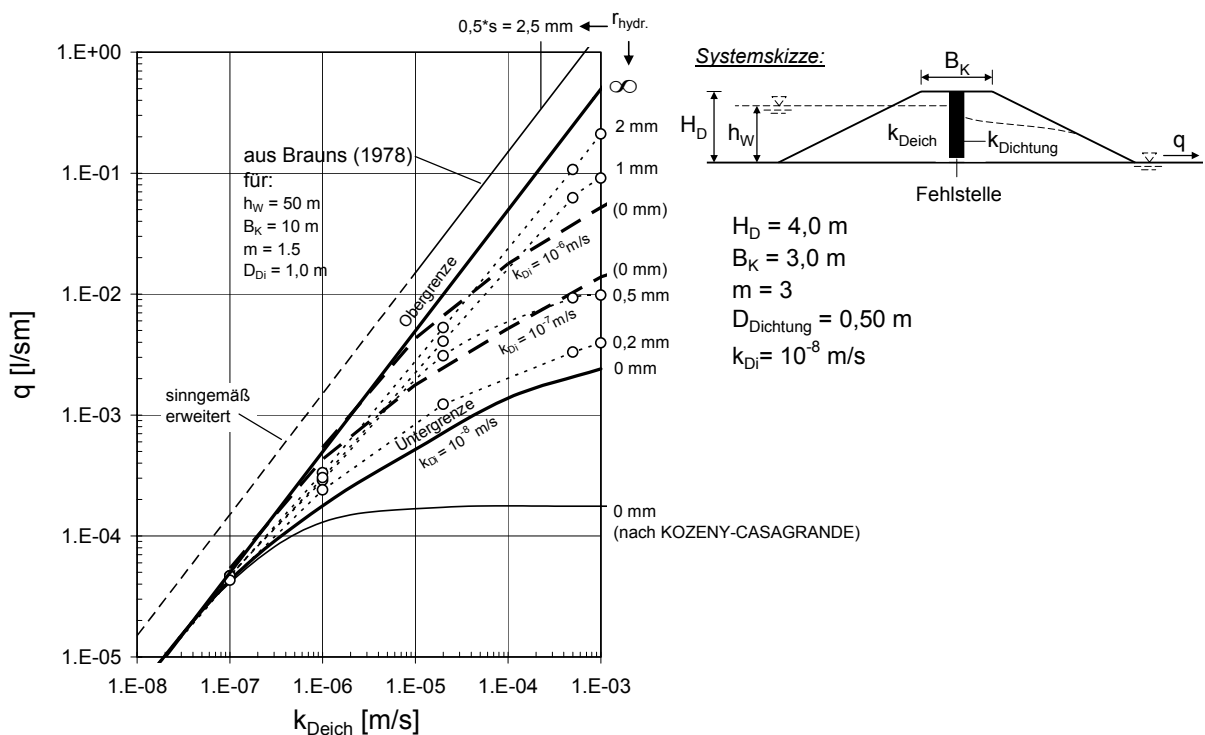


Abb. 6-31: Durchsickerungsmenge q durch einen Deich mit Innendichtung und Fehlstelle in Abhängigkeit der Stützkörperdurchlässigkeit k_{Deich} und des hydraulischen Fehlstellenradius $r_{\text{hydr.}}$ (vgl. Brauns 1978)

Die Kurven für unterschiedliche Fehlstellengrößen neigen sich gegen einen maximalen Grenzwert, der hier aufgrund der Begrenzung der Durchlässigkeit des Deichmaterials auf $k_s = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s nicht dargestellt wird. Die Grenzkurve für eine Durchlässigkeit der Dichtung von $k_{\text{Di}} = 10^{-7}$ m/s liegt nahe an der Kurve für $r_{\text{hydr.}} = 0,5$ mm, woraus sich in grober Näherung folgern lässt, dass diese Fehlstellengröße ausreicht, um die Durchlässigkeit der betrachteten Innendichtung von $k_{\text{Di}} = 10^{-8}$ m/s um eine Zehnerpotenz zu erhöhen. Verfährt man auf diese Weise weiter, können Radien $r_{\text{hydr.}} > 1$ mm bereits bei einer Stützkörperdurchlässigkeit von

$k_S \geq 10^{-4}$ m/s eine Erhöhung um das 100fache bewirken, wenn man anstelle der Fehlstelle für eine intakte Dichtung eine Ersatzdurchlässigkeit für die gesamte Dichtung ansetzt.

Auf die dreidimensionale Betrachtung von Fehlstellen in Dichtungen wird in Abschnitt 6.6.5 eingegangen. Die instationäre Durchsickerung von Fehlstellen in Dichtungen mit der daraus resultierenden Aufsättigung des landseitigen Stützkörpers wird in Kapitel 7 (Abschnitt 7.5) anhand eines Beispiels behandelt.

6.6.5 Fehlstellen in vollkommenen Innendichtungen (3D)

Treten Fehlstellen in Dichtungen horizontal über große Längen auf, wie dies z. B. bei Längsrissen durch Schwinden in natürlichen Oberflächendichtungen oder bei einer hydraulisch gebundenen Dichtung durch Setzungen im Untergrund erfolgen kann, dann sind zweidimensionale Betrachtungen durchaus gerechtfertigt. Der sich dadurch einstellende Durchsickerungszustand ist, wie in den Abschnitten zuvor gezeigt wurde, stark vom Deichsystem, der Fehlstellengröße sowie auch vom Durchlässigkeitsbeiwert k_S des landseitigen Stützkörpers abhängig (vgl. Brauns 1977).

Die dreidimensionale Durchsickerung von Fehlstellen zeigt im Vergleich zu zweidimensionalen Betrachtungen zum einen eine reduzierte Höhe der Sickerlinie / -fläche im landseitigen Dammbereich und zum anderen die in Abb. 6-32 (vgl. Abb. 6-33) skizzierte charakteristische räumliche Ausbreitung.

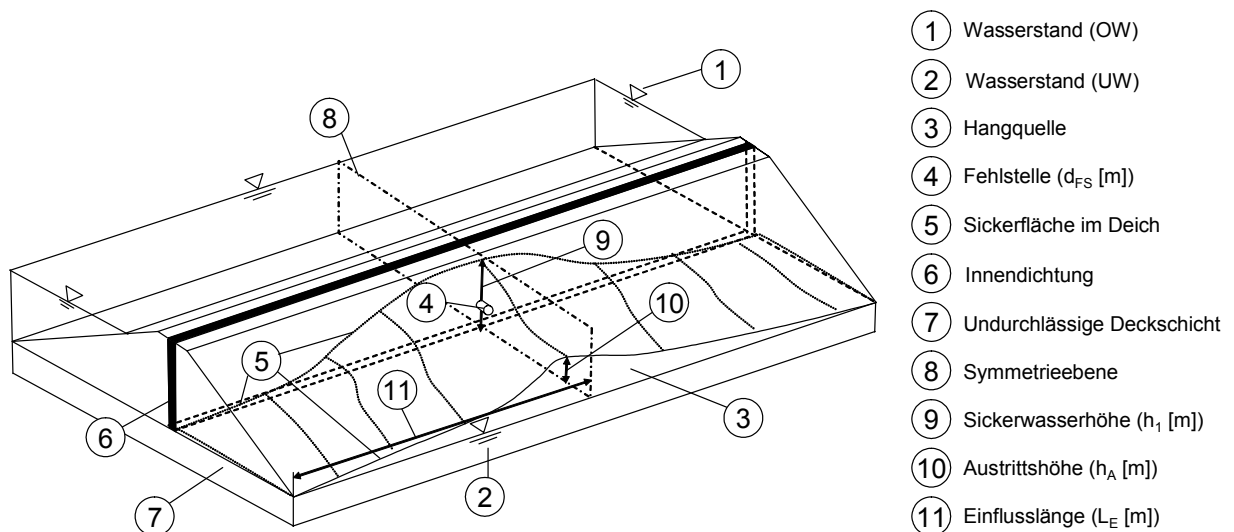


Abb. 6-32: Skizze eines Deiches mit Innendichtung und Fehlstelle und der Sickerwasser-
oberfläche im unterwasserseitigen Deichkörper

Die räumliche Ausbildung ist in dem Deichquerschnitt in Abb. 6-33 anhand der im Abstand a [m] von der Fehlstellenachse auftretenden Sickerlinien dargestellt. Zum Vergleich wurde die Sickerlinie beigefügt, die sich aus der zweidimensionalen Berechnung ergibt. Es ist zu erkennen, dass die Sickerlinie der 2D-Berechnung deutlich über der 3D-Berechnung in Fehlstellenachse ($a = 0$ m) liegt. Des Weiteren wird der räumliche Einfluss deutlich, der sich in einer Abnahme der Höhenlage der Sickerlinie mit steigendem Abstand von der Fehlstellenachse niederschlägt. Bereits ab ca. 20 bis 30 m Entfernung liegt die Sickerlinie ziemlich flach auf ähnlichem Höhengniveau, wie es sich ohne Fehlstelle einstellen würde.

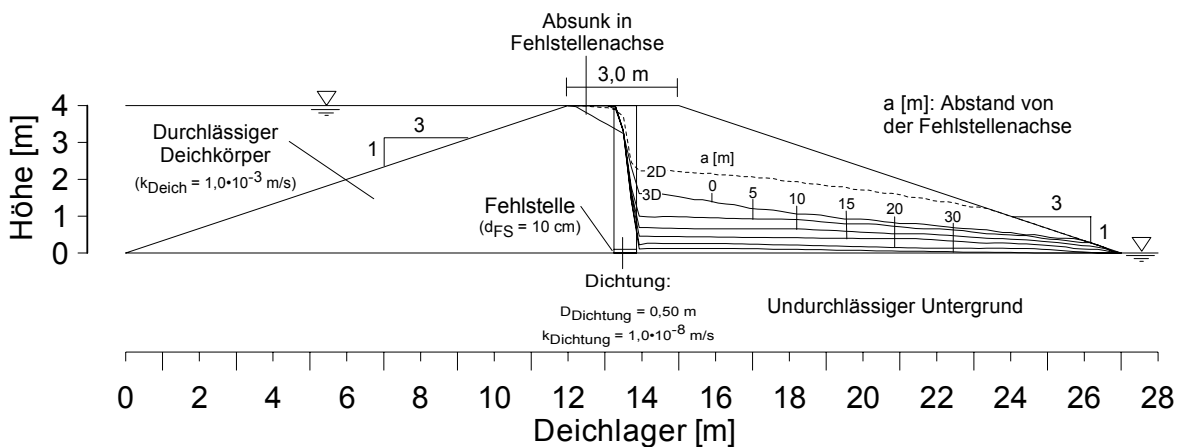


Abb. 6-33: Deich mit Dichtung mit Fehlstelle und den Sickerlinien im unterwasserseitigen Deichkörper für unterschiedliche Abstände a von der Fehlstellenachse

Die Ausbildung der Sickerwasserfläche unterhalb einer Fehlstelle hängt neben dem Fehlstellendurchmesser und der Geometrie des landseitigen Teils des Deiches auch vom Deichmaterial ab. Deshalb wurde für unterschiedliche Fehlstellendurchmesser $d_{\text{FS}} = 0,001 \div 0,1$ m und zwei Durchlässigkeiten $k_{\text{S}} = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s und $k_{\text{S}} = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s die entsprechende Sickerwasserfläche an einem Beispieldeich berechnet und als mittlere Höhe der Sickerlinien $h_{\text{SL},m}$ (Glg. 6-7) über den Abstand von der Fehlstellenachse a [m] in Abb. 6-34 dargestellt.

Die geringere Durchlässigkeit führt zu einer höheren Lage der landseitigen Sickerwasserfläche. Wie bereits bei der zweidimensionalen Betrachtung festgestellt, nimmt die Durchsickerung mit kleiner werdenden Fehlstellendurchmessern ab. Dabei stellen sich eine Obergrenze, ab der der landseitige Deichkörper den Potentialabbau bestimmt, und eine Untergrenze ein, ab der die angenommene Fehlstelle undurchlässiger ist, als die angenommene Durchlässigkeit der Dichtung. Die Ober-

grenze befindet sich beim betrachteten Beispiel bei $d_{FS} \geq 0,1$ m, die Untergrenze bei $d_{FS} \leq 0,001$ m.

Anzumerken bleibt, dass sich im näheren Bereich der Fehlstellenachse bei der dreidimensionalen Betrachtung im OW der Dichtung eine deutliche Absenkung in Fehlstellenachse einstellt, die bei den zweidimensionalen Betrachtungen (Abb. 6-29) geringer ausfällt.

Aus Abb. 6-34 kann eine so genannte Einflusslänge L_E [m] abgeschätzt werden. Als Einflusslänge L_E wird hier die Länge bezeichnet, ab der die Sickerwasseroberfläche den von der Fehlstelle unbeeinflussten Verhältnissen entspricht, also keine Erhöhung der Sickerwasseroberfläche durch die Fehlstelle mehr zu verzeichnen ist. Die Einflusslänge nimmt, abhängig von den eben genannten Parametern und dem Deichsystem, eine maximale Größe an, die beim betrachteten Beispiel $L_E = 30$ m für $k_S = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s und $L_E = 24$ m für $k_S = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s ist (Abb. 6-35).

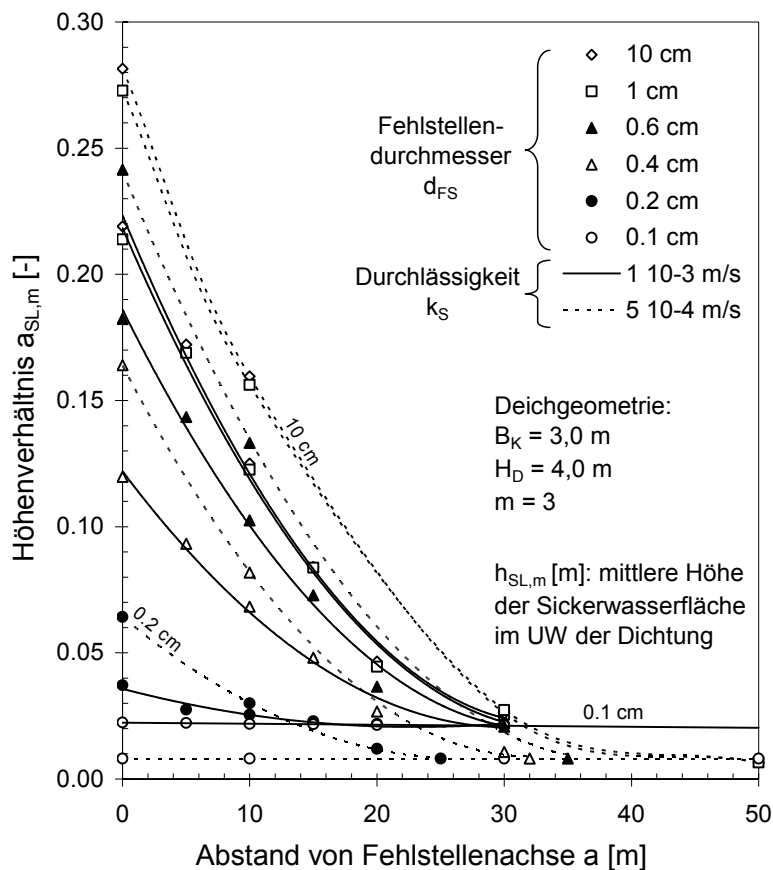


Abb. 6-34: Ausbreitung der Sickerwasserfläche hinter einer Dichtung mit Fehlstelle, dargestellt als Höhenverhältnis $a_{SL,m}$ für unterschiedliche Fehlstellendurchmesser aufgetragen über vom Abstand von der Fehlstellenachse

In Abb. 6-35 ist neben der Einflusslänge auch der Vergleich zwischen der mittleren Höhe der Sickerlinie im unterwasserseitigen Bereich $h_{SL,m}$ von der zwei- und dreidimensionalen Berechnungen in Fehlstellenachse dargestellt. Bei maximal erreichbaren dreidimensionalen Durchsickerungsverhältnissen, d. h. bei Fehlstellengrößen von $d_{FS} = 0,01 \div 0,1$ m, erreichen die dreidimensionalen maximal 60 ÷ 75% der zweidimensionalen mittleren Sickerlinienhöhen. Bei sehr kleinen Fehlstellendurchmessern $d_{FS} < 0,001$ m erreichen die dreidimensionalen nur noch einen Bruchteil der zweidimensionalen Ergebnisse.

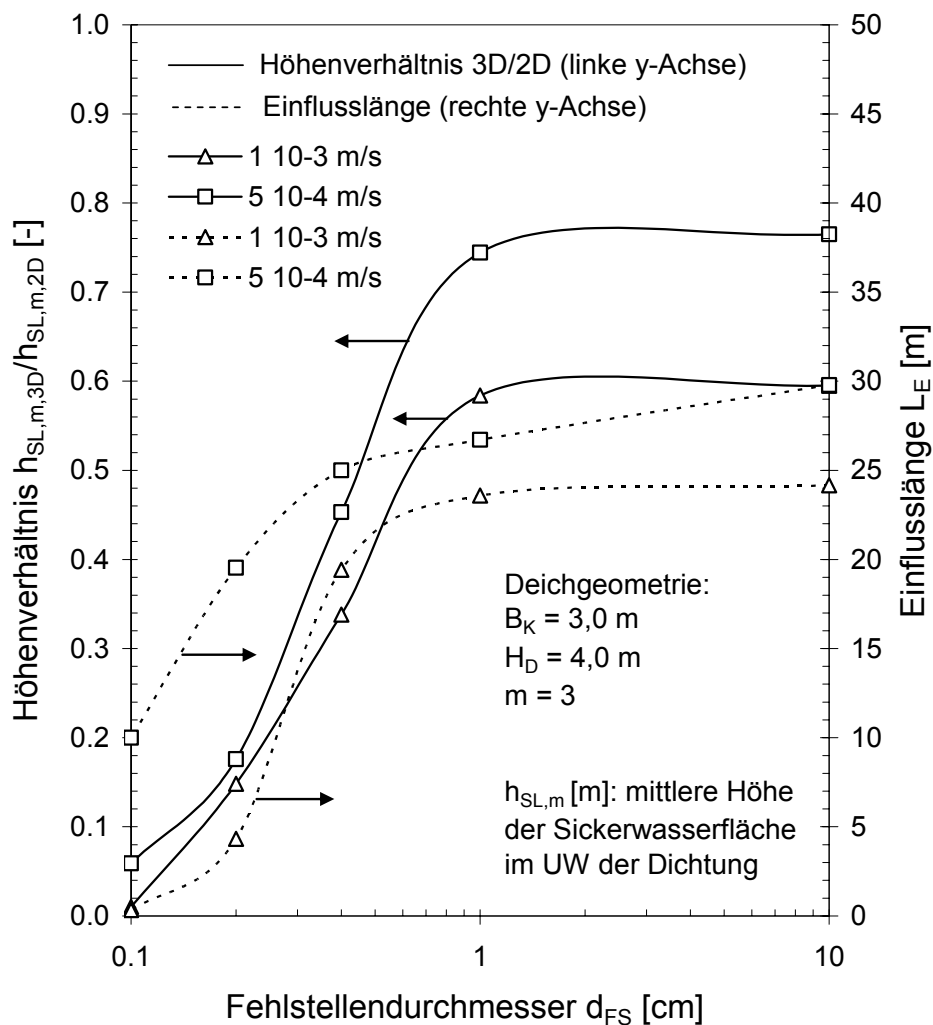


Abb. 6-35: Vergleich von 2D und 3D-Berechnung und Größe der Einflusslänge L_E in Abhängigkeit des Fehlstellendurchmessers d_{FS} für einen Beispieldeich mit zwei unterschiedlichen Durchlässigkeiten k_s

Die Abnahme des Sickerwasservolumens bei der dreidimensionalen Betrachtung im Vergleich zur zweidimensionalen Betrachtung ist auf die mögliche dreidimensiona-

le Ausbreitung des Sickerwassers zurückzuführen. Der Durchfluss der Fehlstelle, der in etwa gleich bleibt, kann sich dreidimensional verteilen und wird nicht, wie im bei zweidimensionalen Betrachtung, als über die Länge konstant angenommen.

6.7 Deich mit Drän

6.7.1 Allgemeines

Deiche haben in den meisten Fällen keinen Drän. Im Rahmen der Ertüchtigung von Deichen werden häufig Anschüttungen aus grobkörnigem Material als Dränkörper angeordnet, der gleichzeitig den Deichhinterweg aufnimmt (vgl. Abschnitt 3.3.2). Die Lage der Sickerlinie im Bestandsdeich wird durch eine Anschüttung nicht verändert. Das hat zur Folge, dass die Anschüttungen ggf. bis zu ca. 2/3 der Deichhöhe, wenn stationäre Verhältnisse angesetzt werden, geführt werden müssen, um einen ungefilterten Austritt der Sickerlinie zu verhindern (siehe Abschnitt 6.4).

Weitaus wirksamer, wenn auch im Zuge von Ertüchtigungen oft nur unter enormem Mehraufwand möglich, sind Kamin- oder Fußdräns, Dränteppiche oder Dränröhre, die in den Deichkörper hineinreichen und so die Durchsickerung von der Böschungsoberfläche fernhalten.

6.7.2 Auswirkungen von Dräns

Verkürzt der Drän den mittleren Sickerweg, den das Wasser durch den undurchlässigeren Deichkörper zurücklegen muss, dann steigt die Sickerwassermenge mit den hydraulischen Gradienten an. Das Beispiel in Abb. 6-36 zeigt, dass, sofern der Drän ausreichend durchlässig ist, die durchströmten Bereiche des Deiches reduziert werden können, aber die Sickerwassermenge wie auch die lokal auftretende Gradienten ansteigen (siehe Abb. 6-37).

Wie in Abb. 6-36 zu sehen ist, findet eine Verlagerung der Sickerlinie in den Deichkörper erst bei relativ weit in den Deich reichenden Dränvorrichtungen von statten. Die Sickerwassermengen werden bei einem Drän, der bis zur Deichachse des betrachteten Deiches reicht, um das Dreifache erhöht (Abb. 6-37).

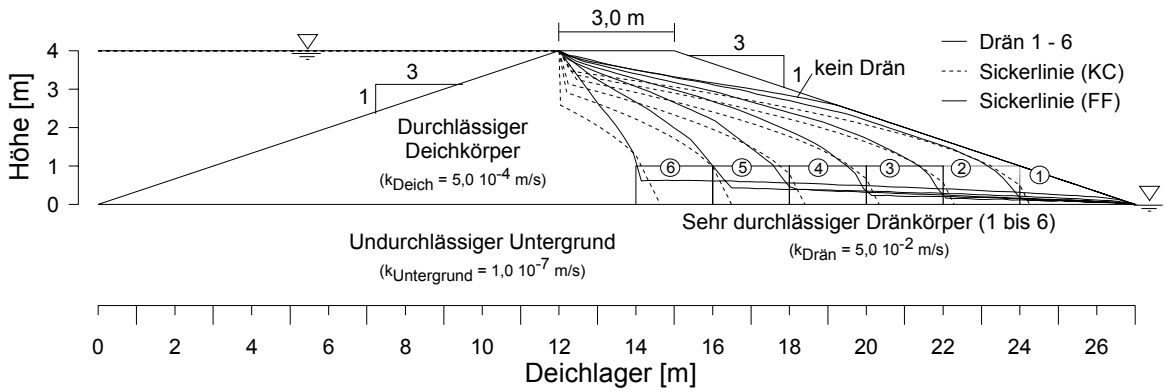


Abb. 6-36: Lage der Sickerlinien in einem Beispieldeich mit Dränteppichen unterschiedlicher Länge

Da Deiche i. d. R. keine weit in den Deich reichenden Dränkörper aufweisen, wird im Folgenden auch nicht näher auf sie eingegangen, sondern auf die entsprechende Fachliteratur verwiesen (Poweleit 1989, Brauns u. Raju 1993, Kutzner 1996).

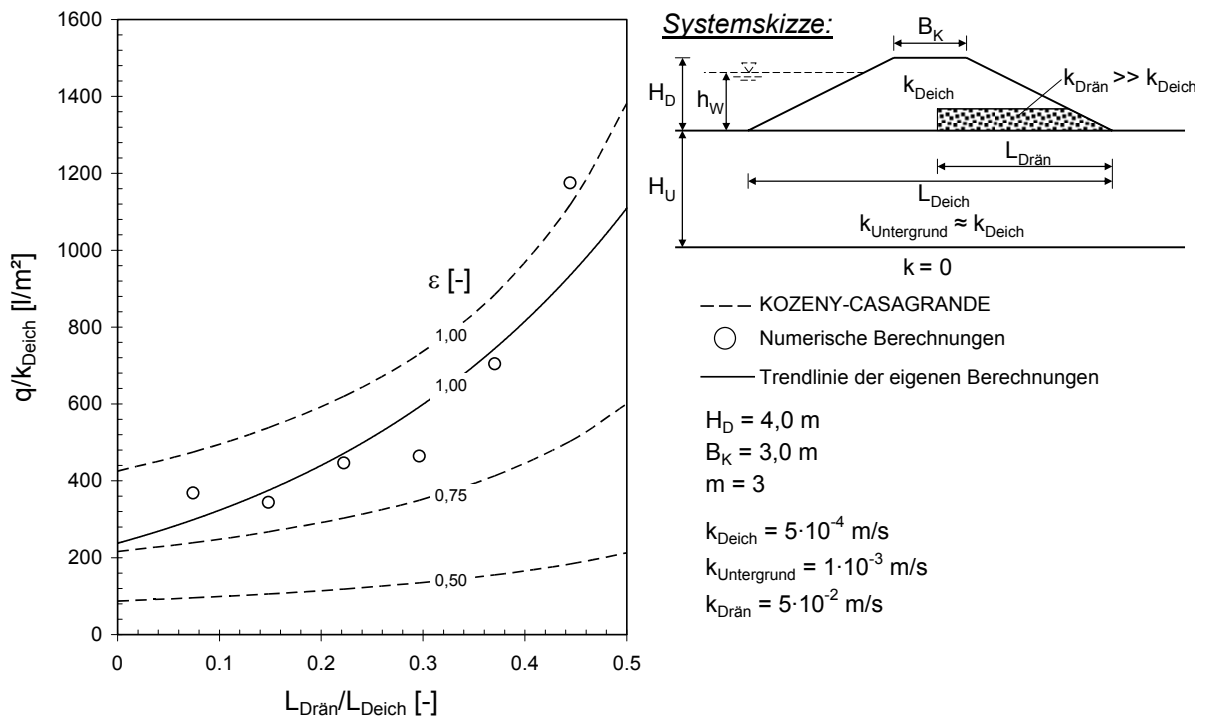


Abb. 6-37: Verhältnis von q/k_{Deich} in Abhängigkeit des Verhältnisses von $L_{\text{Drän}}/L_{\text{Deich}}$ nach KC und numerisch berechnet (Beispiel)

6.8 Zusammenfassung

Kapitel 6 befasst sich ausschließlich mit der stationären Durchsickerung von Damm- bzw. Deichbauwerken. Die dort erarbeiteten Erkenntnisse und durchgeführten Untersuchungen lassen sich, wie folgt, zusammenfassen:

1. Der Vergleich von bestehenden analytischen Verfahren ergibt, dass je nach Deichgeometrie, ausgedrückt durch den Formfaktor f , das Verfahren nach DACHLER die größten und das Verfahren nach PAVLOVSKY die niedrigsten stationären Durchsickerungszustände ergibt. Das Verfahren von KOZENY-CASAGRANDE ermittelt i. Allg. mittlere Verhältnisse, DACHLER-PAVLOVSKY liegt dabei abhängig vom Einstaugrad ε ein wenig über den Ergebnissen von KOZENY-CASAGRANDE. Mit fallendem Einstaugrad ε und bei niedrigeren Formfaktoren nehmen die Unterschiede zwischen den einzelnen analytischen Ansätzen ab (Abb. 6-6).
2. Der Einfluss der verschiedenen geometrischen Einflussgrößen – Kronenbreite B_K , Böschungsneigung 1:m, Deichhöhe H_D – sowie des Wasserstandes bzw. Einstaugrads ε auf die stationären Durchsickerungsverhältnisse wurden erläutert (Abb. 6-9, Abb. 6-13). Deicherhöhungen bei Beibehaltung der Deichlagerbreite bewirken folglich eine Anhebung der Sickerlinie bei gleichem Einstaugrad.
3. Die Ergebnisse der numerischen Berechnung der stationären Durchsickerung liegen durchwegs über den Ergebnissen der analytischen Verfahren für den Fall eines homogenen Deiches. Dies liegt zum einen an der Überschätzung der hydraulischen Gradienten im Einströmbereich und zum anderen an der Annahme eines drucklosen Abflusses an der Hangquelle, wodurch die Länge der Hangquelle in diesem Bereich ein wenig überschätzt werden kann (vgl. Abb. 6-7 und Abb. 6-14). Für praktische Anwendungen wird es in der Regel ausreichend sein, das Verfahren von KOZENY-CASAGRANDE zur Abschätzung der Sickerlinie zu verwenden, da es zudem im Gegensatz zu den anderen angeführten Verfahren eine einfach lösbare Gleichung bietet. Bei höheren Wasserständen nahe Kronenstau, aber auch für den Fall, dass eine verstärkte horizontale Durchsickerung, z. B. durch Wühltiergangsysteme, befürchtet werden muss, können bei Bedarf auch entsprechend andere Verfahren verwendet oder numerische Berechnungen durchgeführt werden. Aufgrund der geringen Unterschiede aller gezeigten Verfahren bei homoge-

nen Deichen können prinzipiell alle Verfahren zur Abschätzung der stationären Durchsickerung verwendet werden.

4. Niederschlagsereignisse können zu einer Erhöhung der stationären Sickerlinie führen. Bei den zu betrachtenden Niederschlagsintensitäten (Tab. 4-5) sind die Auswirkungen auf die Durchsickerungsverhältnisse gering. Bei Deichen geringer Höhe $H_D < 1,0$ m und einer mittleren, maximalen Niederschlagsintensität von $i_{N,m} = 2$ mm/h ergeben sich Erhöhungen von etwa 1% (Abb. 6-16). Derartig kleine Erhöhungen können i. Allg. vernachlässigt werden. Die Größe der prozentualen Erhöhung nimmt mit steigender Deichhöhe ab.
5. Bei Deichen auf durchlässigem Untergrund sucht sich das Sickerwasser mit zunehmender Untergrundmächtigkeit verstärkt seinen Weg durch den Untergrund. Im betrachteten Beispiel beträgt die maximale Abnahme der mittleren Höhe der Sickerlinie in etwa 20%. Diese Reduktion wird bei einer Untergrundmächtigkeit erreicht, die in etwa der zweifachen Deichhöhe entspricht (Abb. 6-18). Eine Vergrößerung der Untergrundmächtigkeit wirkt sich nach Überschreiten einer Grenze nicht mehr auf die Durchsickerung im Deich aus.
6. Die Wirksamkeit von vollkommenen Dichtungen hängt im Wesentlichen vom Verhältnis der Durchlässigkeit des angrenzenden Bodens und der Dichtung $k_{\text{Deich}}/k_{\text{Dichtung}}$ ab. Beispielhaft wird für Deiche mit Innendichtung und Oberflächendichtung die Durchsickerungsmenge q [l/sm] für unterschiedliche Verhältniswerte auf analytischen und numerischen Wege ermittelt (Abb. 6-23). Die Betrachtungen wurde für Verhältniswerte $k_{\text{Deich}}/k_{\text{Dichtung}} \leq 10^5$ durchgeführt. Mit zunehmendem Verhältnis steigt die Durchsickerungsmenge unterproportional an.
7. Für Deiche mit einer Vegetationsdecke werden in Abb. 6-25 in Abhängigkeit vom Durchlässigkeitsverhältnis k_{VD}/k_{Deich} der Sickerwasserdurchfluss gezeigt. Unter der Berücksichtigung von in der Praxis minimal anzutreffenden Durchlässigkeiten von Vegetationsdecken von $k_{VD,\text{min}} = 10^{-5}$ m/s und angenommenen, extremen Deichbodendurchlässigkeiten von $k_{\text{Deich},\text{max}} = 10^{-2}$ m/s sind bei der hier betrachteten Dicke von 20 cm die Wirkungen auf die stationäre Durchsickerungsmenge relativ gering (Abb. 6-24). Für durchschnittliche Verhältnisse wird das Verhältnis k_{VD}/k_{Deich} jedoch in etwa einen

Wert von 10 annehmen. Dann können die Einflüsse praktisch vernachlässigt werden.

8. Die Unterströmung von unvollkommenen Dichtungen führt dazu, dass die Durchströmung des landseitigen Deichkörpers nur unwesentlich reduziert wird. Auch bei weitgehender Abdichtung – hier wurde eine Abdichtung bis zu 90% des Untergrundes betrachtet – stellt sich immer noch eine deutliche Durchsickerung des landseitigen Deichkörpers ein (Abb. 6-28). Unvollkommene Abdichtungen tragen folglich, wie auch hier gezeigt wird, nur gering zur Reduzierung der Durchsickerung bei.

9. Fehlstellen in Dichtungen wurden zweidimensional und dreidimensional betrachtet. Dabei wurde festgestellt, dass die Höhenlage der Fehlstellen einen relativ geringen Einfluss auf die stationären Durchsickerungszustände hat (Abb. 6-29). Wesentlichen Einfluss hat die Fehlstellengröße selbst. Diese beeinflusst die stationären Durchsickerungsverhältnisse lediglich innerhalb einer bestimmten Spanne des Fehlstellendurchmessers zwischen der Untergrenze $d_{FS,min}$, d. h. die angenommene Fehlstelle ist undurchlässiger als die Dichtung, und der Obergrenze $d_{FS,max}$, d. h. die Fehlstelle lässt die Dichtung weitgehend unwirksam werden und der Dammkörper hinter der Dichtung übernimmt den Potentialabbau. Dieser Bereich kann für die untersuchten Deichsysteme zwischen $0,001 < d_{FS} < 0,01$ m angegeben werden (Abb. 6-30). Bei Fehlstellen mit $d_{FS} \geq 0,01$ m tritt zweidimensional nur noch eine geringe Abminderung der Sickerwasserverhältnisse auf (Abb. 6-29). Vergleichende Betrachtungen mit vollkommenen Dichtungen (Abb. 6-23) erlauben den Schluss, dass schon geringe Fehlstellengrößen von $d_{FS} = 0,05$ cm und $d_{FS} = 0,1$ cm eine effektive Erhöhung der Durchlässigkeit der hier betrachteten Dichtung mit $k_{Dichtung} = 10^{-8}$ m/s von 10 bis 100 bewirken können (Abb. 6-31). Die dreidimensionale Betrachtung zeigt, dass die räumliche Ausbreitung des durch die Fehlstelle dringenden Wassers eine deutliche Reduzierung der Höhelage des Sickerwassers im landseitigen Dammkörper zur Folge hat. Die resultierende Höhenlage liegt bei den betrachteten Fällen in Fehlstellachse bei 60% und 75% der zweidimensionalen Betrachtungen. Die durch die Fehlstelle erhöhte Sickerwasseroberfläche breitet sich gemessen von Fehlstellenachse mit der Einflusslänge $L_E = 24$ m ($k_{Deich} = 10^{-3}$ m/s) und 30 m ($k_{Deich} = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s) symmetrisch in beide Richtungen aus (Abb. 6-34, Abb. 6-35).

10. Die Betrachtung eines Beispieldeichs mit Drän zeigt, dass nur durch weit in den Deichkörper reichende Dränkörper die Lage der Sickerlinie von der Böschungsoberfläche weg verlagert werden kann (Abb. 6-36), was gleichzeitig eine Erhöhung der anfallenden Sickerwassermenge und der hydraulischen Gradienten nach sich zieht. Bei Dräns, die weit bis zu $L_{\text{Drän}}/L_{\text{Deich}} = 0,50$ in den Deich reichen, stellt sich je nach Einstaugrad eine Vervielfachung der Durchsickerungsmenge ein (Abb. 6-37).

7 Instationäre Durchsickerung von Deichen

7.1 Allgemeines

Bei der Ermittlung von instationären Durchsickerungszuständen haben neben den geotechnischen und geometrischen Eigenschaften des Deichsystems die Charakteristika der Wasserstandsganglinie, also

- die absolute Größe des Abflusses bzw. des Wasserstandes,
- die Steig- und Sinkgeschwindigkeit des Wasserstandes und
- die Dauer des Ereignisses

einen wesentlichen Einfluss (vgl. Abschnitt 4.1).

Während für die Standsicherheit der landseitigen Böschung entscheidend ist, wie schnell und wie weit sich die Sickerfront im Inneren eines Deiches ausbreitet und ggf. an der landseitigen Böschung austritt oder in einem Drän gefasst wird, kann die wasserseitige Böschung bei schnell fallendem Wasserstand eine Rückströmung erfahren, wodurch ihre Standsicherheit gefährdet werden kann. Deshalb ist dieser Belastungszustand in der DIN 19712/1997 besonders berücksichtigt:

„Für die Standsicherheit der wasserseitigen Böschung kann der fallende Wasserpiegel kritisch sein. Hierzu wird aus der Sickerlinie ... die Lage der Sickerwasser-oberfläche nach [Abb. 7-1]... abgeschätzt. In Einzelfällen können genauere Nachweise erforderlich werden, bei denen die Wechselwirkung zwischen der Absinkgeschwindigkeit des Flusswasserspiegels, der Lage der Sickerlinie im Deichkörper bei HW_B und der Durchlässigkeit berücksichtigt wird.“ (DIN 19712/1997, Abb. 7-1)

Die Belastung der wasserseitigen Böschung bei „schnell fallendem Wasserstand“ wird in DIN 19712/1997 nicht explizit einem Lastfall zugeordnet. Wie jedoch bereits in Abschnitt 4.3 erläutert wurde, ist der fallende Wasserstand bei Deichen i. d. R. ein natürliches Phänomen, so dass er im Zuge möglicher Einstauszenarien sowohl nach Erreichen des BHW (Lastfall 2) als auch nach dem Kronenstau (Lastfall 3) auftritt.

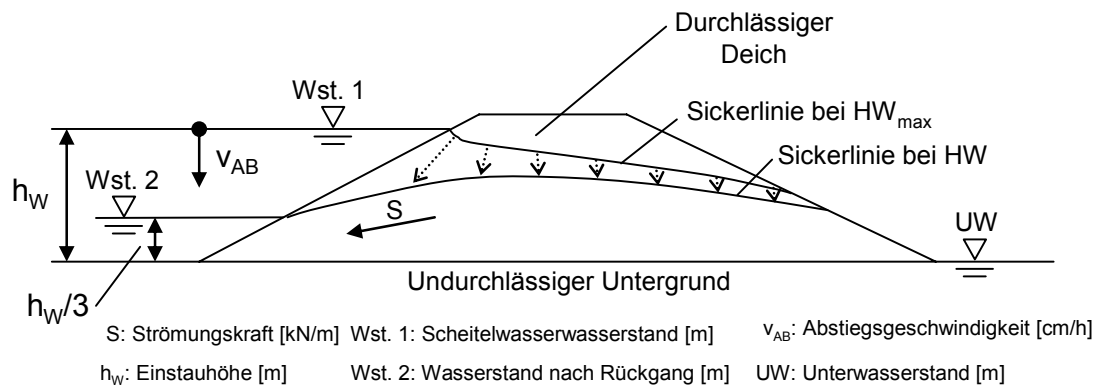


Abb. 7-1: Durchsickerungszustand bei fallendem Wasserspiegel (nach DIN 19712/1997)

Der in DIN 19712/1997 angegebene Bemessungszustand, in dem der sinkende Wasserstand vor dem Deich ein Drittel des Bemessungshochwasserstandes betragen kann, ist zwar sicherlich eine ungünstige Annahme, kann allerdings im Einzelfall dennoch auf der unsicheren Seite liegen. Es ist deshalb praktikabel und weitaus sicherer, die in Abschnitt 7.3 angegebenen Abschätzungsverfahren zu beachten und bei Bedarf eine instationäre Durchsickerungsberechnung durchzuführen. Bei fehlender oder unsicherer Datenlage können stets Annahmen auf der sicheren Seite liegende Annahmen getroffen werden.

7.2 Steigender Wasserstand – Belastung der landseitigen Böschung homogener Deiche

Scheuermann (2005) führt in seiner Arbeit die gängigen Ansätze zur Abschätzung der instationären Durchsickerung an, so dass innerhalb dieser Arbeit auf eine ausführliche und umfassende Schilderung verzichtet werden kann. Es werden im Folgenden lediglich drei analytische Ansätze beschrieben, die für die eigenen Berechnungsergebnisse als Vergleich herangezogen werden sollen.

7.2.1 Analytische Ansätze

Der einfachste Ansatz zur Abschätzung der instationären Durchsickerung resultiert aus der Betrachtung der eindimensionalen Verhältnisse nach DARCY mit der DUPUIT-FORCHHEIMER-Annahme (siehe Abschnitt 2.5.3). Dieses Verfahren ist unabhängig von der Deichgeometrie. Brauns (in Scheuermann 2005) verwendet, um die Geometrie von Deichen zu berücksichtigen, als Sickerweg nicht mehr die horizontale Ausbreitungslänge, sondern eine mittlere Sickerweglänge zur Abschätzung des hydraulischen Gradienten. Dabei berücksichtigt er die Neigung der wasserseiti-

gen Böschung m_w . Die Durchsickerungszeit ergibt sich folglich durch Einsetzen folgender geometrischer Beziehung für die mittlere Sickerweglänge x_m [m] (Glg. 7-1) anstelle von x in Glg. 2-47:

$$x_m = \sqrt{\left(x - \frac{h_w}{2} \cdot m_w\right)^2 + \frac{h_w^2}{4}} \quad \text{Glg. 7-1}$$

h_w Wasserstand vor dem Deich [m]

1: m_w Neigung der wasserseitigen Böschung [-]

x horizontale Fließstrecke bzw. Fließstrecke an der Deichsohle [m]

Erb (1965) betrachtet in seinen Untersuchungen Wasservolumina und somit indirekt die durchsickerten Querschnittsflächen. Bei der Berechnung des zeitlichen Fortschritts der Durchsickerungsfront verwendet er mittlere Verhältnisse für den hydraulischen Gradienten und die durchsickerten Flächen und kommt damit dem Ansatz von BRAUNS sehr nahe. Aufgrund der Flächenbetrachtung ist mit dem Verfahren von Erb (1965) auch die Möglichkeit verbunden, die für das Erreichen von vorgegebenen Sickerlinien benötigten Zeitspannen abzuschätzen (vgl. Abschnitt 7.2.2). Näheres, auch die Anwendungsgrenzen, kann Scheuermann (2005) entnommen werden.

Üblicherweise wird bei den analytischen Verfahren ein über die Zeit konstanter Luftporenanteil n_a bzw. ein effektiver Porenanteil n_e (Cedergren 1977, Mull u. Holländer 2002, vgl. Abschnitt 2.1.3) als Eingangsgröße verwendet. Da in der Natur i. d. R. nur restfeuchte Böden vorkommen und während des Durchsickerungsvorgangs der dafür zur Verfügung stehende Porenraum gefüllt wird, stellt dies natürlich eine grobe Vereinfachung dar.

In Abb. 7-2 ist die zur Ausbreitung einer instationären Feuchtefront in Deichen benötigte Referenzdurchströmzeit t^* [h] in Abhängigkeit von der gesättigten Deichbodendurchlässigkeit k_s und von der relativen Ausbreitungsgeschwindigkeit x/h dargestellt (vgl. Cedergren 1977). Während der eindimensionale Ansatz nach DUPUIT unabhängig von der Geometrie ist, hängt die Ausbreitungszeit nach BRAUNS, wie bereits erwähnt, von der wasserseitigen Neigung ab. Für Einstauhöhen, die von $h_w^* = 1,0$ m abweichen, kann die Durchsickerungszeit t [h] durch Multiplikation der betrachteten, tatsächlichen Einstauhöhe h_w [m] mit der Referenzdurchströmzeit t^*

bezogen auf die Referenzeinstauhöhe $h_w^* = 1,0$ m hochgerechnet werden (Cedergren 1977):

$$t = \frac{h_w}{h_w^*} \cdot t^*$$

Glg. 7-2

h_w Einstauhöhe [m]

h_w^* Referenzeinstauhöhe [m] (hier: $h_w^* = 1,0$ m, vgl. Abb. 7-2)

t^* Referenzdurchströmzeit [h] (ablesbar aus Abb. 7-2)

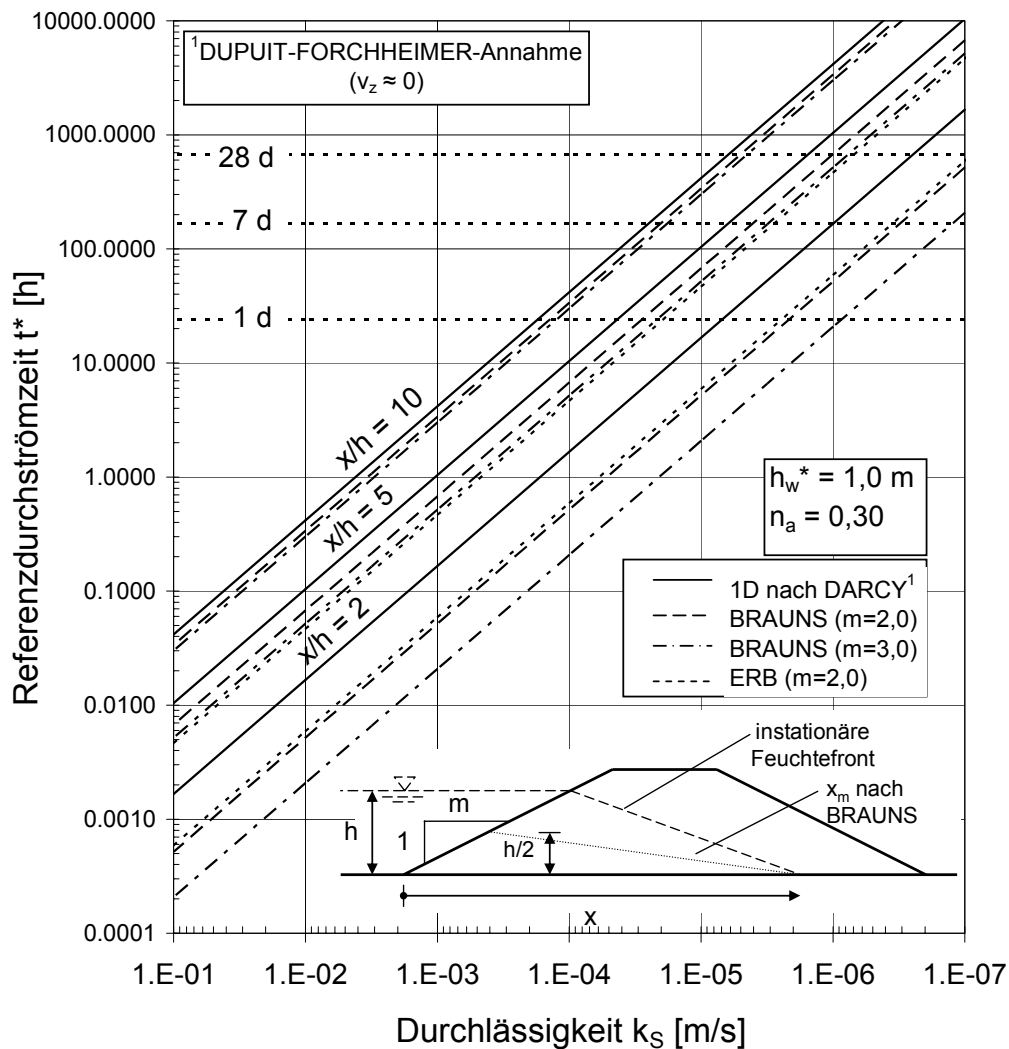


Abb. 7-2: Instationäre Durchsickerung bzw. Referenzdurchströmzeit t^* von Deichen auf undurchlässiger Untergrundsicht für drei unterschiedliche Ansätze für die Referenzeinstauhöhe $h_w^* = 1,0$ m über der Durchlässigkeit k_S (nach Cedergren 1977)

Eine andere, allgemeingültige Darstellung (Abb. 7-3) unter Zuhilfenahme der dimensionslosen Durchfeuchtungszeit T [-] aufgetragen über der relativen Sohlausbreitung x/h [-] (vgl. Glg. 7-3, Scheuermann 2005) erlaubt, wie auch Abb. 7-2, einen Vergleich von unterschiedlichen analytischen Verfahren.

$$T = \frac{k_s \cdot t}{n_e \cdot h_w} \quad \text{Glg. 7-3}$$

k_s gesättigte Durchlässigkeit [m/s]

t Durchfeuchtungszeit [s]

n_e effektive Porosität [-]

h_w Einstauhöhe bzw. Wasserstand vor dem Deich [m]

Der eindimensionale Ansatz nach DARCY mit der DUPUIT-FORCHHEIMER-Annahme ergibt naturgemäß im Vergleich zu den hier angeführten Verfahren von ERB und BRAUNS bei ansonsten gleichen Randbedingungen die langsamste Durchsickerung, da die anderen Verfahren durch die Berücksichtigung geometrischer Größen eine reduzierte mittlere Sickerweglänge verwenden, was u. a. zu höheren mittleren hydraulischen Gradienten und Fließgeschwindigkeiten führt.

Anzumerken bleibt, dass die Ansätze von ERB und BRAUNS einen möglichen Austritt der Sickerlinie auf der landseitigen Böschung sowie eine flächige Ausbreitung der Sickerlinie nicht abbilden, was ihre Anwendbarkeit natürlich einschränkt. Eine Abschätzung bis zu dem Zeitpunkt, ab dem die Durchsickerung den landseitigen Deichfuß erreicht, ist unter Beachtung der vereinfachten Annahmen aber möglich. Die Abnahme der hydraulischen Gradienten mit der Zeit bei fortschreitender Durchsickerung wird bei den genannten Verfahren nicht berücksichtigt. Im Vergleich zu realen Verhältnissen wird so die Durchsickerungsgeschwindigkeit anfangs unterschätzt und bei fortschreitender Durchsickerung zunehmend überschätzt.

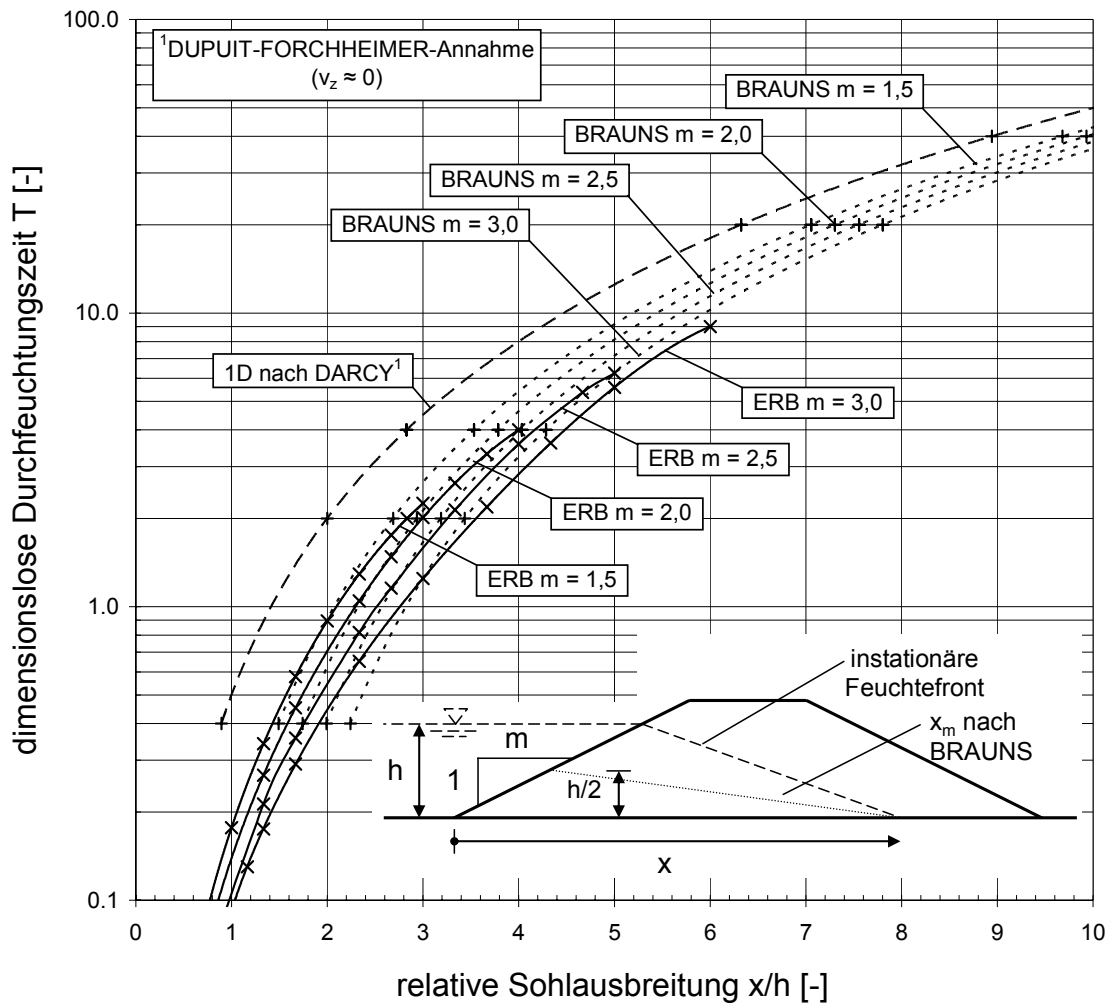


Abb. 7-3: Dimensionslose Durchfeuchtungszeit T über der relativen Sohlausbreite x/h eines Deiches auf undurchlässiger Untergrundsicht für plötzlichen Einstau nach drei analytischen, eindimensionalen Verfahren (vgl. Scheuermann 2005)

7.2.2 Zeitbedarf zum Erreichen stationärer Verhältnisse

Stationäre Verhältnisse werden nur dann erreicht, wenn ein ausreichend langer Einstau auftritt. Erb (1965) führt eine einfache Abschätzung unter den Annahmen durch, dass die Sickerlinie eine Parabel darstellt, die mittlere Einströmfläche $2/3 \cdot H_D$ [m^2/m] beträgt und eine mittlere Sickerweglänge L_m [m] verwendet werden kann. Die mittlere Sickerweglänge L_m wird hier in vereinfachender Weise überschlägig etwas zu groß mit dem Parameter d [m], dem Abstand vom Parabelanfang bis zum landseitigen Deichfuß, nach dem Verfahren von KOZENY-CASAGRANDE für stationäre Verhältnisse abgeschätzt (siehe Abb. 6-3, S. 217).

Erb (1965) betrachtet die Wasservolumina, die aufgrund des effektiven Porenanteils n_e [-] bzw. des Luftporenanteils n_a [-] im Deich gespeichert werden können und die aufgrund des Einstaus und des dadurch auftretenden mittleren hydraulischen Gefälles in den Deich eindringen können. Der Ansatz von Erb (1965) zur Abschätzung der Dauer $t_{\text{stat.}}$, die benötigt wird, bis sich stationäre Zustände einstellen, ist in Glg. 7-4 angegeben:

$$t_{\text{stat.}} = \frac{n_a \cdot d^2}{k_s \cdot h_w} \quad \text{Glg. 7-4}$$

$t_{\text{stat.}}$	Zeit, bei der stationäre Durchsickerungsverhältnisse auftreten [s]
n_a	luftgefüllter Porenanteil [-]
d	mittlere Sickerweglänge (KC-Annahme!) [m]
h_w	Höhe des Einstaus [m]
k_s	gesättigte Durchlässigkeit [m/s]

In Abb. 7-4 wird $t_{\text{stat.}}$ nach dem Ansatz von Erb (1965) (vgl. Glg. 7-4) für einen Beispieldeich berechnet und mit dem eindimensionalen Ansatz nach DARCY (mit D.-F.-Annahme⁴⁹) verglichen. Während für kleine Deichhöhen bzw. Wasserstände DARCY geringere Zeiten erzielt, erhält Erb (1965) bei steigender Deichhöhe die geringeren Zeiten. Der Vergleich hinkt jedoch ein wenig, da mit DARCY nicht die Zeit für das Erreichen einer stationären Sickerlinie, sondern die Durchlaufzeit t_L [h] abgeschätzt wird. Die Durchlaufzeit entspricht der Zeit, welche die Durchsickerungsfront braucht, um die Länge des Deichlagers L_D [m] zu durchlaufen.

Im Vergleich zur Durchlaufzeit nach DUPUIT werden bei kleinen Deichen die stationären Verhältnisse nach ERB, wie bereits gesagt, später erreicht. Bei hohen Deichen ist dies umgekehrt. Das liegt daran, dass mit zunehmender Deichhöhe bei gleich bleibender Kronenbreite B_K der Einfluss der wasserseitigen Böschung größer wird. Der mittlere, von Erb (1965) angenommene Sickerweg wird mit zunehmender

⁴⁹ In dieser Arbeit wird der eindimensionale, instationäre Durchsickerungsansatz ohne Berücksichtigung spezieller Einström- und Ausströmbedingungen bzw. der besonderen Deich- und Dammgeometrie als DARCY-Ansatz unter Berücksichtigung der DUPUIT-FORCHHEIMER-Annahme (D.-F.-Annahme) bezeichnet.

Böschungslänge in Relation zur Länge des Deichlagers L_D kürzer, die mittleren hydraulischen Gradienten größer und die Durchsickerungszeit $t_{stat.}$ kürzer. Bei einem Deich mit $H_D = 5,0$ m, $m = 2$ und $B_K = 3,0$ m ist $t_{stat.}$ nach ERB und DARCY identisch (Abb. 7-4).

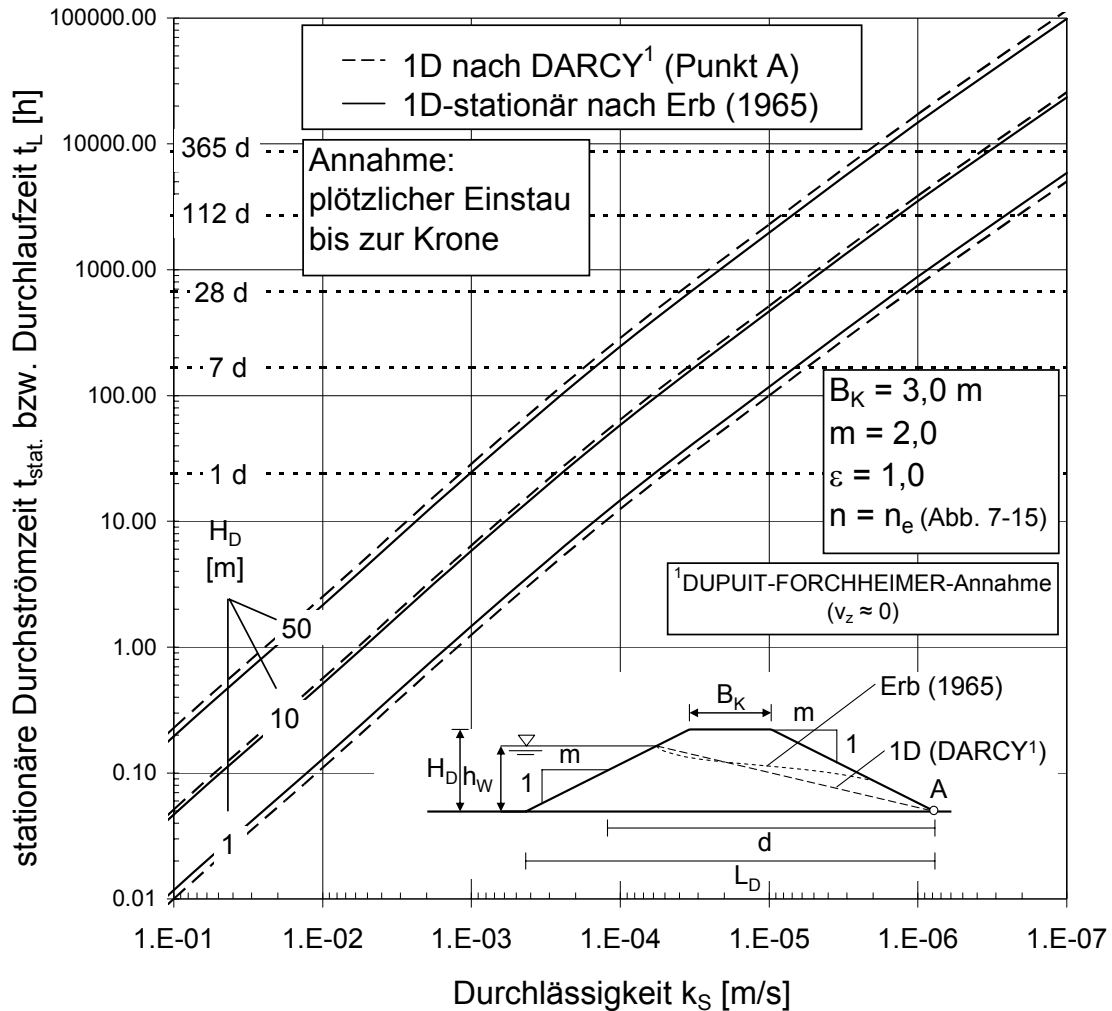


Abb. 7-4: Zeit bis zum Erreichen der stationären Verhältnisse $t_{stat.}$ nach Erb (1965) im Vergleich mit der Durchlaufzeit t_L für unterschiedliche Deichdurchlässigkeiten k_s eines homogenen Deiches bei plötzlichem Einstau

In Abb. 7-5 wird $t_{stat.}$ nach ERB mit $t_{stat.}$ aus numerischen Berechnungen verglichen. Das Erreichen des stationären bzw. quasi-stationären Zustands bei den numerischen Berechnungen wird zu dem Zeitpunkt festgelegt, an dem die Sickerlinie 98% ihrer maximalen Wasserdruckhöhe für $t \rightarrow \infty$ erreicht hat. Es werden Deichhöhen von $H_D = 2,0$ und $4,0$ m betrachtet. Als Ausgangssättigung S_0 [-] wird die Sättigung bei der Feldkapazität S_{FK} und die Sättigung beim permanenten Welkepunkt S_{PWP} angesetzt. Betrachtet werden die Böden und deren entsprechende geohydraulische Bodenpa-

parameter aus Abschnitt 4.5 (siehe Tab. 4-8, Tab. 4-9 und Tab. 4-10). Die Berechnungen zeigen, dass bei großen Durchlässigkeiten, hier z. B. $k_s \geq 1 \cdot 10^{-3}$ m/s, kein entscheidender Unterschied aufgrund der unterschiedlich gewählten Ausgangssättigungen auftritt. Dieser nimmt aber mit abnehmender Durchlässigkeit stetig zu. Bei der Annahme einer Ausgangssättigung im Bereich der Feldkapazität liegt der ein-dimensionale Ansatz nach Erb (1965) über den numerischen Berechnungen. Dies tritt bei Annahme des permanenten Welkepunkts als Ausgangssättigung erst ab einer Durchlässigkeit $k_s = 10^{-4} \div 10^{-5}$ m/s auf. Während der Verlauf der zwei berechneten Kurven für $S_0 = S_{FK}$ dem Verlauf der analytischen Kurven entspricht, trat bei der Annahme einer noch geringeren Ausgangssättigung von $S_0 = S_{PWP}$ das Erreichen der stationären Verhältnisse mit abnehmender Durchlässigkeit wesentlich verzögert ein.

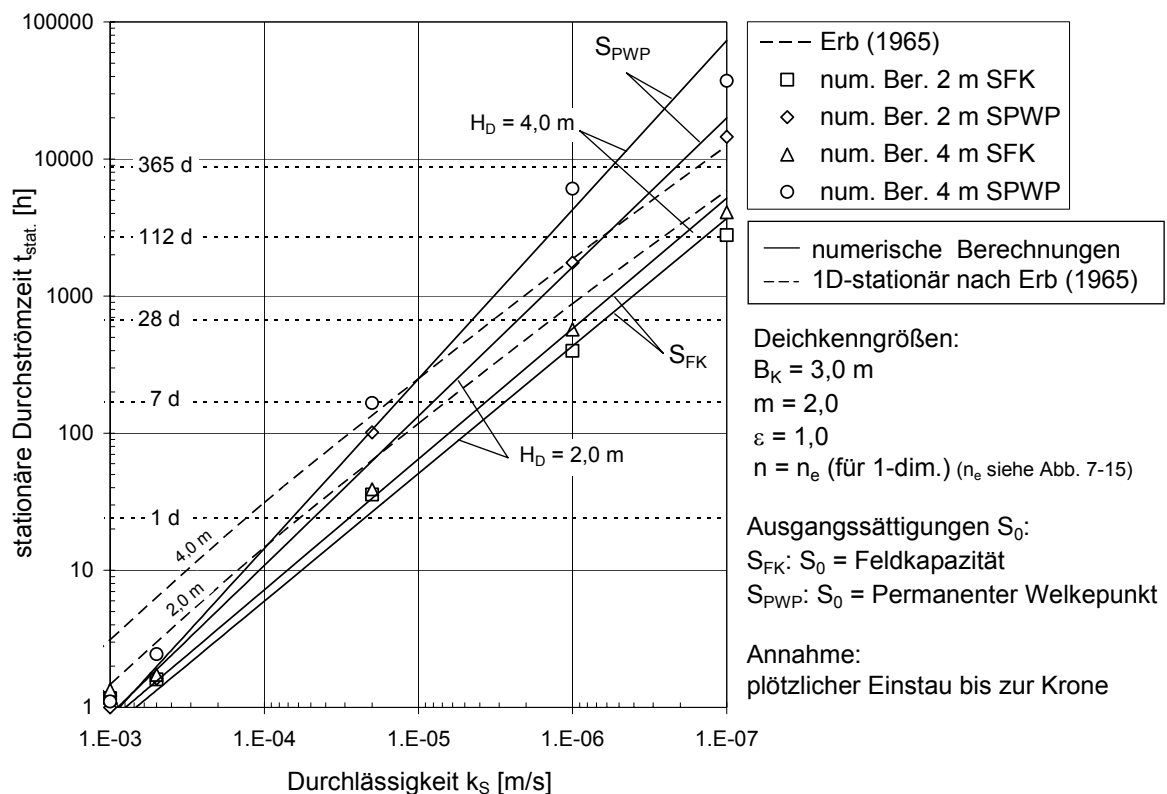


Abb. 7-5: Stationäre Zeit t_{stat} nach Erb (1965) im Vergleich mit numerischen Berechnungen bei plötzlichem Einstau ($v_{AN} \rightarrow \infty$)

Dafür ist das für die unterschiedlichen Böden spezifische Saugspannungsverhalten verantwortlich. Während bei hohen Durchlässigkeiten, wie bei Kiesen und Sanden, die Saugspannungskurven sehr flach verlaufen, also die Böden bei geringer Wasserdruckänderung bereits eine hohe Sättigungsänderung erfahren und somit auch

schnell eine hohe relative Durchlässigkeit K_R erreichen, bedarf es bei den undurchlässigeren Böden, wie Schluffen und Tonen, einer großen Druck- bzw. Saugspannungsänderung, um hohe Werte der relativen Durchlässigkeit K_R zu erhalten. Daraus kann gefolgert werden, dass die bei $S_0 = S_{PWP}$ im Vergleich zu $S_0 = S_{FK}$ erhöhten Saugspannungen, die als hydraulisches Potential eine Vergrößerung des hydraulischen Gradienten bewirken, weniger stark beschleunigend wirken, als die relative Durchlässigkeit verzögernd wirkt (Abb. 7-5).

Die Annahme eines plötzlichen Einstaus vernachlässigt die Einsickerung, die bereits während des allmählich steigenden Wasserstandes eintritt. Die Durchsickerungszeit bis zum Erreichen der stationären Durchfeuchtung $t_{stat.}$ tritt bei Berücksichtigung des allmählichen Anstiegs des Wasserstands abhängig von der Anstiegsgeschwindigkeit v_{AN} [cm/h] entsprechend später ein. Für unterschiedliche Deichdurchlässigkeiten wird vereinfachend die Durchlaufzeit⁵⁰ t_L [h] anhand zweier Deiche unterschiedlicher Höhe betrachtet. Unter Zuhilfenahme einer iterativen Lösung für den eindimensionalen Durchsickerungsansatz nach Erb (1965) werden Anstiegsgeschwindigkeiten $v_{AN} = 0,01$ bis $1,0$ m/h betrachtet (Abb. 7-6). Die Verwendung der Durchlaufzeit t_L liegt hierbei auf der sicheren Seite, was auch daran zu sehen ist, dass die entsprechenden Geraden für $v_{AN} \rightarrow \infty$ unter denen für $t_{stat.}$ nach Erb (1965) liegen.

Die Kurven, welche die unterschiedlichen Anstiegsgeschwindigkeiten berücksichtigen, nähern sich je nach Anstiegsgeschwindigkeit und Deichdurchlässigkeit unterschiedlich rasch an die Kurven für $v_{AN} \rightarrow \infty$ an. Dies spiegelt die Tatsache wieder, dass die Einstauzeit in Relation zur Durchlaufzeit einen verschwindend kleinen Anteil annimmt.

Anhand der in Abb. 7-6 dargestellten Zusammenhänge lässt sich auch in Anbetracht dessen, dass die Anstiegsgeschwindigkeiten v_{AN} [m/h] durchaus realistische Größen darstellen (vgl. Abschnitt 4.1), vereinfachend aussagen, dass bei Durchlässigkeiten von $k_S \leq 10^{-6}$ m/s und undurchlässiger keine merkbare Verzögerung durch allmählichen Einstau eintritt. An Gewässern mit schnellen Anstiegsgeschwindigkeiten $v_{AN} \geq 0,10$ m/h ist dies bereits bei einer Durchlässigkeit von $k_S = 10^{-5}$ m/s und un-

⁵⁰ Die Durchlaufzeit t_L ist die Zeit, die die Durchfeuchtungsfront braucht, um vom wasserseitigen bis zum landseitigen Deichfuß zu sickern. Eindimensional entspricht dies physikalisch der Durchsickerung einer horizontalen restfeuchten Bodensäule mit der Länge des Deichlagers L_D [m] nach DARCY mit D.-F.-Annahme.

durchlässiger der Fall. Für ganz schnelle Anstiegsgeschwindigkeiten $v_{AN} > 0,50$ m/h erhöht sich entsprechend die Durchlässigkeit auf $k_S = 10^{-4}$ m/s und undurchlässiger. Die Aussagen gelten natürlich nur für die betrachteten Deiche, eine Übertragung auf andere Systeme ist jedoch in grober Abschätzung sicherlich möglich. Anzumerken verbleibt noch, dass diese iterative eindimensionale Betrachtung die Durchlaufzeit t_L abschätzt. Das bedeutet, dass die Sickerlinie bereits am landseitigen Deichfußpunkt austritt, wenn der Wasserstand die Kronenhöhe noch nicht erreicht hat. Deswegen sind in Abb. 7-6 zusätzlich für unterschiedliche Anstiegsgeschwindigkeiten v_{AN} die jeweiligen Anstiegszeiten t_{AN} eingetragen.

Systemskizze:

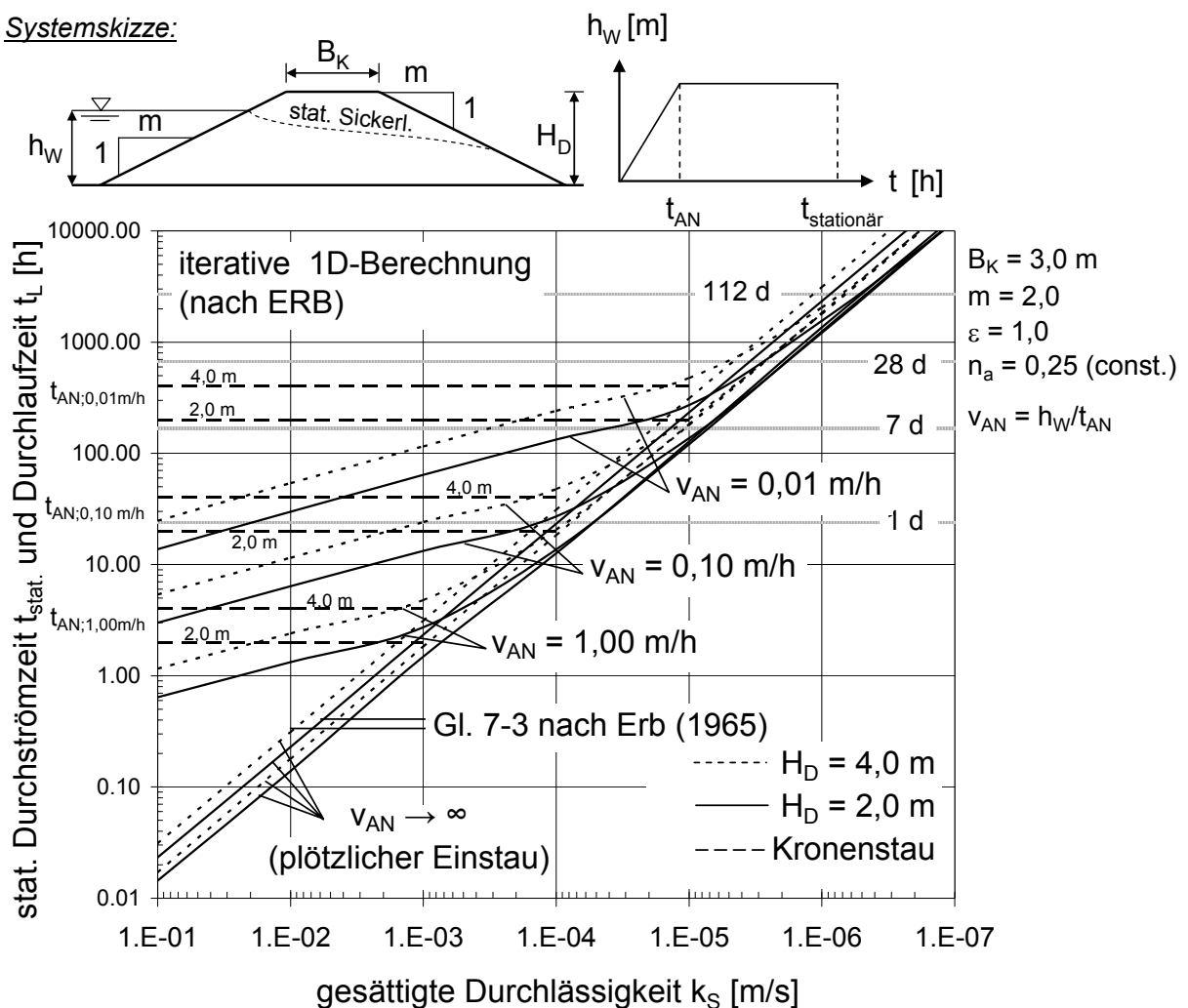


Abb. 7-6: Durchlaufzeit t_L (iterativ nach ERB) und stationäre Zeit $t_{stat.}$ nach Erb (1965) für unterschiedliche Durchlässigkeiten k_S bei plötzlichem Einstau ($v_{AN} \rightarrow \infty$) und allmählichem Einstau ($v_{AN} \leq 1,00$ m/h) für Deiche der Höhe 2,0 m und 4,0 m

Die ermittelten Durchlaufzeiten t_L sind bereichsweise geringer als die Kronen-

einstauzeiten. Somit kann zur Abschätzung von t_{stat} abhängig von k_S und v_{AN} die Kroneneinstauzeit bzw. Anstiegszeit t_{AN} verwendet werden.

7.2.3 κ -Abschätzung zur Beurteilung der Durchsickerung von homogenen Deichen während des steigenden Astes der Wasserstandsganglinie

Der Ähnlichkeitsfaktor κ [-], der in der Literatur normalerweise bei der Beurteilung von Rückströmungsvorgängen in wasserseitigen Dammkörpern bei fallendem Wasserstand Verwendung findet (vgl. Abschnitt 7.3), kann auch zur Beurteilung der Durchsickerung beim steigenden Ast herangezogen werden. Mit κ kann anhand der folgenden Untersuchung abgeschätzt werden, ob bei allmählichem Einstau eines Deiches eine vollständige Durchsickerung eintritt. Die in Glg. 7-5 dargestellte Ungleichung beruht auf den in Abb. 7-7 angegebenen Ergebnissen der Berechnungen an einem Beispieldeich mit $H_D = 2,0$ m und 4,0 m.

$$\kappa = \frac{k_S}{n_e \cdot v_{\text{AN}}} \geq 100 \div 1.000 \quad \text{Glg. 7-5}$$

$\kappa \geq 100 \div 1.000$: mit dem Einstau auftretende vollständige Durchsickerung

k_S gesättigte Durchlässigkeit [m/s]

n_e effektive Porosität [-]

v_{AN} Anstiegsgeschwindigkeit des Wasserstands [m/s]
(1 cm/h = $2,78 \cdot 10^{-6}$ m/s)

Es ist zu erkennen, dass ab $\kappa \geq 100$ zum Zeitpunkt t_{AN} die gesättigte Fläche a'_{sat} die für $t \rightarrow \infty$ eintretende, stationäre Sättigungsfläche annimmt. Bei den Betrachtungen werden Anstiegsgeschwindigkeit von $v_{\text{AN}} = 0,10 \div 40$ cm/h und Deichdurchlässigkeiten von $k_S = 1 \cdot 10^{-3} \div 1 \cdot 10^{-7}$ m/s untersucht.

Wird die Anstiegsgeschwindigkeit v_{AN} über die gesättigte Durchlässigkeit aufgetragen, erhält man unter Verwendung des in Glg. 7-5 angegebenen Kriteriums den in Abb. 7-8 dargestellten Zusammenhang. Bei kleinen Anstiegsgeschwindigkeiten werden Deiche mit Durchlässigkeiten von $k_S = 10^{-6} \div 10^{-5}$ m/s simultan mit dem Anstieg vollständig durchsickert. Mit abnehmender Durchlässigkeit können auch schnell ansteigende Wasserstandsganglinien eine simultane, vollständige Durchsickerung verursachen. Bei Deichen mit Durchlässigkeiten von $k_S = 10^{-3} \div 10^{-2}$ m/s,

i. d. R. sind dies kleinere homogene, ggf. beschädigte „Altdeiche“, tritt auch bei relativ hohen Anstiegsgeschwindigkeiten von $v_{AN} > 10$ cm/h eine simultane Durchsickerung ein.

Systemskizze:

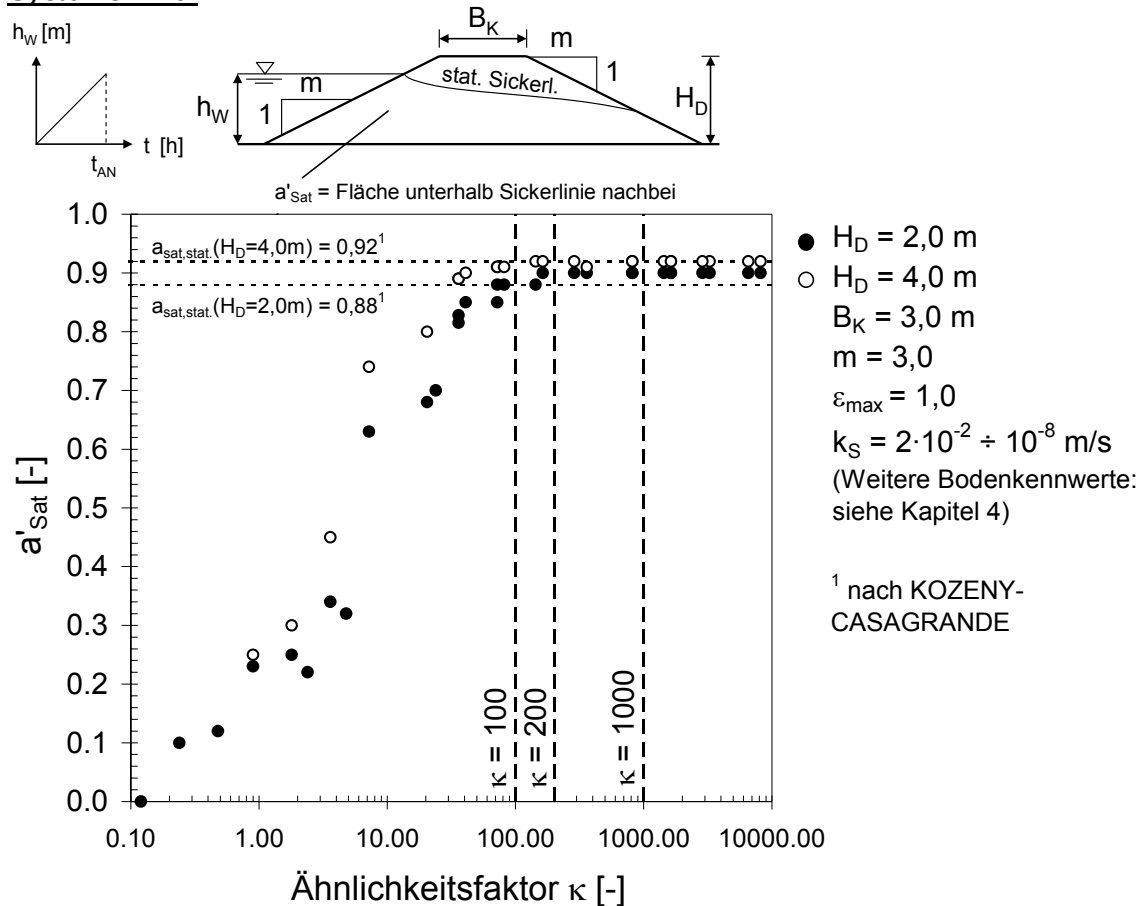


Abb. 7-7: Gesättigter Flächenanteil a'_{sat} nach Anstieg der Ganglinie bis zur Krone, aufgetragen über dem Ähnlichkeitsfaktor κ für zwei Beispieldeiche

Da allerdings nur zwei Deichsysteme auf undurchlässiger Untergrundsicht untersucht wurden, sollte eine Abschätzung auf der sicheren Seite mit höheren κ -Werten von $\kappa = 200 \div 1.000$ erfolgen.

Diesen Zusammenhang veranschaulicht auch Tab. 7-1. Für die Ganglinien I bis VII (siehe Abschnitt 4.1.5) sind die entsprechenden κ -Werte aufgetragen. Die schattierten Bereiche sind Belastungsszenarien, in denen gleichzeitig mit dem Einstau eine vollständige Durchsickerung eintritt. Bei den weißen Feldern ist dies für die betrachteten Deichsysteme nicht der Fall. Bei der Abschätzung der instationären Durchsickerung wird im Folgenden der hinsichtlich der Durchsickerung nicht bekannte Bereich (weiße Felder) genauer betrachtet.

Systemskizze:

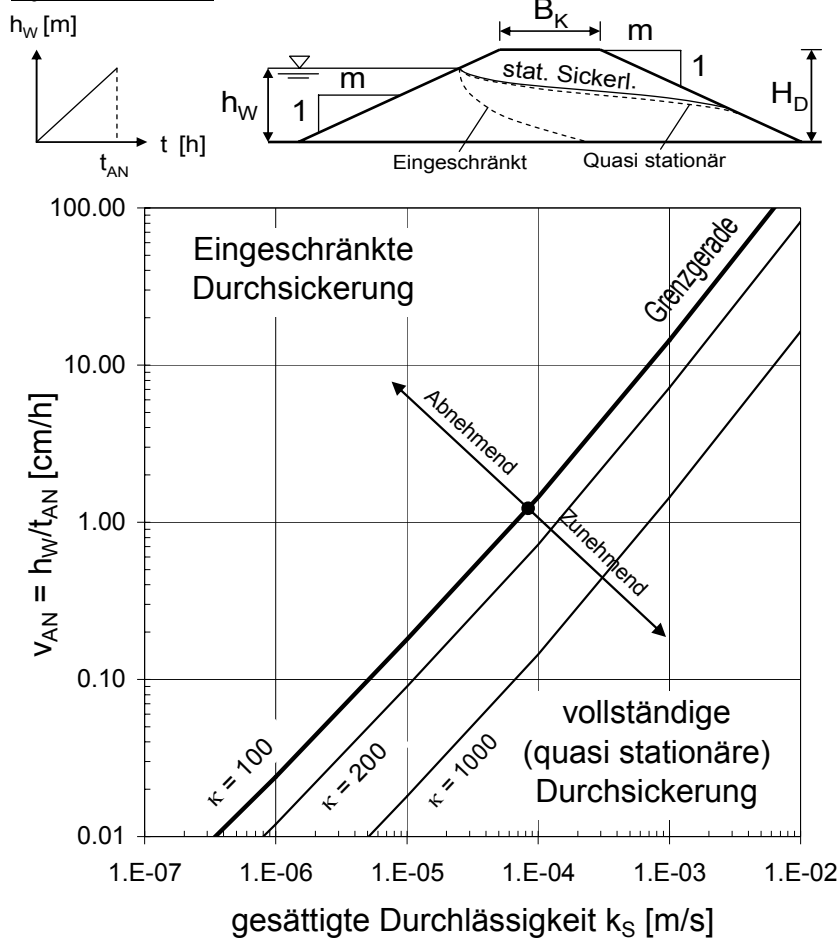


Abb. 7-8: Grenzkriterium für mit dem Einstau eintretende vollständige Durchsickerung in Abhängigkeit von v_{AN} und k_S

Tab. 7-1: Abgrenzung einer mit dem Einstau eintretenden völligen Durchsickerung für die numerisch berechneten Deichsysteme und Ganglinien

k_S -Werte [m/s]	Ganglinie							n_e [-]
	I	II	III	IV	V	VI	VII	
	v_{AN} [cm/h]							
	0.1	0.5	1.0	2.5	10	20	40	
	v_{AN} [m/s]							
2.0E-02	327273	65455	32727	13091	3273	1636	818	0.22
1.0E-03	14400	2880	1440	576	144	72	36	0.25
5.0E-04	7200	1440	720	288	72	36	18	0.25
2.0E-05	360	72	36	14	3.6	1.8	0.9	0.20
1.0E-06	24	4.8	2.4	1.0	0.2	0.12	0.06	0.15
1.0E-07	4	0.7	0.4	0.1	0.04	0.02	0.01	0.10
1.0E-08	0.7	0.14	0.07	0.03	0.007	0.004	0.002	0.05

$\kappa > 100$ Völlige Durchsickerung mit Einstau $\kappa < 100$ Keine völlige Durchsickerung mit Einstau

Deichgeometrie: $H_D = 4,0$ m $1:m = 1:3,0$
 $B_K = 3,0$ m $e_{max} = 1,0$

7.2.4 Ausbreitung der Durchsickerung in homogenen Deichen

Bei homogenen Deichen treten, wenn in etwa $\kappa \geq 100$ ist, bereits mit dem Einstau stationäre Verhältnisse auf. Diese Abschätzung berücksichtigt jedoch nicht die fortschreitende Durchsickerung während der Scheiteldauer T_{Sch} [h] der Wasserstandsganglinie, während der die Durchsickerung noch die maximalen stationären Verhältnisse erreichen kann. Deshalb wird im Folgenden untersucht, bei welchen Durchlässigkeiten Deiche unter Berücksichtigung verschiedener charakteristischer Ganglinien (vgl. Abschnitt 4.1.6), stationäre, maximale Durchsickerungszustände auch unter Berücksichtigung eines begrenzt anhaltenden Scheitelwasserstandes erfahren können. Dabei konnte für homogene Deiche unter Berücksichtigung der real vorkommenden An- und Abstiegsgeschwindigkeiten Durchlässigkeiten von $10^{-6} \text{ m/s} \leq k_S \leq 10^{-3} \text{ m/s}$ im Voraus als interessant eingegrenzt werden.

Zuerst wird für einen Beispieldeich die zeitliche Ausbreitung der Durchsickerungsfront an definierten Zeitpunkten der Wasserstandsganglinie verglichen. In Abb. 7-9 ist zu erkennen, dass bei $\kappa = 36$ die Sickerlinie zur Zeit t_1 [h], an dem Zeitpunkt, an dem der Wasserstand gerade die Krone erreicht, bereits fast stationäre Verhältnisse erreicht. Bei $t_2 = t_1 + T_{\text{Sch}}$ [h] ($t_2 \geq t_1$) sind die stationären Verhältnisse endgültig erreicht.

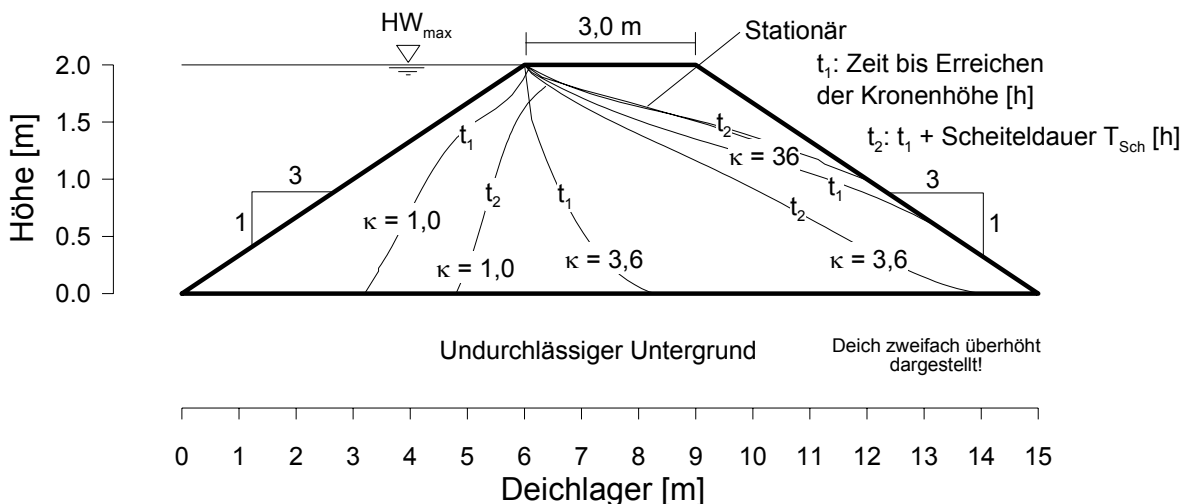


Abb. 7-9: Instationäre Ausbreitung der Durchsickerung in einem Deich unterschiedlicher Durchlässigkeit bei den Ganglinien I bis IV für verschiedene κ -Werte

Hingegen werden für $\kappa = 3,6$ bei den betrachteten Zeitpunkten keine stationären Verhältnisse erreicht. Zum Zeitpunkt t_2 ist der Deich mit $\kappa = 3,6$ aber immerhin im

Vergleich $\kappa = 1,0$ zu einem Großteil durchsickert. Bei $\kappa = 1,0$ hingegen dringt das Wasser zum Zeitpunkt t_2 nur etwa bis zu einem Drittel des Deichlagers vor, zum Zeitpunkt t_1 fällt die Durchsickerung entsprechend geringer aus.

Ein schnell ansteigender Wasserstand, der wie ein plötzlicher Einstau bewertet werden kann, wie dies von zahlreichen Autoren gemacht wird (vgl. Scheuermann 2005), erzeugt schnell einen hohen hydraulischen Gradienten, der die Ausbreitungsgeschwindigkeit unmittelbar beeinflusst. In Abb. 7-10 (links) ist für einen Beispieldeich mit der Durchlässigkeit $k_s = 2 \cdot 10^{-5}$ m/s die Durchfeuchtungszeit t [d] über die relative Sohlausbreitung x/h [-] aufgetragen bei Annahme einer Ausgangsättigung von S_{FK} . Zum Vergleich sind auch drei Kurven angegeben, welche die Sohlausbreitung eindimensional nach DARCY (D.-F.-Annahme) beschreiben. Die langsameren Ganglinien IV bis VII verursachen aufgrund der anfänglich geringen hydraulischen Einströmgradienten eine langsamere Durchströmung. Bei der Betrachtung der Durchfeuchtungszeit genauer wird ein erheblicher Unterschied der Durchfeuchtungszeit von z. B. Ganglinie VII und Ganglinie I, die sich durch den Faktor 20 unterscheiden, erkannt. Zum Vergleich wird eine Auswertung unter Verwendung der dimensionslosen Durchfeuchtungszeit T [-] beigelegt (Abb. 7-10, rechts).

Eine Anwendung des dimensionslosen Parameters T [-] auf andere Deichsysteme und Durchlässigkeiten ist jedoch nicht möglich, da anderen Deichsystemen entsprechende Kurven z. T. erheblich von den hier angegebenen abweichen.

Des Weiteren ist für praktische Belange, besonders bei der Planung von Deichertüchtigungen, von Interesse, welchen Einfluss eine Vergrößerung oder Verkürzung der Deichaufstandsfläche bzw. des Deichlagers auf die instationäre Durchsickerung hat. Zur überschlägigen Beurteilung wird hierzu eine Abschätzung unter Zuhilfenahme der eindimensionalen Durchsickerung nach DARCY (D.-F.-Annahme) angestellt.

In diesem Zusammenhang wird angemerkt, dass bei einer landseitigen Anschüttung darauf geachtet werden muss, dass die Materialdurchlässigkeit nicht kleiner als die im Deich ist, da ansonsten ein Aufstau erzeugt werden kann. Ein ähnlicher Aufstau-effekt tritt ein, wenn die wasserseitige Böschung mit einer Dichtung und/oder einer relativ undurchlässigen Vegetationsdecke versehen ist. Fällt der Wasserstand und der Deich entwässert nicht schnell genug zur Landseite hin, können sich hier hohe Wasserdrücke einstellen, welche zu einem Versagen der Böschung führen können. Bei Dichtungen sollte deshalb i. d. R. die Auftriebssicherheit durch ein einfaches

Kräftegleichgewicht nachgewiesen werden. Bei Vegetationsdecken spielt dies dann eine Rolle, wenn große Durchlässigkeitsunterschiede zwischen ihr und dem Deichkörper auftreten. Da dieses lokale Versagen i. Allg. beim absteigenden Ast der Hochwasserwelle auftritt, sind die Schäden meist auf die Deichböschung beschränkt. Im Falle des Auftretens von Vorereignissen sind diese Schäden i. Allg. kritischer zu bewerten.

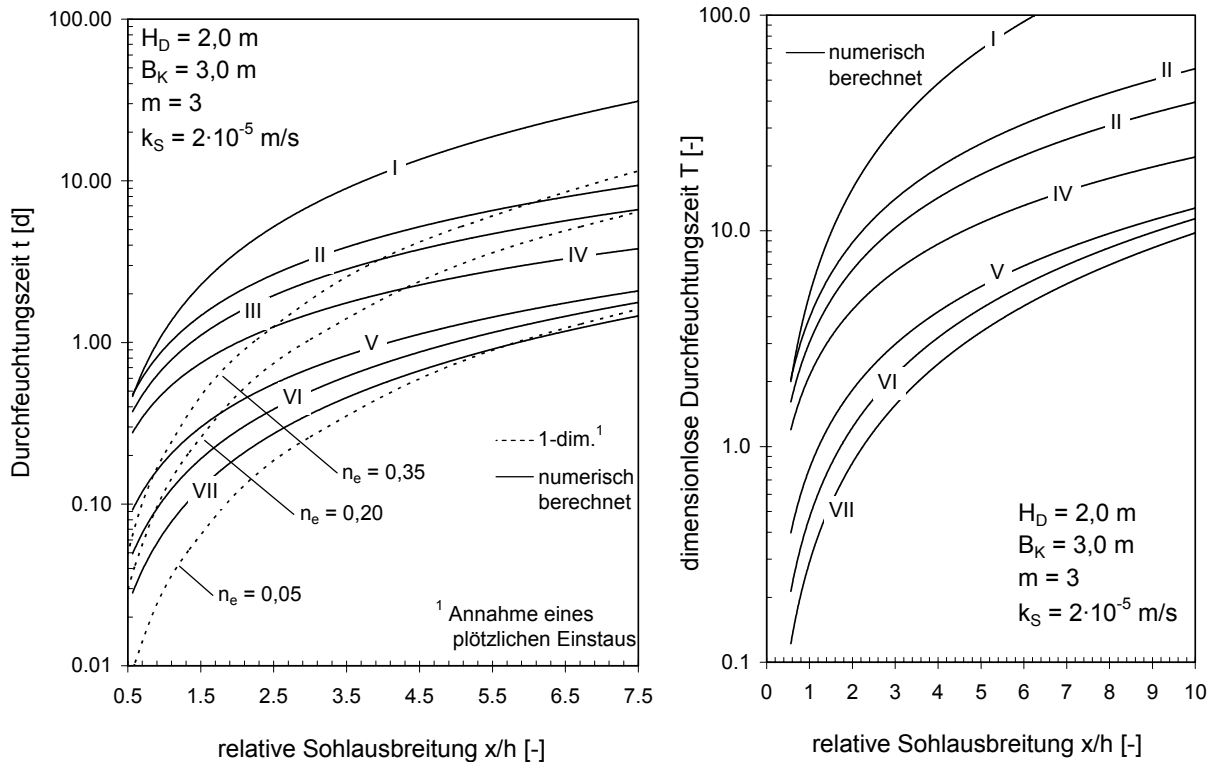


Abb. 7-10: Fortschritt der Durchfeuchtungsfront an der Sohle für unterschiedliche Ganglinien in Abhängigkeit der Durchfeuchtungszeit t [d] (links) und der dimensionslosen Durchfeuchtungszeit T [-] (rechts)

Der in Abb. 7-11 gezeigte Zusammenhang gilt für unterschiedliche Sickerweglängen L_S [m] und stellt den Zusammenhang von Abb. 7-2 bzw. Glg. 2-46 ausgewertet für unterschiedliche Durchlässigkeiten sowie Einstauhöhen dar. Eine Verbreiterung des Deiches, gemessen an der Aufstandsfläche, was z. B. auch durch eine Erhöhung der Kronenbreite von 3,0 m auf 4,0 m bewerkstelligt werden kann, hat demnach bei Kiesen in etwa eine Verlängerung der Durchsickerungsdauer von unter einer Stunde zur Folge, was im Einzelfall zwar für das Versagen eines Dammes kritisch sein kann, nach Betrachtung der charakteristischen Wasserstandsganglinien aus Abschnitt 4.1.5 aber i. d. R. keine praktisch relevante Verzögerung hervorruft.

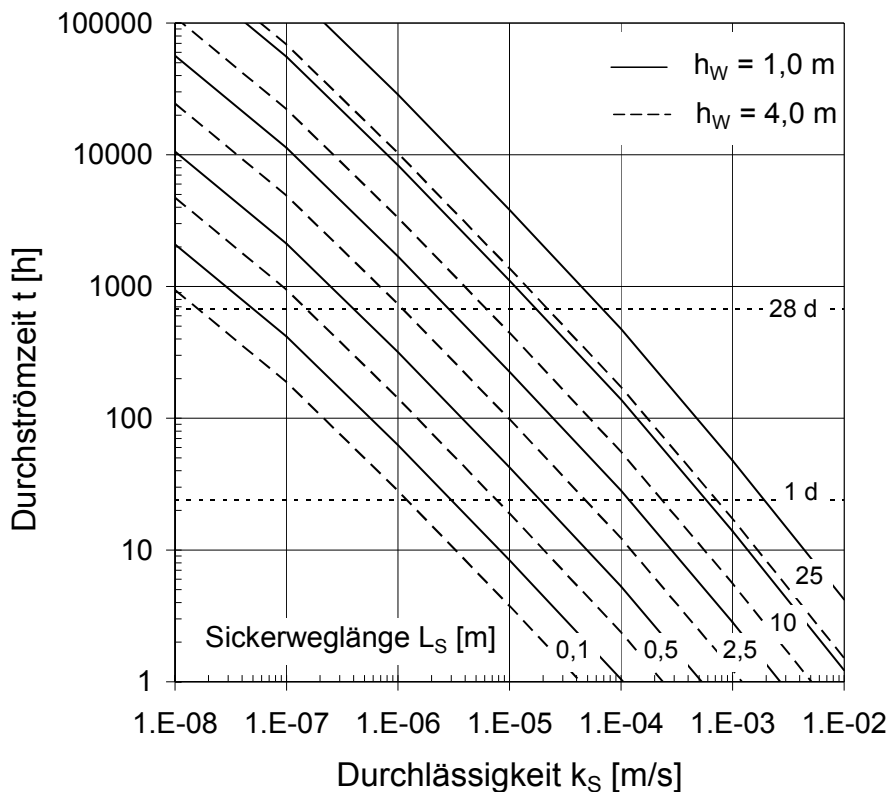


Abb. 7-11: Durchströmzeit t in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit k_s und der Einstauhöhe h_w für unterschiedliche Sickerweglängen L_s nach DARCY (D.-F.-Annahme)

Gleiches gilt, wenn für die instationäre Durchsickerung eine wasserseitig aufliegende Vegetationsdecke berücksichtigt wird. Bei den empfohlenen Dicken der Vegetationsdecken und den zu erwartenden Durchlässigkeiten, die im Bereich von $k_{VD} \geq 1 \cdot 10^{-5}$ m/s liegen, treten keine relevanten Verzögerungen auf.

Für die Beurteilung der Auswirkungen auf die Lage der Sickerlinie bei stationären Verhältnissen wird auf Kapitel 6 verwiesen.

7.2.5 Zeitpunkt der maximalen oder stationären Durchsickerung von homogenen Deichen

Innerhalb der zweiten Betrachtung werden zwei Deiche mit $H_D = 2,0$ m und $H_D = 4,0$ m rechnerisch mit den in Abschnitt 4.1.6 festgelegten, charakteristischen Wasserstandsganglinien I bis VII beaufschlagt. Als Untersuchungsgröße kann z. B. die maximal gesättigte Fläche $a_{\text{sat,max}}$ herangezogen werden. Für die Durchlässigkeit $k_s = 2 \cdot 10^{-5}$ m/s und eine Deichhöhe von $H_D = 2,0$ m sind die sich einstellenden Si-

ckerlinien bei maximaler gesättigter Fläche in Abb. 7-12 dargestellt. Die gesättigten Flächen nehmen bei den langsamen Ganglinien I bis IV in etwa den Verlauf bei stationären Verhältnisse ein. Dagegen fallen die Flächen bei kurzen Wellen sehr gering aus.

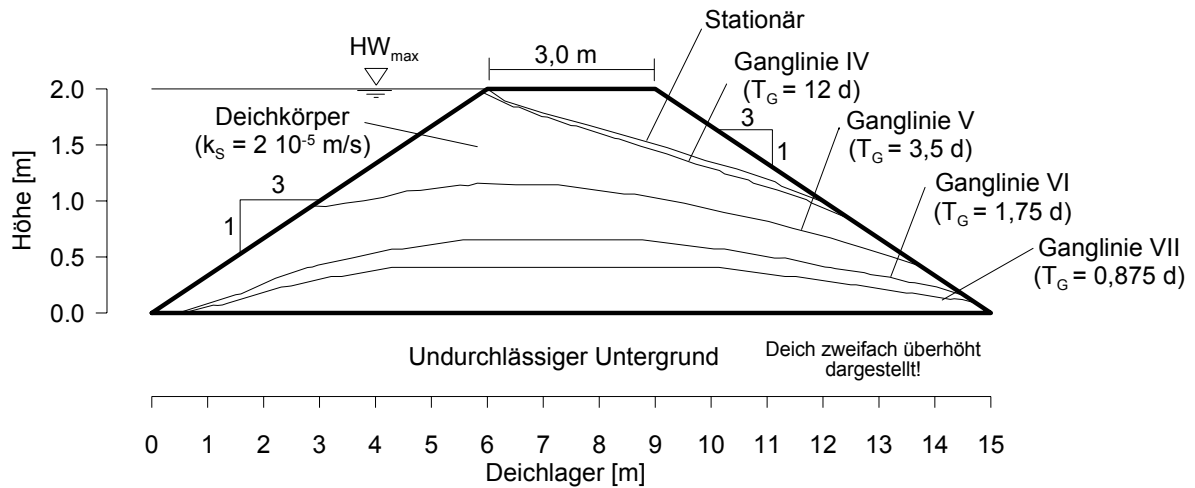


Abb. 7-12: Sickerlinien bei maximalem, gesättigten Flächenanteil nach Beaufschlagung mit verschiedenen Ganglinien I bis IV (numerisch berechnet)

Trägt man die maximal gesättigten Flächenanteile $a_{\text{sat,max}}$ über das Verhältnis des Zeitpunktes $t_{\text{asat,max}}$, an dem dieser maximale Zustand auftritt, zur gesamten Einstaudauer T_G auf, erhält man den in Abb. 7-13 dargestellten Zusammenhang. Während relativ durchlässige Deiche mit $k_S = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s auch bei sehr schnellen Ereignissen (Ganglinie VII) noch während des Hochwassers sehr hohe Durchsickerungszustände erfahren, treten die maximalen Durchsickerungen bei Durchlässigkeiten von $k_S = 1 \cdot 10^{-6} \div 2 \cdot 10^{-5}$ m/s nur mehr bei den lange dauernden Ganglinien I bis III während des Hochwasserereignisses auf. Bei dieser Betrachtung wurden zusammenhängende Sickerlinien (vgl. Abb. 7-12) über der Sohle betrachtet. Bei undurchlässigen Deichen können die maximalen Durchsickerungszustände auch auf eine Zusickerung des im Deich über der Feldkapazität gespeicherten Wassers zurückzuführen sein.

Die stationären Durchsickerungszustände werden bei sehr geringen Durchlässigkeiten in keinem Fall erreicht. Während die maximalen, über der Sohle zusammenhängend auftretenden Sickerlinien bei den Ganglinien I bis III vornehmlich während des absteigenden Astes der Wasserstandsganglinie auftreten, nehmen mit schneller auftretenden Ereignissen (Ganglinie V bis VII) die maximal gesättigten Flächenanteile naturgemäß stark ab. Die Durchsickerung des Beispieldeiches mit $H_D = 4,0$ m und einer Durchlässigkeit von $k_S = 2 \cdot 10^{-5}$ m/s erreicht bei Ganglinie VI z. B. nur

noch einen gesättigten Flächenanteil von 58% bei $0,60 \cdot T_G$. Bei einer Durchlässigkeit von $k_S = 1 \cdot 10^{-6}$ m/s beträgt dieser sogar nur noch 16% bei $86 \cdot T_G$ (Abb. 7-13).

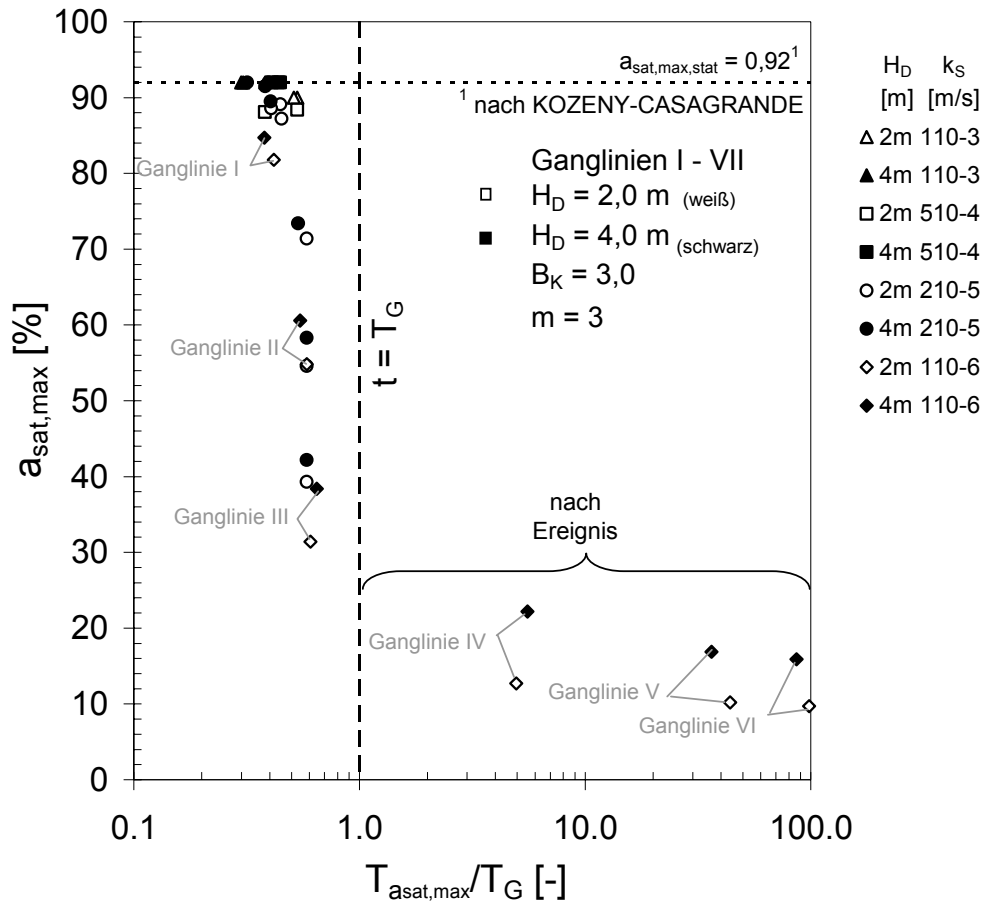


Abb. 7-13: Maximal gesättigter Flächenanteil $a_{sat,max}$ in Abhängigkeit vom Verhältnis der Eintrittszeit $T_{asat,max}$ zur Gesamtgangliniendauer T_G für die Ganglinien I bis VII und unterschiedlichen Deichdurchlässigkeiten k_S

Anschaulich lässt sich das eben beschriebene Verhalten anhand der Abb. 7-14 darstellen. Hier ist der maximale, gesättigte Flächenanteil $a_{sat,max}$ für die Ganglinien I bis VII über der gesättigten Durchlässigkeit k_S aufgetragen. Mit zunehmender Ereignisdauer nimmt auch die maximale Sättigungsfläche zu. Ganglinie I verursacht bereits bei Deichen mit $k_S \geq 2 \cdot 10^{-5}$ m/s stationäre Durchsickerungszustände. Ganglinie VII schafft dies lediglich bei Deichen mit $k_S \geq 1 \cdot 10^{-3}$ m/s.

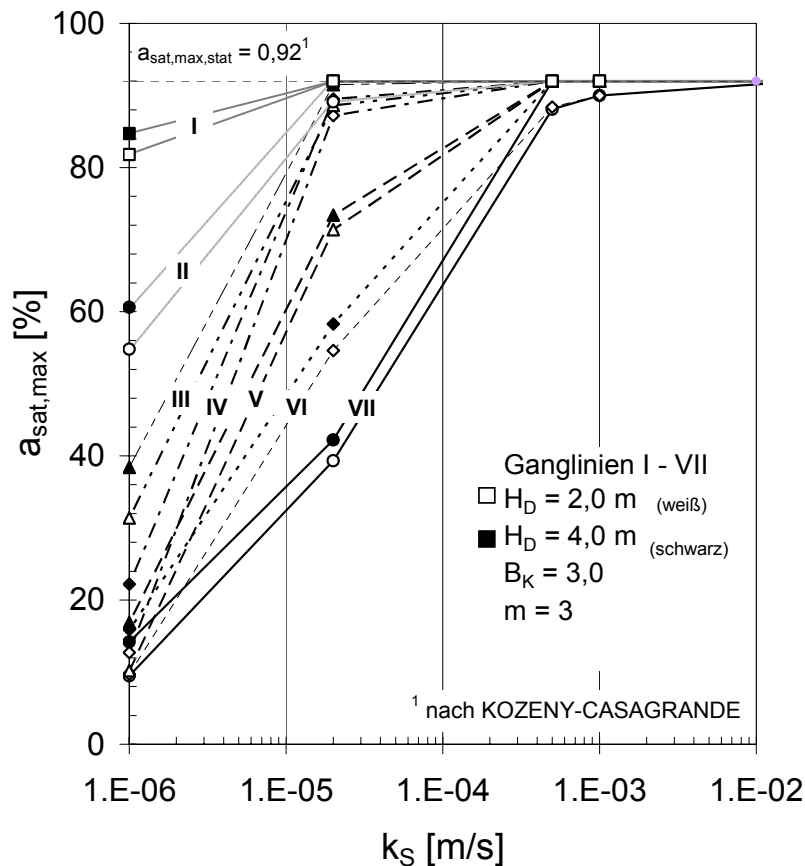


Abb. 7-14: Maximal gesättigter Flächenanteil $a_{\text{sat,max}}$ in Abhängigkeit von der Deichdurchlässigkeit k_S für die Ganglinien I bis VII

7.3 Durchsickerung von homogenen Deichen bei fallendem Wasserstand

7.3.1 Allgemeines

Der Lastfall „Plötzliche Wasserspiegelabsenkung“ wird vornehmlich im Staudammbau betrachtet, wo diese Art der Beanspruchung infolge eines gewollten Abstaus oder einer Fehlfunktion eines Auslassorgans auftreten kann. Bei Hochwasserschutzdeichen an Fließgewässern handelt es sich dabei, wenn eine Wasserstandsreduktion durch eine Bewirtschaftung von Talsperren und Flutpolder oder durch das Brechen eines Deiches außer Acht gelassen wird, um den natürlichen Rückgang des Wasserstands beim Abklingen einer Hochwasserwelle. Dieser Vorgang basiert auf den hydrologisch-hydraulischen Zusammenhängen und tritt nach jedem Einstau auf, so dass der Lastfall „Fallender Wasserstand“ für Lastfall 2 und Lastfall 3 relevant ist (vgl. Abschnitt 4.3).

Die Absenkgeschwindigkeiten bei Talsperren betragen i. d. R. ein Vielfaches von dem natürlichen Wasserstandsrückgang bei abklingenden Hochwasserereignissen. Förster (1999) gibt für einige Talsperren in Ostdeutschland eine mittlere Absenkgeschwindigkeit von 10,8 m/h an. Dieser Werte schwankt jedoch erheblich zwischen 1 ÷ 32 m/h, was dennoch zeigt, dass bei Talsperren mit erheblich größeren wasserseitigen Wasserstandsänderungen gerechnet werden muss, als dies für Flussdeiche der Fall ist. Die in dieser Arbeit ermittelten charakteristischen Wasserstandsganglinien weisen eine Abstiegs geschwindigkeit im Bereich von $0,05 < v_{AB} < 20$ cm/h auf (vgl. Abschnitt 4.1.5). Die maximale Belastung bei fallendem Wasserstand wird nach Uhlig (1962) in den meisten Fällen dann erreicht, wenn der Wasserstand den wasserseitigen Damm- bzw. Deichfuß erreicht. Dies gilt insbesondere dann, wenn vor dem Rückgang des Wasserstandes maximale, sprich stationäre Durchsickerungsverhältnisse aufgetreten sind.

7.3.2 Analytische Ansätze

Ansätze zur Abschätzung der Durchsickerungsverhältnisse in einem Erddamm bei fallendem Wasserspiegel sind z. B. in Schnitter u. Zeller (1957), Brauns (1977), Ruppert (1985) und Uhlig (1962) zu finden. Brauns (1977), aber auch neuere Veröffentlichung (siehe Brauns u. Saucke 2005) empfehlen das in Uhlig (1962) entwickelte und im Folgenden erläuterte Abschätzungskriterium anhand der Verhältnissgröße κ (Glg. 7-6, vgl. Schneider et al. 1997), das in dieser Arbeit bereits zur Beurteilung der Durchsickerung bei steigenden Wasserstand herangezogen wurde (siehe Abschnitt 7.2.3). Der Ähnlichkeitsfaktor κ [-] wird wie folgt berechnet (vgl. Glg. 7-5):

$$\kappa = \frac{k_s}{n_e \cdot v_{AB}} \quad \text{Glg. 7-6}$$

$\kappa \leq 1,00 \div 0,10$: annähernd vollständig nachhängende Sickerlinie

$\kappa \geq 100 \div 250$: kaum nachhängende Sickerlinie

k_s gesättigte Durchlässigkeit [m/s]

n_e effektive Porosität [-]

v_{AB} Abstiegs geschwindigkeit des Wasserstands [m/s]
(1 cm/h = $2,78 \cdot 10^{-6}$ m/s)

Je nach Verfasser variiert die untere Grenze, bei der eine vollständig nachhängende Sickerlinie auftritt, zwischen $\kappa = 0,10 \div 1,0$. Uhlig (1962) gibt an, dass für $\kappa \leq 0,25 \div 1,0$ annähernd eine maximal rücksickernde Strömung auftritt, wobei für steile Böschungen $\kappa = 0,25$ gilt und für flache Böschungen $\kappa = 1,0$. Dieser Zusammenhang kann anhand der auftretenden mittleren hydraulischen Gradienten erklärt werden. Flache Böschungen entwässern aufgrund ihrer kleineren hydraulischen Gradienten langsamer als steile Böschungen, weshalb flache Böschungen bereits bei geringeren Abstiegsgeschwindigkeiten zu einer maximal ausgebildeten Rückströmung neigen. Schneider et al. (1997) geben als entsprechende Grenze $\kappa = 0,10$ an (vgl. Brauns 1977). Da die Autoren z. T. Dämme mit Innendichtungen oder geneigten Kerndichtungen untersuchten, wird vom Verfasser hier ebenfalls in erster Näherung vorgeschlagen, die untere Grenze aus Schneider et al. (1997), die in Anlehnung an Schnitter u. Zeller (1957) und Brauns (1977) festgelegt wurde, in Betracht zu ziehen.

Für Abstiegsgeschwindigkeiten v_{AB} [cm/h], welche in Kombination mit der Durchlässigkeit und dem Porenanteil κ -Werte von $\kappa \geq 100$ hervorrufen, bedeutet dies je nach Durchlässigkeit des Deichkörpers, dass keine nachhängende Sickerlinie auftritt. Bei sehr durchlässigen Materialien, wie z. B. Kies mit $k_s > 10^{-3}$ m/s, tritt in erster Abschätzung keine ausgeprägte rücksickernde Strömung auf, welche die Standsicherheit des wasserseitigen Böschung gefährden könnte (Abb. 7-15, Förster 1999, Schneider et al. 1997). Für die Abschätzung dieser oberen Grenze, d. h. für Verhältnisse, die in etwa eine mit dem Wasserstand einhergehende Entwässerung des wasserseitigen Deichkörpers bedingen, geben verschiedene Autoren Grenzwerte von $\kappa \geq 100 \div 250$ an. Auch eine Abschätzung für einen Beispieldeich aus Ruppert (1985) bestätigt diese Grenzbedingung (vgl. Abb. 7-15).

Bei Annahme eines konstanten Porenanteils ergeben sich für Glg. 7-6 Geraden. Bei folgender Betrachtung wird zum einen die effektive Porosität $n_{e, \text{spez.}}$ und zum anderen bei Annahme einer Restsättigung $0,5 \cdot n_{e, \text{spez.}}$ angenommen. Die Kurven nehmen einen gekrümmten Verlauf ein, was den Sachverhalt wiedergibt, dass wenig durchlässige Böden aufgrund ihres geringen Anteils an frei verfügbarem Wasser schneller entwässern, als es bei der Annahme eines für unterschiedliche Böden konstanten Porenanteils der Fall ist. Dies bedeutet nicht, dass mehr Wasser aus den Poren strömt, sondern dass das wenige Wasser, das abfließt, in verhältnismäßig kürzerer Zeit zum Erreichen eines stabilen Restfeuchtezustands führt, als bei o. g. Annahme eines zu großen, konstanten Porenanteils (Abb. 7-15).

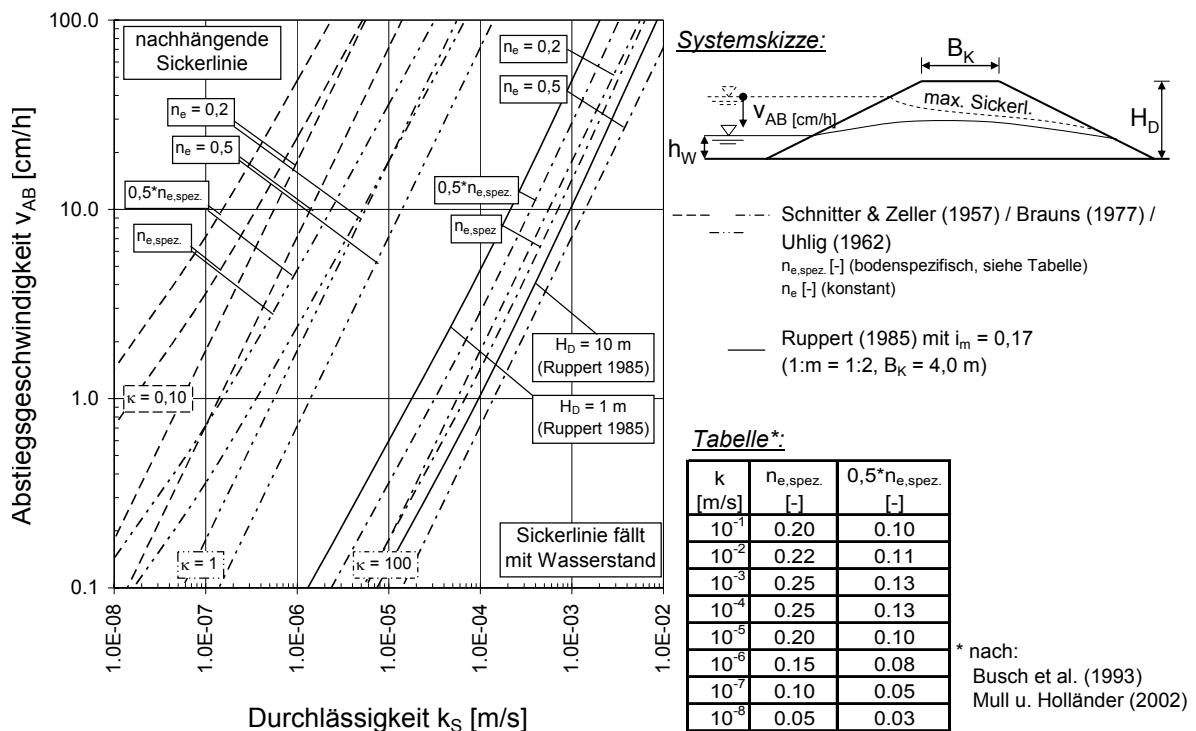


Abb. 7-15: Abschätzung des Auftretens von „nachhängenden Sickerlinien“ in Abhängigkeit der Bodendurchlässigkeit k_s und der Abstiegsgeschwindigkeit v_{AB} für unterschiedliche Ähnlichkeitsfaktoren κ

Maßnahmen zur Verbesserung der Entwässerung eines wasserseitigen Dammkörpers, wie z. B. die Anordnung von wasserseitigen Dräntepfichen zur kontrollierten Entwässerung des wasserseitigen Deichkörpers bei rasch sinkendem Wasserstand, sind z. B. in Brauns (1977) beschrieben (vgl. Förster 1999).

7.3.3 Numerische Berechnungen der Durchsickerung von homogenen Deichen bei fallendem Wasserstand

Ausgehend von einer stationären Durchsickerung des Deiches bei Kronenstau werden im Folgenden unterschiedliche Deichböden und Abstiegsgeschwindigkeiten für ein definiertes Deichsystem – homogener Erddamm auf undurchlässiger Untergrundsicht – untersucht und mit den im vorherigen Abschnitt betrachteten analytischen Abschätzungskriterien verglichen. Eine Auswahl der sich einstellenden Sickerlinien zum Zeitpunkt, an dem der Wasserstand den wasserseitigen Deichfuß erreicht, sind in Abb. 7-16 dargestellt. Im Folgenden wird dieser Zeitpunkt als Abstiegzeitpunkt T_{AB} [-] bezeichnet. Mit zunehmendem Ähnlichkeitsfaktor κ [-] fällt die Größe der gesättigten Deichfläche ab. In grober Abschätzung bestätigen die angeführten Durchsickerungszustände die aus der Literatur bekannten Grenz betrach-

tungen anhand des Ähnlichkeitsfaktors κ .

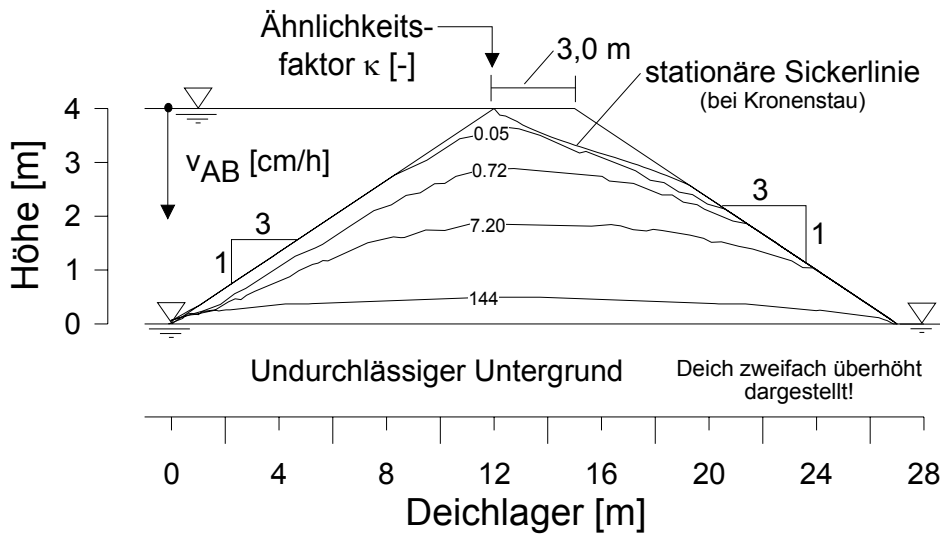


Abb. 7-16: Sickerlinien eines Beispieldeichs bei fallendem Wasserstand für ausgewählte Ähnlichkeitsfaktoren κ (Ausgangszustand: stationäre Durchsickerung bei Kronenstau)

Für den in Abb. 7-17 gezeigten Beispieldeich sind die maximalen Druckhöhenunterschiede von Deichmitte zu wasserseitigem Deichfuß Δh_w [mWS] für unterschiedliche Durchlässigkeiten k_s zum Zeitpunkt T_{AB} über die Abstiegs geschwindigkeit v_{AB} aufgetragen. Der oben beschriebene Sachverhalt wird hier besonders klar. Während bei der Durchlässigkeit von $k_s = 1 \cdot 10^{-6}$ m/s bis Abstiegs geschwindigkeiten von etwa $v_{AB} = 5$ cm/h annähernd die maximal mögliche Belastung auf die wasserseitige Böschung ausgeübt wird, nimmt das Verhältnis $\Delta h_w/H_D$ [-] bei sehr durchlässigem Kies mit $k_s = 2 \cdot 10^{-2}$ m/s auch unter Berücksichtigung sehr hoher Abstiegs geschwindigkeiten i. d. R. eine vernachlässigbare Größe ein. Dies gilt ebenso für die Betrachtung der hydraulischen Gradienten i.

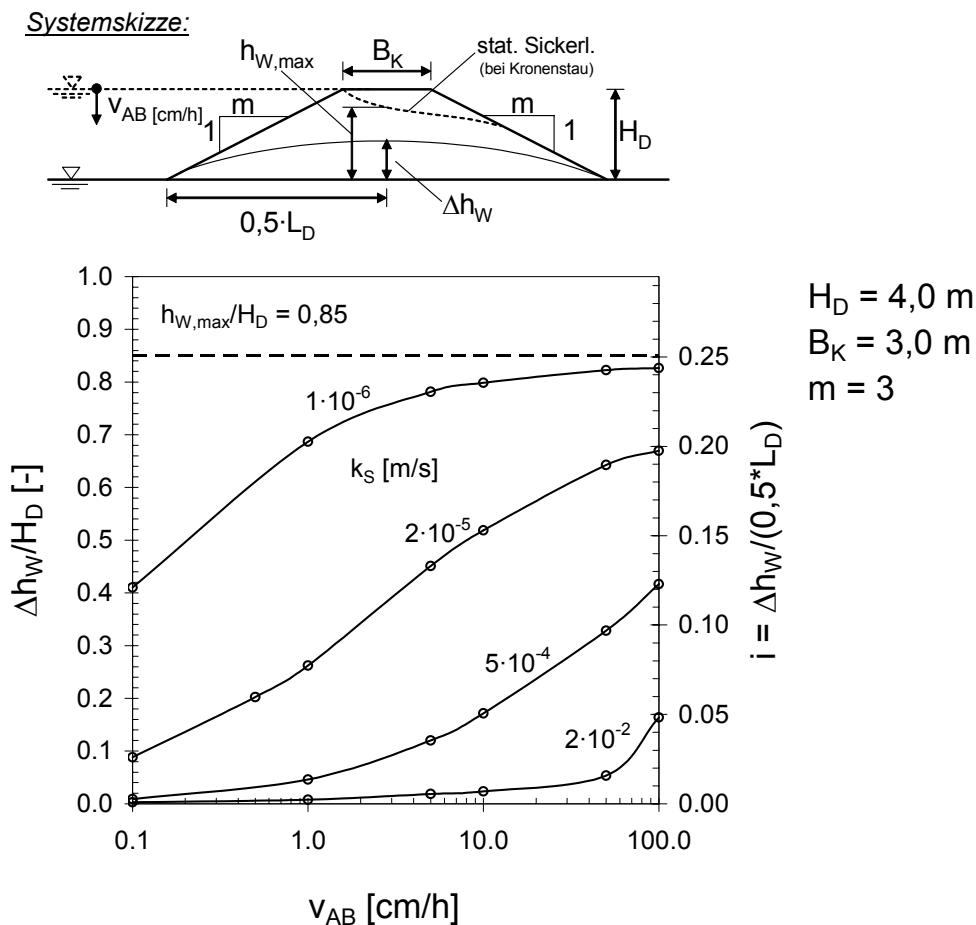


Abb. 7-17: Verhältnis des maximalen Druckhöhenunterschieds Δh_W und der Deichhöhe H_D und hydraulische Gradienten i in Abhängigkeit von der Abstiegsgeschwindigkeit v_{AB} für unterschiedliche Durchlässigkeiten k_S (Ausgangszustand: stat. Kronenstau)

Betrachtet man die Belastung des wasserseitigen Stützkörpers bei unterschiedlichen κ -Werten, dann wird klar, welche Überlegungen hinter einer groben Abschätzung der Durchsickerung von Erdbauwerken bei schnell fallendem Wasserstand stehen. Beim Beispieldeich werden die Druckhöhenunterschiede von kleiner $0,2 \cdot H_D$ überschlägig als unbedenklich und größer $(0,7 \div 0,85 \cdot 0,90 = 0,765) \cdot H_D$ als sofortiger Wasserstandsrückgang mit maximaler Rückströmung bewertet. Zwischen beiden Grenzen tritt eine für die Standsicherheit *i. d. R.* nicht zu vernachlässigende Rückströmung auftritt. Uhlig (1962) erwähnt für diesen Bereich die Spanne zwischen $0,2 \div 0,9 \cdot H_D$. Die ermittelte Beziehung zwischen $\Delta h_W / H_D$ und dem κ -Faktor bestätigt die in der Literatur zu findenden Angaben (Abb. 7-18).

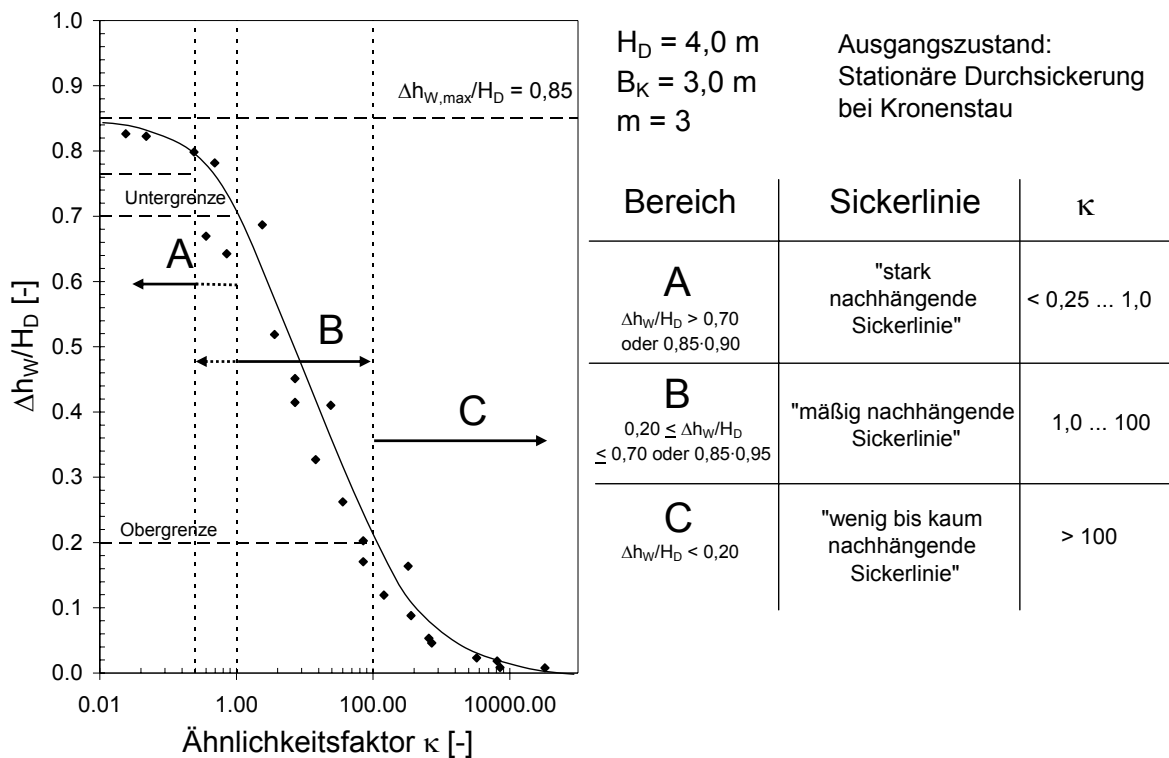


Abb. 7-18: Druckunterschied bei fallendem Wasserstand Δh_w im Verhältnis zur Deichhöhe H_D zum Zeitpunkt T_{AB} in Abhängigkeit vom Ähnlichkeitsfaktor κ und daraus abgeleitete k -Bereiche zur Beurteilung der Durchsickerung bei fallendem Wasserstand (Ausgangszustand: stat. Kronenstau)

In Abb. 7-19 kann für das angegebene Deichsystem aus einer bekannten Abstiegs- geschwindigkeit v_{AB} [m/s] für unterschiedliche Böden, hier charakterisiert über den k_S -Wert, direkt der κ -Faktor abgelesen werden. Bei den in der Praxis vorkommen- den Abstiegs- geschwindigkeiten spielen demnach lediglich die Durchlässigkeiten von Deichen zwischen $k_S = 10^{-5} \div 10^{-3}$ m/s eine Rolle. Dies gilt natürlich nur für homogene Dämme ohne Berücksichtigung der hydraulischen Wirkung von einer Vegetationsdecke. Diese kann, sofern sie undurchlässiger ist als der Deichkörper, einen Aufstau erzeugen, was die Standsicherheit der Böschung gefährden kann.

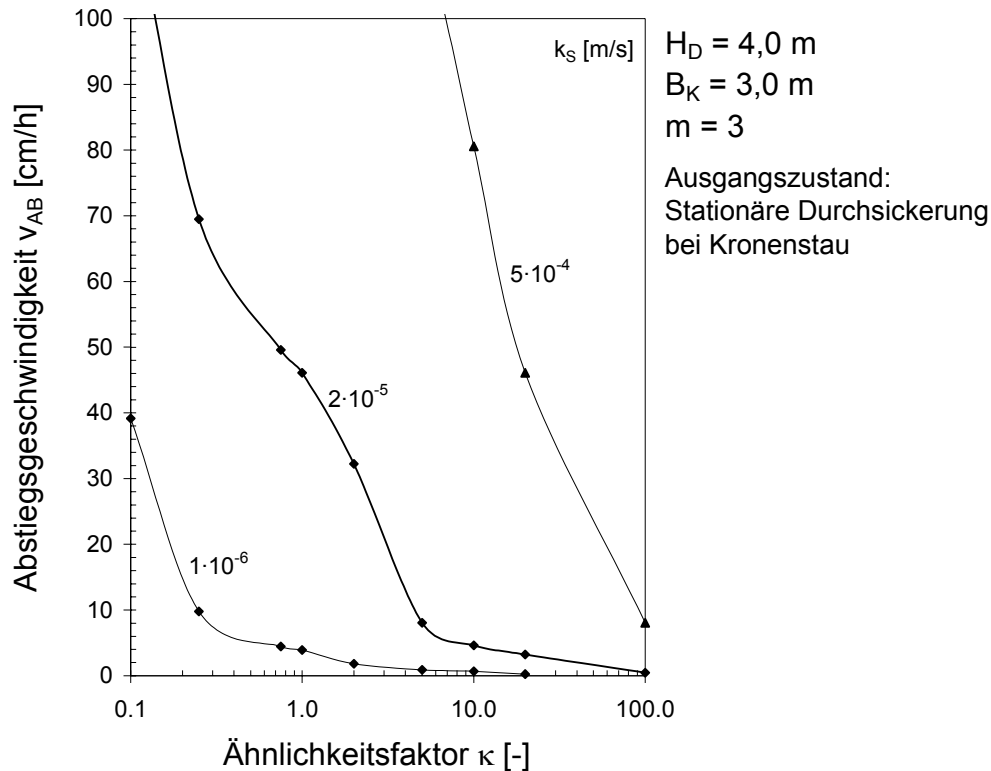


Abb. 7-19: Abstiegsgeschwindigkeit v_{AB} in Abhängigkeit vom Ähnlichkeitsfaktor κ für unterschiedliche Bodendurchlässigkeiten k_S (Ausgangszustand: stationäre Durchsickerung bei Kronenstau)

7.4 Auswirkung von Voreinstauereignissen auf die Durchsickerung von homogenen Deichen

7.4.1 Allgemeines

Wie in Abschnitt 5.6.2 erläutert wird, können Vorwellenereignisse eine Verstärkung der Durchsickerung nach sich ziehen. Aufgrund des gleichen Abflussregimes können sie ähnlich wie das Hauptereignis ausgeprägt sein. Wie in Abschnitt 4.1.6 angekündigt, werden im Folgenden eigenständige, abgeschlossene Vorwellenereignisse durch das Produkt aus dem Abminderungsfaktor, $X_{Vor} = 0,25 / 0,50 / 0,75$, und den Kenngrößen des Hauptereignisses Scheitelhöhen H_{Sch} [m] und Scheiteldauern T_{Sch} [h] für Vorereignisse abgeschätzt.

Die Pauschalaussage, dass Vorwellenereignisse eine Aufsättigung des Deiches nach sich ziehen und somit stets zu einer Erhöhung und Beschleunigung der Durchsickerung führen, kann unter Beachtung der durchgeführten Untersuchungen nicht bestätigt werden. Mit Hilfe der Berechnungen konnten Vorwellenereignisse identifiziert

werden, die keine Auswirkungen auf den nachfolgenden Einstau durch das Hauptereignis haben. Diese Ereignisse be- und entwässern so schnell, dass mit dem Einstau eine simultane Durchsickerung und beim Rückgang des Wasserstandes eine simultane Entwässerung auftritt. Dieser Zusammenhang wurde bereits in den Abschnitten 7.2 und 7.3 erläutert (siehe Tab. 7-1 und Abb. 7-8).

7.4.2 Einfluss von Voreinstauereignisse auf die zeitliche und maximale Durchsickerung von homogenen Deichen

Unter Zuhilfenahme einer Abschätzung der κ -Verhältnisse können zumindest im Voraus Vorereignisse mit $\kappa \geq 100$ von einer näheren Betrachtung ausgeschlossen werden (vgl. Abschnitte 7.2.3 und 7.3.2). Schwieriger wird es, eine Aussage für Systeme bzw. Einstauszenarien mit $\kappa < 100$ zu treffen. Anhand durchgeführter Berechnungen konnte festgestellt werden, dass sowohl eine Verstärkung als auch eine Abschwächung der Durchsickerung auftreten kann. In nicht wenigen untersuchten Szenarien war trotz einer deutlichen Vorsättigung des Deiches durch die Vorwelle praktisch kein Einfluss auf die anschließende durch das Hauptereignis hervorgerufene Durchsickerung festzustellen. Für ersten Fall, einer verstärkenden Wirkung von Vorwellen, sind in Abb. 7-20 Ergebnisse durchgeführter Berechnungen angegeben. Demnach kann das Erreichen der maximalen Durchsickerung bei den betrachteten Beispielen im Vergleich zu einem Einstau ohne Vorwelle um bis zu 60% beschleunigt werden (Abb. 7-20, links). Ebenso können Vorwellen die maximal auftretende Sickerlinie um mehr als 15% im Verhältnis zur mittleren Wasserdruckhöhe vergrößern (Abb. 7-20, rechts). Kleinere Vorereignisse können entsprechend kleinere Auswirkungen haben.

Es wurde allerdings auch bemerkt, dass Vorwellenereignisse eine Abschwächung der Durchsickerung verursachen können, wenn ein relativ hoher Voreinstau den Deich teilweise sättigt und während des ansteigenden Astes der Hauptwelle aufgrund der Rückströmung aus dem Deich (negatives hydraulisches Gefälle) lange Zeit keine Strömung in den Deich erfolgt. Folgt dem Anstieg dann eine relativ kurze Scheiteldauer, findet in Einzelfällen keine Beschleunigung sondern eine Verzögerung statt und die maximalen Durchsickerungsverhältnisse können sich geringfügig verringern.

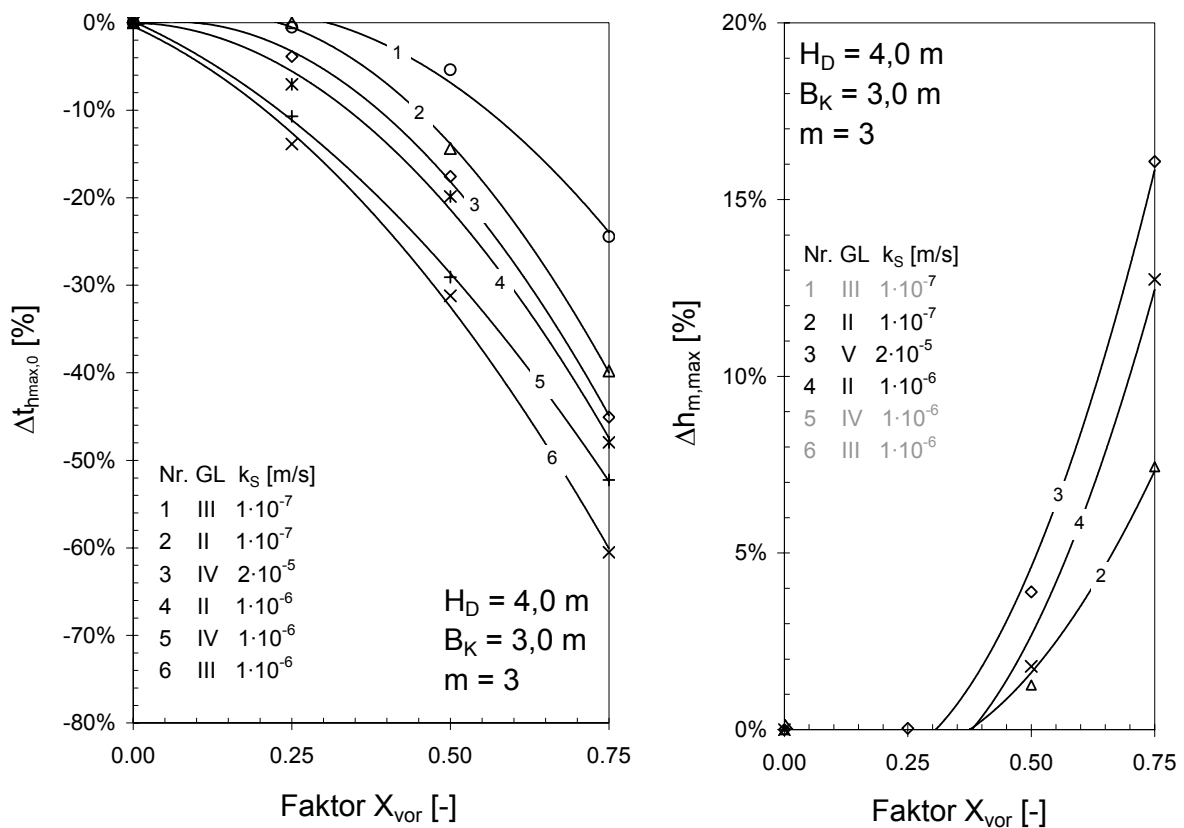


Abb. 7-20: Beschleunigung des Erreichens des maximalen Durchsickerungszustandes (links) und Erhöhung der maximal auftretenden Sickerlinie (rechts) durch voraus laufende Wasserstandsganglinien für unterschiedliche Faktoren X_{vor}

7.5 Instationäre Durchsickerung von Deichen mit Innendichtung und Fehlstelle

7.5.1 Allgemeines

Die stationären Durchsickerungsverhältnisse in Deichen mit Innendichtungen mit Fehlstellen sind in den Abschnitten 6.6.4 (2D) und 6.6.5 (3D) erläutert. Die folgende instationäre Betrachtung konzentriert sich darauf, für die in Abschnitt 6.6.5 durchgeführten dreidimensionalen Betrachtungen die stationäre Durchsickerungszeit t_{stat} abzuschätzen. Diese ist natürlicherweise von der Deichdurchlässigkeit und der Fehlstellengröße abhängig. Je geringer die Durchlässigkeit und je größer die Fehlstelle, desto schneller stellen sich die stationären Verhältnisse ein.

7.5.2 Beispiel der instationären Durchsickerung eines Deiches mit Dichtung und Fehlstelle

In Abb. 7-21 ist ein Deichsystem mit Innendichtung und einer Fehlstelle mit Fehlstellendurchmesser $d_{FS} = 10$ cm dargestellt. Zu den Zeitpunkten $t = 0,5/1,0/1,5/3,0/48$ h sind die entsprechenden Sickerlinien eingezeichnet. Zum Vergleich werden die stationären Sickerlinien der zwei- und dreidimensionalen Berechnung hinzugefügt. Die stationären Verhältnisse werden nach ca. 3,0 h erreicht. Der Vergleich der stationären Durchsickerungszeit mit der eines vergleichbaren ungedichteten Deiches (siehe Abb. 7-4) zeigt, dass praktisch kein Unterschied zwischen der stationären Durchsickerungszeit des untersuchten Deichsystems und des nicht gedichteten Deiches besteht. Die Dichtung hat aufgrund der Fehlstelle somit auf die zeitliche Entwicklung der Durchsickerung keinen Einfluss. Sie reduziert lediglich, wie in den Abschnitten 6.6.4 (2D) und 6.6.5 (3D) bereits erläutert wurde, die Ausbreitung der Durchsickerung im Vergleich zum ungedichteten Zustand.

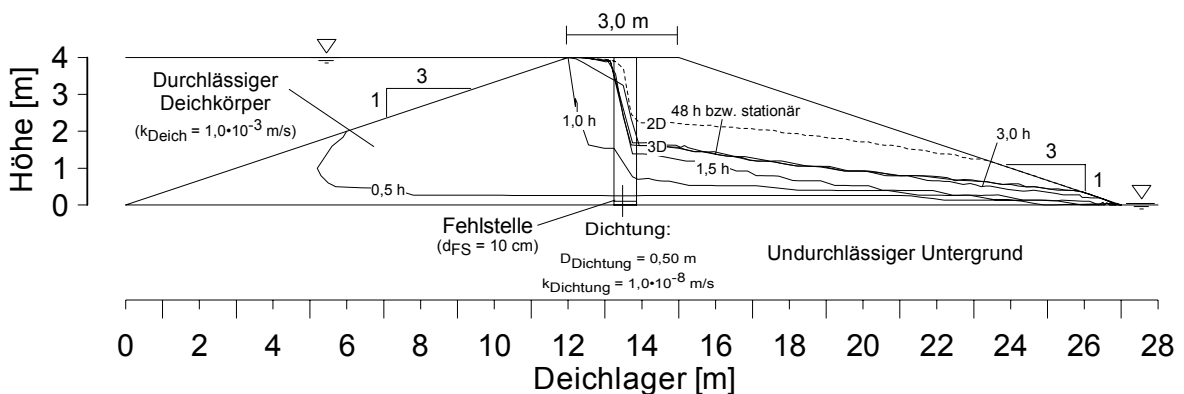


Abb. 7-21: Berechnete Sickerlinien eines Deiches mit Innendichtung mit Fehlstelle zu unterschiedlichen Zeiten bei schnellem Einstau ($v_{AN} = 4$ m/h) (3D-Berechnung, vgl. Abb. 6-33)

In Abb. 7-22 werden der Durchfluss, der durch eine Röhre nach dem Gesetz von HAGEN-POISEUILLE (Glg. 2-48) strömen kann und die sich daraus ergebende Befüllungszeit t_B [h], die dazu notwendig ist, den Porenraum des landseitigen, hinter der Dichtung liegenden Deichkörpers zu füllen, betrachtet. Auf diese Art und Weise kann festgestellt werden, dass bei Fehlstellendurchmesser $d_{FS} > 2$ cm die Befüllungszeit relativ unabhängig von den hier betrachteten Deichhöhen unter einer Stunde liegt. Dies ist auch ein Indiz dafür, dass erst ab kleinen Fehlstellendurchmesser von $d_{FS} \leq 1$ cm mit einer für die Praxis relevanten Verzögerung des Eintretens der stationären Verhältnisse gerechnet werden kann, obwohl die getroffenen

Annahmen eine grobe Vereinfachung des realen Sachverhalts darstellen.

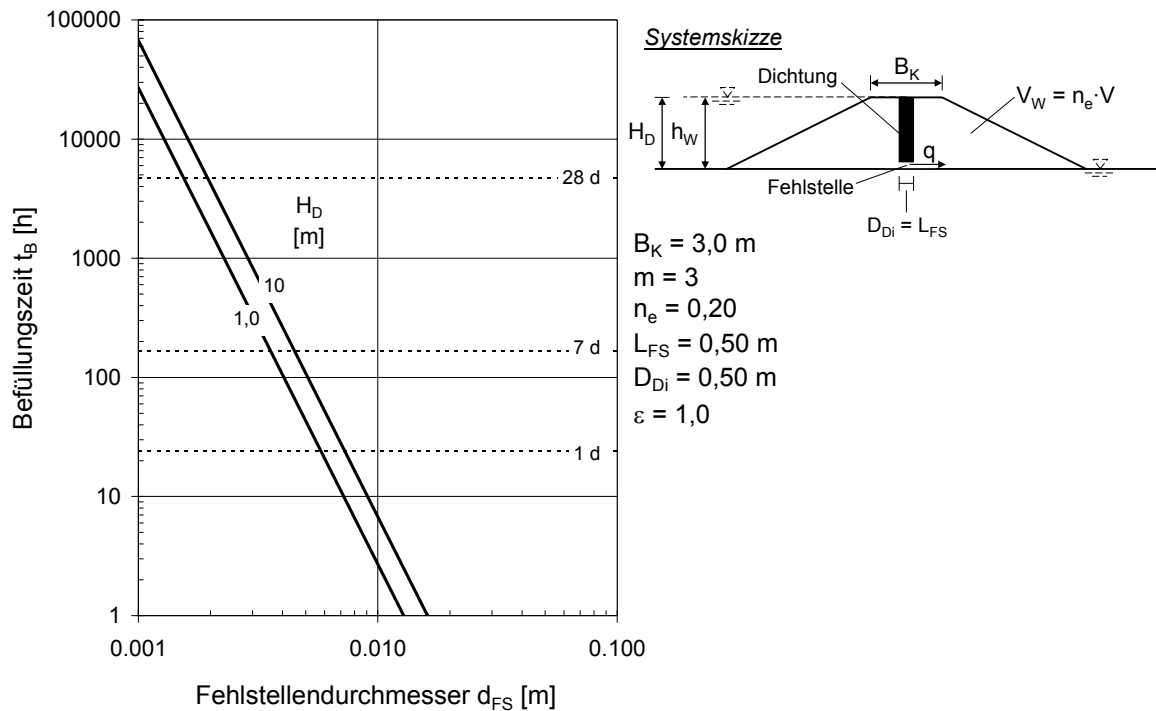


Abb. 7-22: Befüllungszeit t_B des Porenraums des hinter der Dichtung liegenden Deichkörpers in Abhängigkeit vom Fehlstellendurchmesser d_{FS} bei Verwendung des Rührströmungsansatzes nach HAGEN-POISEUILLE

7.6 Einfluss von Regenerenissen auf die Durchsickerung eines homogenen Deiches

7.6.1 Allgemeines

Regenerenisse vor und während eines Einstauereignisses an Deichen können eine Sättigungserhöhung zur Folge haben und so auch eine Beschleunigung und Verstärkung der Durchsickerung hervorrufen, was z. B. das Berechnungsbeispiel in Abb. 7-23 zeigt. Dabei kommt der Ausgangssättigung wesentliche Bedeutung zu. Ist die Niederschlagsintensität gering, so kann die Durchsickerung eines z. B. durch einen Voreinstau bereits vorgesättigten Deiches trotz Beregnung keine Beschleunigung erfahren. Weiteres wird im Folgenden im Zusammenhang mit dem Berechnungsbeispiel erklärt.

7.6.2 Wirkung von Vorregenereignissen auf die Durchsickerung eines homogenen Deiches auf undurchlässiger Deckschicht

Im folgenden Beispiel wird ein homogener Deich der Durchlässigkeit $k_s = 2 \cdot 10^{-5}$ m/s (weitere Materialkennwerte siehe Tab. 4-8) mit Ganglinie V (siehe Tab. 4-3) beaufschlagt. Vereinfachend wird angenommen, dass die betrachteten Niederschlagsintensitäten $i_{N,m} = 1 \div 30$ mm/h den Deich gleichmäßig mit der Grenzsättigung aus Abb. 5-18 befeuchten. Unter dieser Vereinfachung konnten die numerischen Berechnung durch Variation einer über den Querschnitt konstanten Anfangssättigung S_0 [-] durchgeführt werden. Für die Ermittlung der Beschleunigung wird der Zeitpunkt $t_{stat.}$ betrachtet, bei dem die stationären Verhältnisse auftreten. Als Vergleichszeit t_0 [h] wird die Zeit betrachtet, wann im Deich mit einer Ausgangssättigung S_0 [-] bei Ganglinie V stationäre Verhältnisse ohne Berücksichtigung von Regenereignissen eintreten. Mit einer für Vorregenereignisse realistischen mittleren Niederschlagsintensität von $i_{N,m} = 1$ mm/h kann nach Abb. 5-18 maximal $S = 50\%$ auftreten. Da Feldkapazität des Bodens $S_{FK} = 50\%$ beträgt, ist für das betrachtete Deichsystem trotz der Beaufschlagung mit genanntem Niederschlagsereignis mit keiner Beschleunigung zu rechnen (Abb. 7-23). Ist der Deich dagegen bis zu $S_{PWP} = 14\%$ ausgetrocknet, könnte eine Beschleunigung der Dauer, bis zu der die stationären Verhältnisse erreicht werden, um ca. das Zweifache eintreten. Bei steigender Niederschlagsintensität, die hier bis $i_N = 30$ mm/h ausgewertet werden, verlagert sich die die Ausgangssättigung S_0 , an der keine Beschleunigung mehr eintritt, zu höheren Werten hin. Würde ein Niederschlagsereignis eine 100%ige Sättigung verursachen, was schätzungsweise nach Abb. 5-18 bei $i_{N,m} > 40$ mm/h der Fall ist, dann würde die Kurve theoretisch einen senkrechten Verlauf nehmen, da die Zeit t_0 Null wird, also sofort stationäre Verhältnisse eintreten.

Zieht man in Betracht, dass die für Vor- und Simultanniederschlagsereignisse mittleren Regenintensitäten sich etwa in der Spanne von $i_{N,m} \approx 0,50 \div 2,0$ mm/h bewegen (vgl. Abschnitt 4.2), dann relativieren sich mögliche Beschleunigungseffekte beim gezeigten Beispiel sehr schnell. Bei einer stationären Durchsickerungszeit von $t_0 = t_{stat.,S_0=50\%} = 29$ h wird durch eine Reduktion der Sättigung von $\Delta S = 10\%$ bei $i_{N,m} = 1$ mm/h eine Beschleunigung um 3 h erzeugt, da $t_{stat.,S_0=40\%} = 32$ h beträgt. Läuft allerdings diesem Deich eine Trockenperiode voraus, welche eine Sättigungsreduktion von $\Delta S = 20\%$ zur Folge hat und tritt dann ein lang andauernder Niederschlag der Intensität $i_{N,m} = 2$ mm/h ein, dann wird dadurch das Erreichen der stationären Verhältnisse von $t_{stat.,S_0=30\%} = 56,5$ h um 28,5 h beschleunigt, also um rund einen Faktor 2. Es ist unwahrscheinlich, dass der gesamte Deichkörper bis S_{PWP} aus-

trocknet. Vielmehr wird eine Ausgangssättigung nahe der Restfeuchte auftreten, was die daraus resultierende Beschleunigung gering werden lässt.

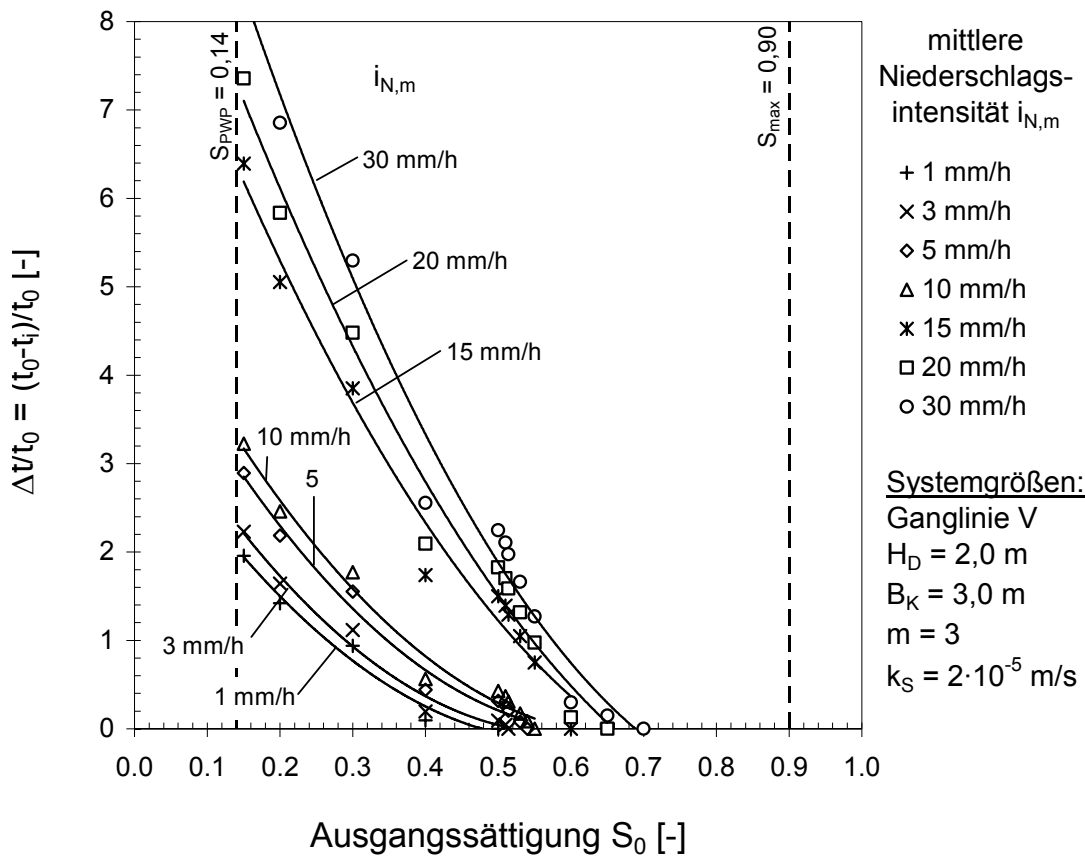


Abb. 7-23: Beschleunigung ($\Delta t/t_0$) des Erreichens der stationären Verhältnisse für einen Beispieldeich mit der Durchlässigkeit $k_S = 10^{-5}$ m/s und Beaufschlagung mit Ganglinie V

Wie auch hier erkannt werden kann, spielen der Wasserhaushalt und die sich einstellende Restfeuchte im Deich eine erhebliche Rolle bei der Beurteilung der beschleunigenden Wirkung von Vorregenereignissen. Die in Abschnitt 4.2 auch betrachteten Simultanniederschlagsereignisse haben besonders bei sehr durchlässigen Deichen eine verstärkende und beschleunigende Wirkung. Bei undurchlässigeren Deichen ist zu vermuten, dass Vor- und Simultanereignisse ähnliche Auswirkungen haben können. Auf Simultanereignisse wird jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht mehr eingegangen.

7.7 Zusammenfassung

Die Ergebnisse und Untersuchungen zur Betrachtung der instationären Durchsickerung von Deichen lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

1. Der Vergleich ausgewählter analytischer Ansätze zeigt, dass anhand der eindimensionalen Betrachtung nach DARCY (D.-F.-Annahme) die größten Durchsickerungszeiten abgeschätzt werden können (Abb. 7-2, Abb. 7-3). Zur Abschätzung der stationären Durchsickerungszeit t_{stat} werden sowohl analytische Verfahren und numerische Berechnungen herangezogen (Abb. 7-4, Abb. 7-5). Die instationären numerischen Berechnungen, die als Ausgangsdurchlässigkeit $S_0 = S_{\text{PWP}}$ und $S_0 = S_{\text{FK}}$ verwenden, zeigen, wie stark sich unterschiedliche Ausgangssättigungsverhältnisse auf die Durchsickerung auswirken. Die Berechnungen mit S_{FK} ergeben durchgehend kürzere stationäre Durchsickerungszeiten t_{stat} als der eindimensionale Ansatz nach Erb (1965). Mit abnehmender Durchlässigkeit werden bei Annahme einer Ausgangssättigung von $S_0 = S_{\text{PWP}}$ längere stationäre Durchsickerungszeiten erhalten. Um auf der sicheren Seite zu liegen, sollte deshalb mit einer hohen Anfangsfeuchte von $S_0 \geq S_{\text{FK}}$ gerechnet werden.
2. Analog zu Betrachtungen eines fallenden Wasserstands und der sich einstellenden Rückströmung (vgl. Abschnitt 7.3) werden die κ -Faktoren hier zur Abschätzung der Durchsickerung bei steigendem Wasserstand verwendet. Für $\kappa \geq 100 \div 1.000$ tritt mit steigendem Wasserstand abhängig vom jeweiligen Wasserstand vor dem Deich eine vollständige Durchsickerung des Deiches auf (Abb. 7-8).
3. Bestehende Ansätze zur Beurteilung der Durchsickerung bei fallendem Wasserstand verwenden ebenfalls den Ähnlichkeitsfaktor κ (Abb. 7-15). Die unterschiedlichen Grenzbedingungen aus der Literatur werden aufgegriffen und durch eigene Berechnungen verifiziert (Abb. 7-17 bis Abb. 7-19). Für $\kappa \geq 100$ kann demnach die volle Sättigung des Deichkörpers mit vollständigem Rückgang des Wasserstandes angesetzt werden. Bei Werten $\kappa < 0,25 \div 1,00$ kann mit einer mit dem Wasserstand gleichzeitig auftretenden Entwässerung des Deiches gerechnet werden. Dazwischen für $0,25 \div 1,00 < \kappa < 100$ stellen sich Rückströmungen ein, die unter Zuhilfenahme numerischer oder analytischer Ansätze abgeschätzt werden sollten.

4. Unter Zuhilfenahme der κ -Abschätzung (vgl. Abschnitte 7.2 und 7.3) konnte ermittelt werden, bei welchen Kombinationen von Voreinstauereignissen und Deichsystemen keine Beeinflussung der Durchsickerung durch das Voreinstauereignis während des Hauptereignisses eintritt bzw. der Deich nach Abklingen des Voreignisses wieder seinen Ausgangssättigungszustand erreicht hat. Überschlägig kann man davon ausgehen, dass für $\kappa \geq 100$ unter Verwendung der Anstiegsgeschwindigkeit des Wasserstandes v_{AN} keine Beeinflussung bzw. Erhöhung der Sättigungsverhältnisse im Deich auftreten. Dies ist vor allem bei durchlässigen Deichen der Fall. Bei undurchlässigeren Deichen mit $k_S \leq 10^{-5}$ m/s tritt i. d. R. eine Beschleunigung und Verstärkung der Durchsickerung ein (Abb. 7-20). Allgemeingültige Aussagen können jedoch nicht getroffen werden.
5. Das betrachtete Beispiel der dreidimensionalen instationären Durchsickerung eines Deiches mit Innendichtung und Fehlstelle zeigt, dass für den sehr groß angesetzten Fehlstellendurchmesser $d_{FS} = 10$ cm die stationären Verhältnisse praktisch ohne Verzögerung im Vergleich zu einem ungedichteten Deich eintreten (Abb. 7-21). Geringe Fehlstellendurchmesser wurden nicht mehr untersucht, sondern anstelle dessen eine vereinfachte Abschätzung angestrengt, mit Hilfe derer zumindest eine Abschätzung ermöglicht wird, welche Zeit notwendig ist, damit das durch die Fehlstelle strömende Wasser den gesamten Porenraum des landseitigen Deiches füllt. Demnach tritt eine relevante Verzögerung des Eintretens von stationären Verhältnissen erst ab Durchmessern von $d_{FS} \leq 1$ cm auf.
6. Die Auswirkungen von Niederschlagsereignissen im Vorfeld von Hochwasserereignissen hängen maßgeblich von den Ausgangssättigungsverhältnissen im Deich ab. Vereinfachte Betrachtungen an einem Beispiel zeigen, dass die in der Praxis auftretenden mittleren Regenintensitäten von $i_{N,m} = 0,50 \div 2,00$ mm/h maximal eine mittlere Sättigung des Deiches von $S_0 = 55\%$ hervorrufen können. Hier wird angenommen, dass ein lang anhaltendes Niederschlagsereignis den Deich gleichmäßig befeuchtet. Je geringer die Ausgangssättigung S_0 im Deich, desto höher fällt die beschleunigende Wirkung aus (Abb. 7-23). Besitzt der betrachtete Deich seine typische Restfeuchte bei Feldkapazität $S_{FK} = 50\%$ bewirkt logischerweise ein Niederschlagsereignis von 1 mm/h, das selbst eine maximale Sättigung von $S = 50\%$ bewirken kann, keine Beschleunigung. Dagegen wird ein stationärer Durchsickerungszustand bei einem Deich, der bis auf die Sättigung beim permanenten

Welkepunkt $S_{PWP} = 14\%$ ausgetrocknet ist, was zweifelsfrei eine unrealistische Annahme darstellt, doppelt so schnell erreicht.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Die Ergebnisse dieser Arbeit sind vielfältiger Natur. Während zu Beginn der Arbeit vornehmlich die Zusammenstellung der notwendigen Grundlagen im Mittelpunkt steht, werden nach und nach immer unter Beachtung von bereits vorhandenen Kenntnissen Randbedingungen formuliert und Annahmen zur Abschätzung der stationären und instationären Durchsickerung getroffen. Nach Kalibrierung und Verifizierung des numerischen Modells an den Ergebnissen der Versuche am Modelldeich an der Versuchsanstalt Oberrach werden anschließend zahlreiche Untersuchungen zu unterschiedlichen Fragestellungen durchgeführt, wobei stets darauf geachtet wird, die mathematische Modellierung mit den Ergebnissen analytischer Verfahren zu vergleichen.

Den Kapiteln 4 bis 7 sind Zusammenfassungen angefügt, in denen detaillierter auf die Ergebnisse und die für die Praxis relevanten Erkenntnisse eingegangen wird, so dass hier im Folgenden lediglich qualitativ im Sinne einer Übersicht ausgewählte Themen nochmals wiederholt, zusammengefasst und erläutert werden.

In den ersten Kapiteln im Rahmen der Grundlagen wurde verstärkt auf bestehende Erkenntnisse und Literaturstellen zurückgegriffen. Nach der Erläuterung einiger relevanter Bodenkennwerte wurden die für die Geohydraulik notwendigen bodenphysikalischen und geohydraulischen Grundlagen ausführlich behandelt. Schwerpunkte wurden hier auf das Saugspannungsverhalten, die Durchlässigkeit von gesättigten und ungesättigten Böden und deren physikalische Zusammenhänge sowie deren mathematische Formulierung gelegt. Anschließend wurde die Wasserbewegung im Boden u. a. anhand des Darcyschen Gesetzes und dessen Gültigkeitsbereiche erklärt. Die geohydraulischen Grundlagen in Kapitel 2 wurden mit einem Abschnitt über die Infiltration in Deichen abgeschlossen.

In Kapitel 3 sind die Anforderungen an Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern zusammengefasst. Soweit für notwendig erachtet, wurden auch Sachverhalte erläutert und erklärt, aus denen später in der Arbeit Randbedingungen formuliert oder Annahmen für Durchsickerungsberechnungen abgeschätzt werden konnten. Die kurze Abhandlung über die historische Entwicklung von Deichbauten an Flüssen in Deutschland und die Hinweise zu den in der Praxis möglichen Deichaufbauten und –materialien sollen dem Leser zeigen, dass analytische Abschätzungen und numerische Berechnungen, die i. d. R. vereinfachte Systeme verwenden, nur eine den realen Verhältnissen angenäherte Beschreibung der Realität liefern und die Ergebnisse

dementsprechend bewertet und beurteilt werden müssen. Ein besonderes Augenmerk wurde in diesem Kapitel auf die Auswirkungen von Bewuchs auf den Deich generell und speziell auf die Durchlässigkeit von Deichböden gerichtet. Fokus lag hier auf der Beschreibung der Eigenschaften und der Ermittlung der Durchlässigkeit von typischen Vegetationsdecken, die im Deichbau Verwendung finden. Dazu wurde die Durchlässigkeit aus Vegetationsdecken entnommener Proben versuchstechnisch bestimmt. Die Versuche ergaben eine mittlere Durchlässigkeit der Vegetationsdecken von $k_{VD} = 2 \cdot 10^{-4}$ m/s. Aus den Ergebnissen der eigenen Untersuchungen und aus Angaben in der Literatur wurde ein Diagramm zur Abschätzung der Durchlässigkeit von Vegetationsdecken in Abhängigkeit ihrer Ausgangsdurchlässigkeit und ihrer Dicke entwickelt (Abb. 3-24). Kapitel 3 endet mit einer kurzen Übersicht über die Auswirkungen von Wühltieren in Deichen.

Die für die späteren Berechnungen notwendigen wasserwirtschaftlichen und geohydraulischen Größen wurden in Kapitel 4 erläutert. Es wurden charakteristische Wasserstands- (Tab. 4-3) und Niederschlagsganglinien (Abb. 4-24) für bayerische Verhältnisse anhand einer Auswertung von Wasserstandspegel- und Niederschlagsaufzeichnungen abgeschätzt. Unter Beachtung aktueller Normen und Regelwerke wurden im Anschluss ausführliche Hinweise zu (Bemessungs-)Lastfällen für Hochwasserschutzdeiche gegeben. Weiter wurden die hydraulischen Randbedingungen beschrieben und für eine Reihe typischer Deichböden geotechnische und geohydraulische Kennwerte angegeben, wobei besonders bei der Formulierung des Saugspannungsverhaltens als Grundlage für anschließende instationäre Berechnungen auf die physikalischen Zusammenhänge und die dafür angegebene Herangehensweise aus Kapitel 2 zurückgegriffen wurde. Dabei wurde sowohl für eine charakteristische Vegetationsdecke als auch eine hydraulische gebundene Innendichtung das Saugspannungsverhalten abgeschätzt. Kapitel 4 endet, wie auch Kapitel 2, mit Hinweisen zum Infiltrationsvorgang.

Die Versuche am Modelldeich an der Versuchsanstalt Oberrach wurden in Kapitel 5 behandelt. Im Rahmen der Versuche wurden sowohl unterschiedliche Ganglinien als auch der Einfluss einer Grasnarbe sowie unterschiedliche Regenereignisse untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass zum einen die Messergebnisse mit den numerischen Berechnungen übereinstimmen, was darauf schließen lässt, dass die Modellparameter die Wirklichkeit ausreichend genau widerspiegeln, und zum anderen, dass der Versuchsaufbau zur Durchführung der Versuche geeignet war. Aus den Versuchsergebnissen konnten u. a. Randbedingungen zur Simulation von Regenereignissen unterschiedlicher Intensität abgeleitet werden (Abb. 5-18).

Im Zuge der Betrachtung der stationären Durchsickerung von Deichen (Kap. 6) wurde auch ein Vergleich bestehender analytischer Verfahren unter Zuhilfenahme eines Formfaktors f durchgeführt (Abb. 6-6). Die analytischen Verfahren weichen je nach Deichgeometrie und Einstaugrad ε unterschiedlich stark voneinander ab. Die Berechnungen mit dem numerisch-mathematischen Modell (FeFlow) hingegen zeigten durchwegs die am Höchsten liegenden Sickerlinien bzw. Sickerlinienaustrittspunkte h_A . Die Betrachtung unterschiedlicher Anisotropien $A > 1$ kam zu dem Ergebnis, dass unter realen Bedingungen der Einfluss auf die stationäre Durchsickerung i. d. R. vernachlässigbar klein ist. Des Weiteren wurden die stationären Verhältnisse von Deichen mit vollkommenen und unvollkommenen Oberflächen- und Innendichtungen sowie die dichtende Wirkung einer Vegetationsdecke behandelt. Bei vollkommenen Dichtungen kann ab einem Verhältnis der Durchlässigkeit des Deichbodens und der Dichtung von $k_{\text{Deich}}/k_{\text{Dichtung}} > 1.000$ mit einem vollständigen Druckabbau in der Dichtung gerechnet werden. Bei unvollkommenen Dichtungen reichen schon gering mächtige nicht abgedichtete Untergrundschichten aus, um eine starke Durchsickerung des landseitigen Deichkörpers zuzulassen. Besonderes Augenmerk wird im Zusammenhang mit Innendichtungen auf mögliche Fehlstellen und deren Auswirkungen auf die zweidimensionale und dreidimensionale Durchsickerung des landseitig von der Dichtung gelegenen Deichkörpers gerichtet. Die Fehlstellengröße hat naturgemäß erheblichen Einfluss. Größere Fehlstellen mit Durchmessern $d_{\text{FS}} \geq 5$ cm führen bei den betrachteten 2D-Deichsystemen zu Durchsickerungszuständen nahe der Zustände, wie sie bei ungedichteten Deichen auftreten. Handelt es sich bei Fehlstellen um örtlich begrenzte Hohlräume, bildet sich im landseitigen Deichkörper eine dreidimensionale Sickerwassoeroberfläche aus. Der Vergleich von 2D- zu 3D-Berechnung zeigt, dass dreidimensional eine Reduktion der Sickerwassoeroberfläche im Vergleich zur zweidimensionalen Strömung eintritt. In Fehlstellenachse erreichen die mittleren, dreidimensional ermittelten Sickerlinienhöhen im landseitigen Deichkörper bei den betrachteten Deichsystemen zwischen 60% und 75% der zweidimensional ermittelten Sickerlinienhöhen (Abb. 6-35). Bei geringeren Fehlstellendurchmessern nimmt die dreidimensionale Durchsickerungsoberfläche in Fehlstellenachse nur noch einen Bruchteil der zweidimensionalen Sickerlinie an.

In Kapitel 7 wurde die instationäre Durchsickerung behandelt. Dabei wurde zum Großteil auf homogene Deiche zurückgegriffen. Anfangs wurden in diesem Kapitel einige analytische Ansätze zur Beschreibung der instationären Durchsickerung verglichen (Abb. 7-2, Abb. 7-3). Um für die Praxis eine Abschätzung zu ermöglichen, unter welchen Randbedingungen stationäre oder instationäre Verhältnisse angesetzt

werden können, wurden an konkreten Beispielen unter Zuhilfenahme sowohl von analytischen Ansätzen (Abb. 7-4) und numerischen Berechnungen Zeiten ermittelt, bei denen stationäre Verhältnisse auftreten können. Neben unterschiedlichen Ausgangssättigungen (Abb. 7-5) wurde auch ein allmählicher Einstau untersucht (Abb. 7-6). Zusätzlich wurde eine Abschätzung anhand des Ähnlichkeitsfaktors κ bei steigendem Wasserstand durchgeführt, um auch hier eine Abgrenzung treffen zu können, bei welchen Anstiegsgeschwindigkeiten bereits mit dem Einstau eine stationäre Durchsickerung eintritt. Die ist etwa für $\kappa \geq 100$ der Fall (Abb. 7-8). Die Ausbreitung der Durchsickerungsfront an der Deichsohle wurde an einem Beispiel anschaulich dargestellt und die Ergebnisse mit analytischen Ansätzen verglichen (Abb. 7-10). Ein weiterer Schwerpunkt dieses Kapitels lag auf der Beurteilung, unter welchen Voraussetzungen bei fallendem Wasserstand eine Rückströmung im Deich auftreten kann. Dazu wurde ebenfalls der Ähnlichkeitsfaktor κ herangezogen. Bestehende Ansätze wurden mit numerischen Berechnungen verglichen und bestätigt (Abb. 7-15). Für $\kappa \leq 1,0$ muss mit einer ungünstigen maximalen Rückströmung innerhalb des wasserseitigen Deichkörpers gerechnet werden, während für $\kappa \geq 100$ der Deich mit dem fallenden Wasserstand gleichzeitig entwässert und keine Rückströmung auftritt. Des Weiteren wurde der Einfluss von Voreinstauereignissen auf die Durchsickerung untersucht. Vorereignisse bewirken i. d. R. eine Beschleunigung bzw. Verstärkung der Durchsickerung (Abb. 7-20) oder haben bei entsprechenden κ -Werten keinen Einfluss. Unter besonderen Randbedingungen – schnelle Einstauereignisse und relativ undurchlässige Böden – können Vorereignisse auch zu einer Abschwächung bzw. Verzögerung der Durchsickerung führen. Diese Tatsache hat i. Allg. jedoch keine praktische Relevanz. Das Kapitel 7 enthält abschließend noch Beispiele, anhand welcher die dreidimensionale instationäre Durchsickerung von Deiche mit Dichtungen und Fehlstelle und der Einfluss von Vorregenereignissen erläutert wurden. Bei dem betrachteten Deichsystem mit Dichtung und Fehlstelle trat sowohl aufgrund der hohen Durchlässigkeit des Deichkörpers als auch aufgrund des relativ großen Fehlstellendurchmessers eine relativ rasche Durchsickerung auf (Abb. 7-21). Praktisch auftretende Vorregenereignisse konnten am betrachteten Deichsystem eine Beschleunigung abhängig von der Ausgangssättigung von bis zum Zweifachen verursachen (Abb. 7-23).

Anhand der hier vorgestellten Vorgehensweise kann die Datenbasis zur Generierung charakteristischer Wasserstands- und Niederschlagsganglinien vergrößert werden und im Anschluss daran, gewässerspezifisch für einzelne Polderbereiche Bemessungsganglinien entwickelt werden. Dadurch kann im Einzelfall eine Bemessung von Deichen unter Berücksichtigung von instationären Durchsickerungszu-

ständen bewerkstelligt werden.

Die hier angestellten Berechnungen wurden unter der Annahme der Gültigkeit des Darcyschen Gesetzes durchgeführt. Der Einfluss sowohl des prälaminaeren Bereichs, der bei der Durchströmung von sehr undurchlässigen Bodenmaterialien, wie z. B. Dichtungen, auftreten kann, als auch auftretende Strömungsturbulenzen im postlaminaeren Bereich, die bei groben Drän- oder Filtervorrichtungen auftreten können, auf die stationären sowie instationären Durchsickerungsvorgänge bedürfen noch einer Klärung. Die turbulente Strömung in Dränvorrichtungen beeinflusst direkt die Leistungsfähigkeit von Dräns. In der Literatur herrscht hier ebenfalls Unklarheit, mit welcher Sicherheit Dränkörper belegt werden sollen. In DIN 19712/1997 ist die zweifache Sicherheit gefordert, während Brauns u. Raju (1993) die fünffache Sicherheit vorschlagen.

Parameterstudien zur Berücksichtigung von Niederschlagsereignissen oder zur Abschätzung der dreidimensionalen Durchsickerung hinter Dichtungen mit Fehlstellen können dazu beitragen, Bemessungshilfen und –diagramme zu entwickeln, die u. a. auch das Saugspannungsverhalten von Böden und charakteristische Ganglinien berücksichtigen können.

Die grundlegenden Bodenkenngrößen, die z. B. hier als Eingangsgrößen zur Abschätzung der gesättigten Bodendurchlässigkeit k_s verwendet werden, unterliegen einer natürlichen Streuung. Diese Streuung hat zum einen einen kleinskaligen inhomogenen Aufbau zur Folge und zum anderen ist somit eine unscharfe Ausbildung der Sickerlinie verbunden. Folglich müssten in einem ersten Schritt, um eine Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches ermitteln bzw. das Schadensrisiko abschätzen zu können, für Deichböden und deren Kennwerten sowie auch für die einwirkenden hydraulischen Belastungen, wie z. B. dem Wasserstand, Wahrscheinlichkeitsverteilungen zur Verfügung gestellt werden. Anschließend kann für die unterschiedlichen Durchsickerungszustände entsprechende Eintretenswahrscheinlichkeiten ermittelt werden. Diese Durchsickerungszustände können bei den geotechnischen Nachweisverfahren als eine mit einer Wahrscheinlichkeit behaftete Einwirkung angesetzt werden, wodurch letztendlich nach Führung aller möglichen Nachweise entsprechend der zutreffenden Lastfälle die Deichversagenswahrscheinlichkeit ermittelt werden kann. In Anbetracht der Vielzahl der Nachweise sowie der Vielfältigkeit möglicher Versagensmechanismen (vgl. Haselsteiner u. Strobl 2005) ist jedoch nicht abzusehen, dass in naher Zukunft hierzu ein praxistaugliches Verfahren entwickelt wird, dass einerseits die komplexe Thematik ausreichend genau

abbildet und andererseits entsprechend Vereinfachungen trifft, die auf der sicheren Seite der Bemessung liegen.

Literaturverzeichnis

- Aas, G.; Riedmiller, A. (1987): Bäume – Bestimmen leicht gemacht. Gräfe und Unzer Verlag GmbH, München
- Anderson, S. H.; Rachman, A.; Gantzer, C. J.; Alberts, E. E. (2004): Soil Hydraulic Properties Influenced by Stiff-Stemmed Grass Hedge Systems. Soil. Sci. Soc. Am. J. 68, pp. 1386 – 1393
- Armbruster-Veneti, H.(1999): Über das Versagen von Erddämmen. Wasserwirtschaft 89, Heft 10, S. 504 – 511
- Ayra, L. M.; Leij, F. J.; Shouse, P. J.; van Genuchten, Th. (1999): Relationship between the Hydraulic Conductivity Function and the Particle-Size Distribution. Soil Sci. Soc. Am. J. 63, pp. 1063 – 1070
- B-A-E (2000): Erprobung und Anlage von Versuchsfeldern zur Herstellung einer Dichtwand nach dem FMI-Verfahren der Fa. Sidla & Schönberger Spezialtiefbau GmbH – Hochwasserschutzdamm an der Donau bei Winzer „Im Gries“. Gutachten, Baustoffprüfanstalt für Asphalt und Erbau GmbH (B-A-E), Aiterhofen (unveröffentlicht)
- Balder, H. (1998): Die Wurzeln der Stadtbäume. Ein Handbuch zum Vorbeugenden und Nachsorgenden Wurzelschutz. Parey Verlag
- BAW EAO (2002): Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtung an Sohle und Böschung von Wasserstraßen. Mittlungsblatt Nr. 85, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe
- BAW MAG (1993): Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG). Merkblatt, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe
- BAW MSD (2005): Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD). Merkblatt, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe
- Baumgarten, J.; Thies, H. H. (1983): Überlaufdeiche unter Extrembelastung. Wasser und Boden, Heft 3, S. 116 – 123
- Bear, J. (1979): Hydraulics of Groundwater. McCraw-Hill Book Company

- Begemann, W.; Schiechl, H. M. (1986): *Ingenieurbiologie – Handbuch zum naturnahen Wasser- und Erdbau*. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin
- Beven, K.; Germann, P. (1982): Macropores and water flow in soils. *Water Resources Research*, Vol. 18, No. 5, pp. 1211 – 1325
- Beyer, W. (1964): Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilung. *WWT*, 14. Jahrgang, Heft 6, S. 165 – 168
- Beyer, W.; Schweiger, K.-H. (1969): Zur Bestimmung des entwässerbaren Porenanteils der Grundwasserleiter. *WWT*, 19. Jahrgang, Heft 2, S. 57 – 60
- Bielitz, E.; Carstensen, D. (2002): Schutzvermögen von Grasnarben an wellenbelasteten Böschungen. *Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau, Internationales Symposium, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Band 2*, S. 98 – 110
- Bloemer, S; Engelhardt, J.; Schmitz, U. (2005): Optimierung des Erosionsschutzes und ökologischen Wertes von Flussdeichen am Beispiel des neuen Rheindeichs im Monheimer Rheinbogen. *Wasser und Abfall*, Heft 1/2, S. 19 – 24
- Bobbe, A. (2005): Hochwasserschutzkonzeption des Freistaates Sachsen. *Tagungsunterlagen, Erd- und Betonbau im Hochwasserschutz, Fachtagung, 20./21. Januar, Leipzig*
- Boser, V. (1999): Die Dämme des Ludwig-Donau-Main-Kanals als Standort für Pflanzen. *Flussdeiche und Flussdämme – Bewuchs und Standsicherheit, Jahrbuch 4 der Gesellschaft für Ingenieurbiologie e. V., S. 59 – 69*, Hrsg. Pflug und Hacker, Aachen
- Bossard, M.(1991): Überflutbarkeit kleiner Dämme. *Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule, Zürich*
- Braddock, R. D.; Parlange, J.-Y., Lee, H. (2001): Application of a Soil Water Hysteresis Model to Simple Water Retention Curves. *Transport in Porous Media* 44, p. 407 – 420

- Brandl, H.; Blovsky, S. (2003): Zustandsbewertung, Überwachung, Sicherung und Sanierung von Deichen bzw. Hochwasserschutzdämmen. Sicherung von Dämmen und Deichen: Handbuch für Theorie und Praxis, S. 531 – 565, Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag Siegen – universi
- Brauns, J. (1977): Der Lastfall schneller Spiegelabsenkung bei kerngedichteten Staudämmen. Wasserwirtschaft 67, S. 271 – 276
- Brauns, J. (1978): Wasserverluste und Durchsickerung von Leckagen in schmalen Dammdichtungen. Wasserwirtschaft 68, Heft 12, S. 351 – 356
- Brauns, J. (1979): Wirksamkeit unvollkommener Untergrundabdichtungen. Wasser und Boden 11, S. 313 – 317
- Brauns, J. (1980): Spreizsicherheit von Böschungen auf geneigtem Gelände. Bauingenieur 55, S. 433 – 436
- Brauns, J.; Raju, V. (1993): Bemessung von Sohldräns unter Staudämmen. Wasserwirtschaft 83, Heft 5, S. 286 – 290
- Brauns, J.; Saucke, U. (2005): Der Lastfall „Leck in der Dichtung“ bei Staudämmen mit synthetischen Dichtungen. Wasserwirtschaft 95, Heft 11, S. 20 – 26
- Brauns, J.; Saucke, U. (2006): Bedeutung begrenzter Dichtungslecks in Staudämmen mit synthetischen Dichtungen. Wasserwirtschaft 96, Heft 11, S. 28 – 32
- Brechtel, H.-M.; Hammes, W. (1985): Der Einfluß der Vegetation auf den Bodenwasserhaushalt unter besonderer Berücksichtigung von Fragen der Bodenkonsistenz auf Böschungen und Hängen. Wurzelwerk und Standsicherheit von Böschungen. Jahrbuch 2 der Gesellschaft für Ingenieurbio-logie e. V., S. 108 – 133, Hrsg. Pflug und Hacker, SEPiA Verlag Aachen
- Breitenstein, J. (2006): Deichertüchtigungsmaßnahmen – Einsatz von Spundwänden. Tagungsband zur Fachtagung "Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern", Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band Nr. 107, S. 116 - 121, 13./14. Juli 2006, Wallgau

- Broich, K. (2003): Verfahren zur hydraulischen Berechnung von Deich- und Damnbrüchen. Sicherung von Dämmen und Deichen: Handbuch für Theorie und Praxis, S. 321 – 343, Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag Siegen – universi
- Brooks, R. H.; Corey, A. T. (1964): Hydraulic properties of porous media. Hydrology Papers, Colorado State University, Fort Collins, Colorado
- Brown, W. G. (1964): Difficulties associated with predicting depth of freeze or thaw. Can. Geotech. Journal, Vol. 1, pp. 215 – 226
- Bruckler, L.; Bertuzzi, P.; Angulo-Jaramillo, R.; Ruy, S. (2002): Testing an Infiltration Method for Estimating Soil Hydraulic Properties in the Laboratory. Soil Sci. Soc. Am. J. 66, pp. 384 – 395
- Bruder, G. R. (1998): Finite-Elemente-Simulationen und Festigkeitsanalysen von Wurzelverankerungen. Dissertation. Institut für Materialforschung, Forschungszentrum Karlsruhe, Technik und Umwelt
- Büring, W. (1999): Zum Problem Boden und Pflanze auf Flussdeichen und -dämmen. Flussdeiche und Flussdämme – Bewuchs und Standsicherheit, Jahrbuch 4 der Gesellschaft für Ingenieurbio-logie e. V., S. 103 – 118, Hrsg. Pflug und Hacker, Aachen
- Busch, K.-F.; Luckner, L.; Tiemer, K. (1993): Geohydraulik, Gebrüder Borntraeger, Berlin – Stuttgart
- Buß, J. (1987): Unterströmung von Deichen. Mitteilung Heft 92, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig
- Camus, A. (1942): Le Mythe de Sisyphe. Librairie Gallimard, Paris 1942 (Deutsche Neuübersetzung, 2. Auflage, Rowohlt Verlag GmbH, Reinbek bei Hamburg)
- Carrier, W. F.; Beckman, J. F. (1984): Correlation between index tests and the properties of remoulded clays. Geotechnique 34, pages 211 – 228
- Casagrande, L. (1934): Näherungsverfahren zur Ermittlung der Sickerung in geschütteten Dämmen auf undurchlässiger Sohle. Die Bautechnik, Heft 15, S. 205 – 208

- Casagrande, A. (1937): Seepage through earth dams. *Journal of New England Water Works Association*, Vol. LI, No. 2, pp. 295 – 336
- Cedergren, H. R. (1977): *Seepage, Drainage and Flownets*. Wiley, New York
- Chang, W.-S. (2001): Experimentelle Untersuchung zur freien Konvektion an Rohren in einer Kies/Wasserschüttung. Dissertation, Institut für Thermodynamik und Wärmetechnik, Universität Stuttgart
- Chapuis, R. P.; Aubertin, M. (2001): A simplified method to estimate saturated and unsaturated seepage through dikes under steady-state conditions. *Can. Geotech. Journal* 38, pp. 1321 – 1328
- Chiu, T.-F.; Shackelford, Ch. D. (1998): Unsaturated Hydraulic Conductivity of Compacted Sand-Kaolin Mixtures. *Journal of Geotechnical. And Environmental. Engineering*, Vol. 124, No. 2, pp. 160 – 170
- Coder, K. D. (1998): *Tree Root Growth Control Series: Root Growth Requirements and Limitations*. University of Georgia, Cooperative Extension Service Forest Resources, Publication FOR98-9
- Cornelis, W. M.; Ronsyn, J.; van Meirvenne, M.; Hartmann, R. (2001): Evaluation of Pedotransfer Functions for Predicting the Soil Moisture Retention Curve. *Soil Sci. Am. J.* 65, pp. 638 - 648
- Cunningham, M. R.; Ridley, A. M.; Dineen, K.; Burland, J. B. (2003): The mechanical behaviour of a reconstituted unsaturated silty clay. *Geotechnique* 53, No. 2, pp. 183 – 194
- Cutler, D. F.; Richardson, I. B. K. (1991): *Tree Roots and Buildings*. 2. Auflage, Longman Scientific & Technical, Harlow, Essex 1991
- Dachler, R. (1936): *Grundwasserströmung*. Verlag Julius Springer, Wien
- Dahlke, M.; Krüger, F.; Papke, R.; Schwentke, S. (1999a): Sanierung und Ausbau der Oderdeiche. *Wasser und Abfall*, Heft 11, S. 22 – 26
- Dahlke, M.; Krüger, F.; Papke, R.; Schwentke, S. (1999b): Bautechnische Gestaltung und Ausführung der Oderdeiche. *Wasser und Abfall*, Heft 11, S. 27 –

32, 1999

- Dahlke, M.; Krüger, F.; Papke, R.; Schwentke, S.(1999c): Sofortmaßnahmen an Deichen. wwt, Heft 2, S. 54 – 57
- Darcy, H. (1856): Les fontaines publiques de la ville de Dijon
- David, I. (1998): Grundwasserhydraulik – Strömungs- und Transportvorgänge. Verlag Vieweg, Braunschweig – Wiesbaden
- Davidenkoff, R. (1964): Deiche und Erddämme, Sickerströmung – Standsicherheit. Werner – Verlag GmbH, Düsseldorf
- Decagon (2002): ECH2O – Dielectric Aquameter – User’s Manual. Version 1.4, Decagon Devices Inc., Pullman WA
- DGGT EAG-GTD (2002): Empfehlungen zur Anwendung geosynthetischer Tondichtungsbahnen (EAG-GTD). Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- Dietzer, B. (2000): Langzeitverhalten extremer Niederschlagsereignisse – Ergebnisse aus KLIWA. Klimaveränderung und Konsequenzen für die Wasserwirtschaft, KLIWA-Symposium, 29. und 30.11.2000 in Karlsruhe, KLIWA-Berichte. Heft 1, S. 46 – 67, JVA Druckerei, Mannheim
- DIN 1045 (2001): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 1054 (1976): Zulässige Belastungen des Baugrunds. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 1054 (2005): Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 1055-2 (1976): Lastannahmen für Bauten. Bodenkenngrößen: Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, Reibungswinkel. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN E 1055-2 (2003): Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 2: Bodenkenngrößen. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)

- DIN 1072 (1985): Straßen- und Wegebrücken – Lastannahmen. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 4020 (2003): Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 4220 (2005): Bodenkundliche Standortbeurteilung – Kennzeichnung, Klassifizierung und Ableitung von Bodenkennwerten (normative und nominale Skalierung). Normenausschuss für Wasserwesen (NAW), Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 4084 (1981): Gelände- und Böschungsbruchberechnungen. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN V 4084-100 (1996): Böschungs- und Geländebruchberechnungen. Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 18121-1 (1998): Baugrund. Untersuchungen von Bodenproben. Wassergehalt. Teil 1: Bestimmung durch Ofentrocknung. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 18127 (1997): Baugrund. Versuche und Versuchsgeräte. Proctorversuch. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 18130 Teil 1 (1998): Baugrund. Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes: Laborversuche. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 18130 Teil 2 (2003): Baugrund. Untersuchung von Bodenproben. Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes: Feldversuche. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 18196 (1988): Erd- und Grundbau. Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 18915 (2002): Vegetationstechnik im Landschaftsbau. Bodenarbeiten. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 18917 (2002): Vegetationstechnik im Landschaftsbau. Rasen und Saatarbeiten.

Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)

DIN 18919 (2002): Vegetationstechnik im Landschaftsbau. Entwicklungs- und Unterhaltungspflege von Grünflächen. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)

DIN 19685 (1997): Klimatologische Standortuntersuchung. Ermittlung der meteorologischen Größen. Deutsches Institut für Normung e. V (DIN)

DIN 19657 (1973): Sicherung von Gewässern, Deichen und Küstendünen. Richtlinien. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)

DIN 19700 (2004): Stauanlagen. Teil 10 - 15. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)

DIN 19700-13 (2004): Stauanlagen. Teil 13: Staustufen. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)

DIN 19712 (1997): Flussdeiche. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)

Disse, M.; Kamrath, P.; Wilhelmi, J.; Köngeter, J. (2003): Simulation des Hochwasserwellenablaufes und der Ausbreitung von Überflutungsflächen unter der Berücksichtigung von Deichbrüchen. Wasserwirtschaft, Jahrgang. 93, Heft 5, S. 24 – 29

Dittrich, A. (1998): Wechselwirkung Morphologie, Strömung naturnaher Fließgewässer. Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Mitteilungsheft 198, Universität Karlsruhe (TH)

Döscher, H.-D.; Armbruster, H. (1999): Die Standsicherheit von Flussdeichen und –dämmen unter Berücksichtigung der Vegetationsdecke. S. 73 – 83, Flussdeiche und Flusssdämme. Bewuchs und Standsicherheit. Jahrbuch 4 der Gesellschaft für Ingenieurbiologie e. V., Hrsg. Pflug und Hacker, Aachen

DTK (2003): Journalistenhandbuch zum Wasserbau. Deutsches TalsperrenKomitee e. V. (DTK), Essen

Düser, O.; Ulrich, G. (2003): Hochwasserschutz im Bereich der Oberen Iller – Erüchtigung des alten Deichbestandes. Sicherung von Dämmen und Deichen: Handbuch für Theorie und Praxis, S. 443 – 449, Hrsg. Hermann und Jensen,

Universitätsverlag Siegen – universi

- DVWK 107 (1981): Empfehlungen für bisamsicheren Ausbau von Gewässern, Deichen und Dämmen. Regeln zur Wasserwirtschaft, Heft 107, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DVWK 113 (1984): Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluss-Modell in kleinen Einzugsgebieten -Teil II: Synthese. Heft 113, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DVWK (1986): Schmalwände am Lech. Sonderheft Nummer 12/86. Wasserwirtschaft, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DVWK 209 (1989): Wahl des Bemessungshochwassers, Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 209, 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
- DVWK 215 (1990): Dichtungselemente im Wasserbau. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 215, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DVWK 220 (1991): Hydraulische Berechnung von Fließgewässern. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 220, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DVWK 221 (1992): Anwendung von Geotextilien im Wasserbau. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 221, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DVWK 226 (1993): Landschaftsökologische Gesichtspunkte bei Flussdeichen. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 226, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin

- DVWK 238 (1996): Ermittlung der Verdunstung von Land- und Wasserflächen. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 238, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DVWK 244 (1997): Uferstreifen an Fließgewässern – Funktion, Gestaltung und Pflege. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 244, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DVWK 247 (1997): Bisam, Biber, Nutria – Erkennungsmerkmale und Lebensweisen – Gestaltung und Sicherung gefährdeter Ufer, Deiche und Dämme. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 247, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DVWW (1971): Empfehlungen für Flussdeiche. Arbeitskreis Flussdeiche, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft e. V. (DVWW), Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA), Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. (DGEG), Essen
- DWA-A 138 (2005): Planung, Bau und Bemessung von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser. DWA-Arbeitsblätter, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef
- DWA (2005): Dichtungssysteme in Deichen. DWA-Themen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef
- DWD KOSTRA (1997): Startniederschlagshöhen für Deutschland - Koordinierte Starkniederschlags-Regionalisierungs-Auswertungen (KOSTRA). Deutscher Wetterdienst (DWD), Offenbach am Main
- Düser, O.; Ulrich, G. (2003): Hochwasserschutz im Bereich der Oberen Iller – Erhaltung des alten Deichbestandes. Sicherung von Dämmen und Deichen: Handbuch für Theorie und Praxis, S. 443 – 449, Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag Siegen – universi
- EA W35 (1996): Geotechnical Performance of Flood Defence Embankments. R&D Technical Report W35, Environment Agency (EA), United Kingdom (UK); Bristol
- EA W133 (1998): Management of Vegetation on Raised Embankment. R&D Tech-

nical Report W133, Environment Agency (EA), United Kingdom (UK);
Bristol

- Egloffstein, T.; Burkhardt, G. (2001): Der Einfluss des Ionenaustausches auf die Dichtwirkung von Bentonitmatten in Oberflächendichtungen von Deponien. 2. Geokunststoff-Kolloquium: Geokunststoffe in der Geotechnik, 25. und 26. Januar 2001, Band III, S. 83 – 135, Krefeld
- Ehlers, M. (1986): Baum und Strauch in der Gestaltung und Pflege der Landschaft. Verlag Paul Parey, Berlin Hamburg
- Ehlers, P.; Winkel, R. (1947): Bau, Unterhaltung und Verteidigung der Flusssdeiche. 2. Auflage, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
- Engels, H. (1921): Wasserbau. In: Taschenbuch für Bauingenieure, Hrsg. M. Foerster, Vierte Auflage, Teil II, Julius Springer Verlag, Berlin
- Erb, Ch. (1965): Die Sickerströmungen in Erdstaudämmen geringer Höhe. Mitteilungen aus dem Institut für Wasserwirtschaft und landwirtschaftlichen Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 7, Hannover
- Fand, R. M.; Kim, B. Y. K.; Lam, A. C. C.; Phan, R. T. (1987): Resistance to the flow of fluids through simple and complex porous media whose matrices are composed of randomly packed spheres. Trans. ASME, J. Heat Transfer, Vol. 109, pp. 268 – 274
- Fank, J. (1999): Die Bedeutung der ungesättigten Zone für Grundwasserneubildung und Nitratbefruchtung des Grundwassers in quartären Lockersediment-Aquiferen am Beispiel des Leibnitzer Feldes (Steiermark, Österreich). Beiträge zur Hydrogeologie, Habilitation, Institut für Hydrogeologie und Geothermie, Joanneum Research Forschungsgesellschaft mbH, Graz
- FGSV (2003): Merkblatt für die Verdichtung des Untergrundes und Unterbaues im Straßenbau, FGSV-Nr. 516, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln 2003
- FGSV (1997): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTV E-StB 94), FGSV-Nr. 599, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 1994 / Fassung 1997,

Köln

- Fischer, M.; Schindler, M.; Strobl, Th. (2005): Controlled Flood Polders - an effective method for reducing floods in middle reaches of rivers. Proceedings of XIIth World Water Congress in New Delhi
- FLL RSM (2006): Regel-Saatgut-Mischungen Rasen RSM 2006. Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung Landschaftsbau e. V. (FLL), Bonn
- Forchheimer, P. (1901). Wasserbewegung durch Boden. Zeitschrift Verein Deutscher Ingenieure 45, S. 1782 – 1788
- Forkel, C. (2004): Numerische Modelle für die Wasserbaupraxis: Grundlagen, Anwendungen, Qualitätsaspekte. Habilitationsschrift, Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Shaker Verlag, Aachen
- Förster, U. (1999): Beanspruchung von Dämmen bei schneller Stauspiegelsenkung. Diplomarbeit, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden
- Franke, E.; Bruhm, K. (1989a): Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von verrotten Pflanzenwurzeln. Forschungsbericht des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt
- Franke, E.; Bruhm, K. (1989b): Auswirkungen der Durchwurzelung auf die Wasserdurchlässigkeit von Böden. Forschungsbericht des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt
- Fredlund, M. D.; Xing, A. (1994): Equations for the soil-water characteristic curve. *Can. Geotech. J.*, 31, pp. 521 - 532
- Fredlund, M. D.; Fredlund, D. G.; Wilson, G. W. (1997): Prediction of the Soil-Water Characteristic Curve from Grain-Size Distribution and Volume-Mass Properties. 3rd Brazilian Symposium on Unsaturated Soil, Rio de Janeiro, Brazil, April 22 - 25
- Frinken, P. (2003): Versickerung von Niederschlagswasser in Hangbereichen- Untersuchungsmethoden, Möglichkeiten und Gefahren. Ernst & Sohn Special:

Hochwasserschutz, 1/2003, S. 29 – 34, Berlin

Gabr, M. A.; Akram, M.; Taylor, H. M. (1995): Effect of Simulated Roots on the Permeability of Silty Soil. *Geotechnical Testing Journal*, Volume 18, Issue 1, American Society of Civil Engineers (ASCE)

Geil, M. (1989): Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand. *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik*, Heft Nr. 28, Technische Universität Braunschweig

Gisi, U. (1997): *Bodenökologie*. Georg Thieme Verlag, Stuttgart New York

Goncalves, M. C.; Pereira, L. S.; Leij, F. J. (1997): Pedo-transfer functions for estimating unsaturated hydraulic properties of Portuguese Soils. *European Journal of Soil Science*, 48, pp. 387 – 400

Graßhoff, H.; Siedeck, P.; Floss, R. (1982): *Handbuch Erd- und Grundbau, Teil 1, Boden und Fels, Gründungen, Stützbauwerke*, Werner-Verlag, Düsseldorf

Günther, W.; Schmidtke, R. F. (1985): Hochwasserschadensanalysen – Pilotuntersuchung über das Inn-Hochwasser im August 1985. *Wasserwirtschaft* 78, Heft 2, S. 61 – 68

Häfner, F. et al. (1985): *Geohydrodynamische Erkundung von Erdöl-, Erdgas- und Grundwasserlagerstätten*. WTI des ZGI, 26, 1, Berlin

Hahn-Weißhaupt, A.; Trömel, H. P. (2003): Historischer Deichbau im Oderbruch. *Wasser und Boden*, 55/6, S. 15 – 18

Hähne, K. (1991): *Der Einfluss von Gräser- und Gehölzwurzeln auf die Scherfestigkeit von Böden und damit die Standsicherheit von Hängen und Böschungen*. Dissertation. Fachbereich 14 Landschaftsentwicklung der Technischen Universität Berlin

Hähne, K. (1999): *Wurzeluntersuchungen an einem neuen Damm und zwei alten Deichen bei Regensburg. Flussdeiche und Flussdämme – Bewuchs und Standsicherheit*, Jahrbuch 4 der Gesellschaft für Ingenieurbioogie e. V., S. 233- 296, Hrsg. Pflug und Hacker, Aachen

- Haimerl, G. (2004): Groundwater Recharge in Wadi Channels Downstream of Dams - Efficiency and Management Strategies. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Bericht Nr. 99, Technische Universität München
- Hamman de Salazar, K.; Dittrich, A.; Du, C. (1994): Bewertung der naturnahen Bauweisen an der Enz nach dem Hochwasser vom Dez. 1993". Bericht des Instituts für Wasserbau und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe
- Hannweber, M. (2006): Hochwasser 1999, 2002, 2005 – Hydrologie und Ablauf. Tagungsband zur Fachtagung "Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern", Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band Nr. 107, S. 148 – 157, 13./14. Juli 2006, Wallgau
- Hartge, K.-H. (1985): Wechselbeziehung zwischen Pflanze und Boden bzw. Lockergestein unter besonderer Berücksichtigung der Standortverhältnisse auf neu entstandenen Böschungen. Wurzelwerk und Standsicherheit von Böschungen. Jahrbuch 2 der Gesellschaft für Ingenieurbioogie e. V., S. 23 – 34, Hrsg. Pflug und Hacker, SEPiA Verlag Aachen
- Hartge, K. H.; Horn, R. (1999): Einführung in die Bodenphysik. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart
- Hartmann, F. (1952): Forstökologie- Zustandserfassung und standortgemäße Gestaltung der Lebensgrundlagen des Waldes. Wien
- Haselsteiner, R.; Conrad, M.; Strobl, Th. (2002): Kriterien zur Ertüchtigung von Hochwasserschutzdeichen; Geotechnik 25, Nr. 4, S. 249 – 253
- Haselsteiner, R. (2003): Deichsanierungsarbeiten - Anerkannte Regeln der Technik und Stand der Technik; Tagungsband 5. JuWi - Treffen; Treffen junger Wissenschaftler von wasserbaulichen Instituten deutschsprachiger Hochschulen und Universitäten an der TU Dresden; 30. Juli bis 01. August 2003
- Haselsteiner, R.; Strobl, Th. (2004): Zum Einfluss von Bewuchs und Hohlräumen auf die Durchsickerung von Deichbauten; Lebensraum Fluss - Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie; Beiträge zum Symposium vom 16. - 19. Juni 2004 in Wallgau (Oberbayern); Berichte des Lehrstuhls und der Ver-

suchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Berichtsheft Nr. 101; Band 2, S. 92 – 100

Haselsteiner, R.; Strobl, Th. (2005): Deichsanierung. Forschungs- und Entwicklungsvorhaben, Endbericht, im Auftrag vom Bayerischen Landesamt für Wasserwirtschaft (LfW), erhältlich beim Bayerischen Landesamt für Umwelt (www.bayern.de/lfu), Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München

Haselsteiner, R.; Strobl, Th. (2006a): Deichertüchtigung unter besonderer Berücksichtigung von Gehölzen. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen: Handbuch für Theorie und Praxis, Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag Siegen – universi, Vol. II, S. 325 – 353

Haselsteiner, R.; Strobl, Th. (2006b): Zum Freibord an Flusssdeichen. Wasserbausymposium - Stauhaltungen und Speicher - Von der Tradition zur Moderne. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Graz, Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft, Heft 46/2, Band 2, S. 475 – 489

Haselsteiner, R.; Strobl, Th. (2007): Constraints and Methods of Refurbishment Measures of Dikes. 3rd International Symposium on Integrated Water Resources Management, 26. – 28. September 2006, Ruhr-University Bochum, Proceedings by Red Book Series of International Association of Hydrological Sciences (IAHS)

Haselsteiner, R. (2006): Deichertüchtigung in Bayern - Eine Übersicht. Tagungsband zur Fachtagung "Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern", Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band Nr. 107, S. 13 - 28, 13./14. Juli 2006, Wallgau

Haselsteiner, R.; Mett, M.; Strobl, Th. (2007): Überströmsicherung von Deichen mit Geokunststoffen. 5. Naue-Geokunststoffkolloquium, 25./26.01.2007 in Bad Lauterberg

Haverkamp, R.; Parlange, J.-Y. (1986): Predicting the water-retention curve from particle-size distribution: 1. Sandy soils without organic matter. *Soil Science*, 142, 6, pp. 325 - 339

- Hazen, A. (1892): 24th Annual Report of the State Board of Health of Massachusetts for 1892. In Terzaghi, K. (1925)
- Heerten, G.; Reuter, E.; von Maubeuge, K. P. (1997): Auswirkungen von Wassergehaltsschwankungen in vernadelten geosynthetischen Tondichtungsbahnen auf ihre Wirksamkeit als Dichtungselement. *Geotechnik* 20, Heft 4, S. 109 – 116
- Heerten, G.; Saathoff, F. (2005): Sanierung und Ertüchtigung von Deichen unter Einsatz von Geokunststoffen, 5. Österreichische Geotechniktagung, 21. bis 22. Februar 2005, Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein (ÖIAV), Österreichisches Nationalkomitee (im ÖIAV) der International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), Wien
- Hellmers, H. (1963): Effect of Soil and Air Temperatures on Growth of Redwood Seedlings. *Bot. Gaz.*
- Hermanns, R. (1993): Sicherung von Altlasten mit vertikalen mineralischen Barriersystemen im Zweiphasen-Schlitzwandverfahren. Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik (IGT) der Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH), Band 204, Zürich
- Hesse, H. (1974): *Der Steppenwolf*. Suhrkamp Taschenbuch Verlag, Frankfurt am Main
- Hillel, D. (1980): *Fundamentals of Soil Physics*. Academic Press Inc., New York, London
- Hiller, H. (1974): Grasnarben auf Flussdeichen. *Zeitschrift für Kulturtechnik und Flurbereinigung* 15, S. 12 – 36, Verlag Paul Parey, Berlin und Hamburg
- Hiller, H. (1985): Lebender Baustoff Pflanzen. Wurzelwerk und Standsicherheit von Böschungen. *Jahrbuch 2 der Gesellschaft für Ingenieurbiologie e. V.*, S. 319 – 358, Hrsg. Pflug und Hacker, SEPiA Verlag Aachen
- Hiller, H. (1999): Der biotechnische Wert von standortgemäßen Grasnarben auf Flussdeichen – Ansaatmischungen, Anlage und Pflege. *Flussdeiche und Flusssdämme – Bewuchs und Standsicherheit, Jahrbuch 4 der Gesellschaft für Ingenieurbiologie e. V.*, S. 119 – 152, Hrsg. Pflug und Hacker, Aachen

- 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
- Horton, R.; Bachmann, J.; Grant, S. A.; van der Ploeg, R. R. (2002): Temperature Dependence of Water Retention Curves for Wetttable and Water Repellent Soil. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 66, pp. 44 - 52
- Husicka, A. (2003): Vegetation, Ökologie und Erosionsfestigkeit von Grasnarben auf Flussdeichen am Beispiel der Rheindeiche in Nordrhein-Westfalen. *Dissertationes Botanicae*, Band 379, Verlag J. Cramer, Gebrüder Borntraeger Verlagsbuchhandlung, Berlin Stuttgart
- IKSO (1999): Odereinzugsgebiet – Das Hochwasser 1997. Internationale Kommission zum Schutz der Oder gegen Verunreinigung (IKSO), Wroclaw (Polen)
- Indlekofer, H. M. F. (2004): Zur hydraulischen Wirkung von flexiblen Bewuchs. *Wasser und Abfall* 4, S. 20 – 23
- Irmay, S. (1958): On the Theoretical Derivation of Darcy and Forchheimer Formulas. *Transactions, American Geophysical Union* 39, S. 702 – 707
- Itersen, F. K. Th. Van (1919): Eenige theoretische beschouwingen over kwel. *De Ingenieur*
- Jessberger, H. L. (1990): Frost im Baugrund. In: *Grundbau-Taschenbuch*, Teil 1, Hrsg. Smolczyk, Verlag für Architektur und technische Wissenschaft, Berlin
- Kachanoski, R. G.; Si, B. C. (2000): Unified Solution for Infiltration and Drainage with Hysteresis: Theory and Field Test. *Soil. Sci. Soc. Am. J.* 64, pp. 30 - 36
- Kammerer, G.; Loiskandl, W. (2005): *Bodenphysik. Skript für Vertiefer*. Institut für Hydraulik und landeskulturelle Wasserwirtschaft. Universität für Bodenkultur, Wien
- 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
- Kast, K.; Brauns, J. (2003): Auswirkungen des Bergbaus auf die Hochwasserschutzanlagen am Niederrhein. Hochwasserschutz und Katastrophenmanagement, Ernst & Sohn Special 02/03, S. 34 – 40
- Kayser, J. (1995): Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Heft Nr. 49, Technische Universität Braunschweig
- Kirner, S. (2006): Deichertüchtigung im Rahmen des Isar-Planes – Praktischer Einsatz des MIP-Verfahrens. Tagungsband zur Fachtagung "Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern", Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band Nr. 107, S. 122 - 128, 13./14. Juli 2006, Wallgau
- Kinzelbach, W.; Rausch, R. (1995): Grundwassermodellierung – Eine Einführung mit Übungen. Gebrüder Borntraeger, Berlin Stuttgart
- KLIWA (2006): Unser Klima verändert sich: Folgen – Ausmaß – Strategien. Auswirkungen auf die Wasserwirtschaft in Süddeutschland. Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg (LUBW) und Bayerisches Landesamt für Umwelt (LfU), Karlsruhe und Augsburg
- Kleber-Lerchbaumer, U. (2006): Deichertüchtigungsmaßnahmen – Verwendung natürlicher Böden. Tagungsband zur Fachtagung "Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern", Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band Nr. 107, S. 107 - 115, 13./14. Juli 2006, Wallgau
- Kleist, F. (1999): Die Systemdurchlässigkeit von Schmalwänden. Ein Beitrag zur Herstellung von Schmalwänden und zur Prognose der Systemdurchlässigkeit. Dissertation. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

- Klüber, T.; Breth, H. (1977): Zur Standsicherheit eines Steinschüttdammes mit einem Leck in der Oberflächendichtung. *Wasserwirtschaft* 67, S. – 11 – 15
- Köstler, J. N.; Brückner, E.; Bibelriether, H. (1968): Die Wurzeln der Waldbäume – Untersuchungen zur Morphologie der Waldbäume in Mitteleuropa. Verlag Parey, Hamburg Berlin
- Kozeny, J. (1931): Grundwasserbewegung bei freiem Spiegel, Fluss- und Kanalversickerung. *Wasserkraft und Wasserwirtschaft*, No. 3
- Kozeny, J. (1953): *Hydraulik. Ihre Grundlagen und praktische Anwendung*. Springer-Verlag, Wien
- Kruse, G. A. M. (1998): Impact of weathering on erosion resistance of cohesive soil. *Dikes and Revetments – Design, Maintenance and Safety Assessment*. Editor: Krystian W. Pilarczyk, pp. 113 – 124, A. A. Balkema, Rotterdam
- Kuntze, H.; Roeschmann, G.; Schwerdtfeger, G. (1994): *Bodenkunde*. 5., neu bearbeitete und erweiterte Auflage, Verlag Eugen Ulmer, Stuttgart
- Kunz, N. (2001): Durchwurzelung von Tondichtungen. Kurzfassung, BAW-Kolloquium „Oberflächendichtungen in Wasserstraßen“, Bundesanstalt für Wasserbau, Hannover
- Kutschera, L.; Sobotik, M.; Lichtenegger, E. (1997): Bewurzelung von Pflanzen in verschiedenen Lebensräumen. *Stapfia* 49
- Kutschera, L.; Lichtenegger, E. (2002): *Wurzelatlas mitteleuropäischer Waldbäume und Sträucher*. Leopold Stocker Verlag, Graz Stuttgart
- Kutzner, Ch. (1996): *Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen*. Ferdinand Ende Verlag Stuttgart
- Ladefoged, K. (1939): Untersuchungen über die Periodizität im Ausbruch und Längenwachstum der Wurzeln bei einigen unserer gewöhnlichsten Waldbäume. Verlag Host & Son, Kopenhagen
- Lange, G.; Lecher, K. (1989): *Gewässerregelung, Gewässerpflege, Naturnaher Ausbau und Unterhaltung von Fließgewässern*. Verlag Paul Parey

- LAWA (1995): Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz. Hochwasser – Ursachen und Konsequenzen. Länderarbeitsgemeinschaft für Wasser (LAWA)
- Leij, F. J.; Russell, W. B.; Lesch, S. M. (1997): Closed-Form Expressions for Water Retention and Conductivity Data. *Ground Water*, Vol. 35, No. 5, p. 848 - 858
- Leong, E. C.; Rahardjo, H. (1997): Permeability Functions for Unsaturated Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 12, pp. 1118 – 1126
- LfL SA (2005): Bewirtschaftung von Deichen. Schriftenreihe der Sächsischen Landesanstalt für Landwirtschaft, Heft 11, 10. Jahrgang
- LfU BW (1991): Ökologie der Fließgewässer, Niedrigwasser. Handbuch Wasser 2, Im Auftrag des Umweltministeriums Baden-Württemberg, Stuttgart
- LfU BW (1994): Gehölze an Fließgewässern. Handbuch für Wasserbau. Heft 6, Im Auftrag des Umweltministeriums Baden-Württemberg, Stuttgart
- LfU BW (2004): Überströmbare Dämme und Dammscharten. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU BW), 1. Auflage, Karlsruhe
- LfU BW (2005): Festlegung des Bemessungshochwassers für Anlagen des technischen Hochwasserschutzes. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU BW), Karlsruhe
- LfW BY (1984): Hinweise zur standortgemäßen Bepflanzung von Flussdeichen, Stauhaltungsdämmen und Vorländern. Merkblatt Nr. 5.1/1 (5.8/1), Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München
- LfW BY (1990): Gehölze auf Deichen. Dokumentation von Baumwurzelaufgrabungen und Windwurf von Gehölzen. 5/89 Informationsberichte. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München
- LfW BY (1998): Hochwasser – SpektrumWasser 1. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München

- LfW BY (2000): Deutsches Gewässerkundliche Jahrbuch – Donaugebiet. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München
- LfW BY (2002): Hochwasser im August 2002. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München
- LfW BY (2003a): Hochwasser im Januar 2003. Internetveröffentlichung unter: www.hnd.bayern.de
- LfW BY (2003b): Hochwasser Mai 1999 – Gewässerkundliche Beschreibung. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München
- LfW BY (2003c): Hinweise zur Deichverteidigung und Deichsicherung. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München
- LfW BY (2005): Hochwasser im August 2005. Internetveröffentlichung unter: www.hnd.bayern.de
- Liebrand, C. I. J. M. (1999): Restoration of species-rich grasslands on reconstructed river dikes. Proefschrift ter verkrijging van de graad van doctor, Landbouwniversiteit Wageningen
- Lichtenegger, E. (1985): Die Ausbildung der Wurzelsysteme krautiger Pflanzen und deren Eignung für die Böschungssicherung auf verschiedenen Standorten. Wurzelwerk und Standsicherheit von Böschungen. Jahrbuch 2 der Gesellschaft für Ingenieurbiologie e. V., S. 63 – 92, Hrsg. Pflug und Hacker, SE-PiA Verlag Aachen
- Ling, U.; Zior, F.; Zwach, W. (1997): Hochwasserschutz in Hessen – Sanierung der Winterdeiche an Rhein und Main. Wasserwirtschaft 87, Heft 4, S.184 – 188
- Lobnik, F.; Rolff, B. (1994): Sanierung des hessischen Rhein-Winterdeiches. Wasserwirtschaft 84, Heft 2, S. 68 – 71
- Londong, D. (1999): Die Bepflanzung von Flussdeichen aus der Sicht des DVWK Ausschuss Flussdeiche und aus den Erfahrungen von Emschergenossenschaft und Lippeverband. Flussdeiche und Flussdämme. Bewuchs und Standsicherheit – Jahrbuch 4 der Gesellschaft für Ingenieurbiologie e. V., S. 85 – 99, Hrsg. Pflug und Hacker, Aachen

- Lowery, B.; Johnson, D. O.; Arriaga, F. J. (2005): Automation of a falling head permeameter for rapid determination of hydraulic conductivity of multiple samples. *Soil. Sci. Soc. Am. J.*, Vol. 69, pp. 828 – 833
- LUA BB (2002): Das Elbehochwasser im Sommer 2002. Landesumweltamt Brandenburg, Potsdam
- Luckner, L.; Schestakow, W. M. (1976): Modelirovanie geofiltracii. Izd. Nedra, Moskau
- Mangels, J. (2000): Beschreibung von Strömungen im ungesättigten Bodeninneren. Dissertation, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Heft 26, Universität Essen
- Marks, D. B.; Tschantz, B. A. (2002): A Technical Manual on the Effects of Tree and Woody Vegetation Root Penetrations on the Safety of Earthen Dams. Marks Enterprises Of NC, PLLC, North Carolina
- Mattheck, Claus (2002): Mechanik am Baum. Forschungszentrum Karlsruhe GmbH, Karlsruhe
- Mattheck, Claus; Bethge, K. (1999): Die Biomechanik der Wechselwirkungen von Bäumen mit Deichen. Wurzel- und Stammverbreitung von Gehölzen auf Flussdeichen. Flussdeiche und Flussdämme – Bewuchs und Standsicherheit, Jahrbuch 4 der Gesellschaft für Ingenieurbio-logie e. V., Hrsg. Pflug und Hacker, Aachen
- Matthess, G. (1983): Lehrbuch der Hydrogeologie, Band 1, Gebrüder Borntraeger, Berlin -Stuttgart
- Mecke, M.; Westman, C. J.; Ilvesniemi, H. (2002): Water Retention Capacity in Coarse Podzol Profiles Predicted from Measured Soil Properties. *Soil Sci. Am. J.* 66, pp. 1 – 11
- Mechler, R. (2000): Schäden und Versicherungsaspekte des Pfingsthochwassers 1999. Graduiertenkolleg Naturkatastrophen, Universität Karlsruhe, Internetveröffentlichung <http://imkhp2.physik.uni-karlsruhe.de/~kunz/HW99/oekonomie.html>, Karlsruhe

- Menk, P. (2006): Deichertüchtigungsmaßnahmen – Einsatz des FMI-Verfahrens. Tagungsband zur Fachtagung "Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern", Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band Nr. 107, S. 129 - 135, 13./14. Juli 2006, Wallgau
- Mishra, G. C.; Singh, A. K. (2005): Seepage through a Levee. International Journal of Geomechanics, ASCE, pp. 74 – 79
- Morris, M. W. (2000): CADAM – Concerted Action on Dambreak Modelling. Final Report, EX Contract Number ENV4-CT97-0555, Environment and Climate Programme
- Mualem, Y. (1976): Hysterical models for prediction of the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resour. Res., 12, 6, pp. 1248 – 1254
- Muckenthaler, P. (1989): Hydraulische Sicherheit von Staudämmen. Dissertation. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Bericht Nr. 61, Technische Universität München
- Mull, R.; Holländer, H. (2002): Grundwasserhydraulik und –hydrologie – Eine Einführung. Springer Verlag, Berlin Heidelberg New York
- Müller, O. (2006): Die Verteidigung von Altdeichen an der Sickerfläche. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau, Heft 156, Technische Universität Braunschweig
- Münchener Rück (2002): topics – Jahresrückblick Naturkatastrophen 2002. Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft, GeoRisikoForschung, München
- Nagy, J. S.; Karadi, G. (1961): Untersuchungen zur Gültigkeit des DARCY-Gesetzes. Österreichische Wasserwirtschaft, 12. Jahrgang, H. 12, S. 281 – 287
- Nambiar, S. (1983): Root development and configuration in intensively managed radiata pine plantations. Plant Soil 71
- Nemes, A.; Wösten, J. H. M.; Lilly, A. (2001): In: R. H. Mohtar and G. C. Steinhardt (editors). Sustaining the Global Farm, Selected papers from the 10th

International Soil Conservation Organization, May 1999, p. 541 – 549

- Nemes, A.; Schaap, M. G.; Wösten, J. H. M. (2003): Functional Evaluation of Pedotransfer Functions Derived from Different Scales of Data Collection. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, Vol. 67, pp. 1093 – 1102
- Niesche, H.; Krüger, F. (1998): Deichschäden und Deichverteidigung. *WWT*, Heft 8, S. 49 – 52
- Norgard Nielsen, C. Ch. (1990): Einflüsse von Pflanzenabstand und Stammzahlhaltung auf Wurzelform, Wurzelbiomasse, Verankerung sowie Sturmfestigkeit der Fichte. *Schriften aus der Forstlichen Fakultät der Universität Göttingen und der Niedersächsischen Forstlichen Versuchsanstalt*, Band 100, J.D. Sauerländer's Verlag Frankfurt am Main
- Overhoff, G.; Winner, E. (2000): "Das Jahrhundert-Hochwasser im Griff". *Wasser & Boden*, 52/6, S. 49 - 54
- Pachepsky, Y.; Rawls, W. J.; Gimenez, D. (2001): Comparison of Soil Water Retention at Field and Laboratory Scales. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 65, pp. 460 - 462
- Parkin, G. W.; Roy, J. W.; Wagner-Riddle, C. (2000): Water flow in Unsaturated Soil Below Turfgrass: Observations and LEACHM (with EXPRES) Predictions. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 64, pp. 86 – 93
- Patt, H.; Jürging, P.; Kraus, W. (1998): *Naturnaher Wasserbau*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York
- Payne, W. A.; Chen, C. (2001): Measured and Modelled Unsaturated Hydraulic Conductivity of a Walla Walla Silt Loam. *Soil Sci. Am. J.* 65, pp. 1385 – 1391
- Perzлмаier, S.; Haselsteiner, R. (2006a): Der Systemansatz zur Beurteilung der Gefahr der hydrodynamischen Bodendeformation. *Tagungsband zur Fachtagung "Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern"*, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band Nr. 107, S. 57 - 74, 13./14. Juli, Wallgau.

- Perzmaier, S.; Haselsteiner, R. (2006b): Die prozessorientierte Beurteilung der hydrodynamischen Bodendeformation. *Geotechnik* 25, Nr. 4
- Pham et al. (2003): A practical hysteresis model for the soil-water characteristic curve for soils with negligible volume change. *Geotechnique* 53, No. 2, pp. 293 - 298
- Pilarczyk, K. W. (1998): *Dikes and Revetments. Design, maintenance and safety assessment.* A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield
- Plagge, R.; Roth, C. H.; Bohl, H.; Renger, M. (1996): Labormethoden zur Routinebestimmung der ungesättigten Wasserleitfähigkeit und Ergebnisse für repräsentative Bodentypen. *Z. f. Kulturtechnik und Landentwicklung* 37, S. 54 - 59
- Plank, J. (2006): Deichertüchtigungsmaßnahmen – Einsatz von geosynthetischen Tondichtungsbahnen. Tagungsband zur Fachtagung "Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern", Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band Nr. 107, S. 102 - 106, 13./14. Juli 2006, Wallgau
- Pohl, R.; Franke, D.; Engel, J.; Niesche, H., Krüger, F. (1999): Ursachen von Deichschäden. *wwt*, Heft 8, S. 49 – 54
- Pohl, R. (2000): Aspekte der Standsicherheit von Deichen mit inhomogenem Aufbau. *Wasser und Abfall*, Heft 11, S. 52 – 57
- Polomski, J.; Kuhn, N. (1998): *Wurzelsysteme.* Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft. Verlag Haupt, Bern, Stuttgart, Wien
- Poweleit, A. (1989): Abflusssteigerung von Dränschichten in Erddämmen durch Filterrohre. *Wasserwirtschaft* 79, S. 402 - 404
- Powers, S. E.; Hwang, S. I. (2003): Using Particle-Size Distribution Models to Estimate Soil Hydraulic Properties. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 67, pp. 1103 - 1112
- Prettyman, G. W.; McCoy, E. L. (2003): Profile Layering, Root Zone Permeability, and Slope Affect on Soil Water Content during Putting Green Drainage. *Crop Science* 43, pp. 985 – 994

- Prinz, H. (1997): Abriss der Ingenieurgeologie. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart
- Quandt, T. (1998): Zur Beeinflussung geotechnischer Eigenschaften bindiger Depo-
niedichtungsstoffe durch Frosteinwirkung. Bautechnik 75, Heft 12, S. 968 –
981
- Reddi, L. N. (2003): Seepage in Soils. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New
Jersey
- Reincke, H. (1980): Erfahrungen beim Bau von Deichwegen, Planung und Ausfüh-
rung. Wasser und Boden, Heft 3, S. 114 – 118
- Richards, L. A. (1931): Capillary conduction of liquids through porous mediums.
Physics, 1, pp. 318 – 333
- Richwien, W.; Rizkallah, V. (1998): Beschleunigte Bestimmung des Wasserdurch-
lässigkeitskoeffizienten bindiger Böden. Mitteilungen des Instituts für Grund-
bau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE) der Universität Han-
nover, Heft 47, Eigenverlag, Hannover
- Richwien, W. (2001): Geotechnische und hydrogeologische Grundlagen. In: H. Patt
(Hrsg.): Hochwasser-Handbuch. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg
- Richwien, W. (2003): Wasser im Boden – Einfluss auf bodenmechanische Eigen-
schaften und messtechnische Nachweise. Kolloquium mit Workshop „In-
novative Feuchtemessung in Forschung und Praxis“, Soil Moisture Group
Forschungszentrum, Universität Karlsruhe
- Rilke, R. M. (1903): Das Stundenbuch – Das Buch von der Armut und vom Tode.
Aus: Rainer Maria Rilke – Die Gedichte. Insel Verlag, Frankfurt am Main
- Rössert, R. (1999): Hydraulik im Wasserbau. Oldenbourg Verlag, München Wien
- Roy, J. W.; Parkin, G. W.; Wagner-Riddle, C. (2000): Water Flow in Unsaturated
Soil Below Turfgrass: Observations and LEACHM (within EXPRES) Pre-
dictions. Soil Sci. Soc. Am. J., Vol. 64, pp. 86 – 93
- Rudolf, B.; Frank, H.; Grieser, J.; Müller-Westermeier, G.; Rapp, J.; Trampf, W.
(2005): Hydrometeorologische Aspekte des Hochwassers in Südbayern im

August 2005 – Niederschlagsvorhersage, Warnung und klimatologische Bewertung des Deutschen Wetterdienstes (DWD), Hydrometeorologie

- Ruppert, J. (1985): Zur plötzlichen Wasserstandsabsenkung beim Standsicherheitsnachweis von Deichen. Wasserwirtschaft, Heft 10, S. 429 – 433
- Saucke, U. (2006): Nachweis der Sicherheit gegen innere Erosion für körnige Erdstoffe. Geotechnik 29, Nr. 1, S. 43 – 54
- Schaap, M. G.; Leij, F. J. (2000): Improved Prediction of Unsaturated Hydraulic Conductivity with the Mualem-van Genuchten Model. Soil. Sci. Soc. Am. J., 64, p. 843 – 851
- Schaffernak, F. (1917): Über die Standsicherheit durchlässiger geschütteter Dämme.. Allgemeine Bauzeitung
- Scharff, G. (1999): Auswirkungen eines Pflegekonzeptes auf den Bewuchs von Flußdeichen. Wasserwirtschaft 89, Heft 7/8, S. 376 - 381
- Scheffer, F.; Schachtschnabel, P., Blume, H.-P., Hartge, K.-H., Schwertmann, U. (1984): Lehrbuch der Bodenkunde, 12. Auflage, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart, 1984
- Scheuermann, A. (2000): Das Pfingsthochwasser 1999 an der Donau und der Bruch des Deiches bei Neustadt. Graduiertenkolleg Naturkatastrophen, Univ. Karlsruhe, Internetveröffentlichung: <http://imkhp2.physik.uni-karlsruhe.de/~kunj/HW99/deichbruch.html>, Karlsruhe
- Scheuermann, A.; Schlaeger, S; Becker, Brauns, J.; Hübner, C; Brandelik, A. (2002): Bestimmung von Feuchteprofilen mittels TDR während eines Einstauversuches an einem naturgemäßen Deichmodell. tm – Technisches Messen, 69, Heft 1, S. 37 – 42
- Scheuermann, A. (2005): Instationäre Durchfeuchtung quasi-homogener Erddeiche. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 164
- Scheuermann, A.; Bieberstein, A. (2006): Nutzen der Feuchtemessungen mittels TDR zur Beurteilung von Strömungsvorgängen in Dämmen und Deichen.

Wasserwirtschaft 96, Heft 1/2, S. 37 – 41

- Schick, P. (2003a): Ein quantitatives Zwei-Komponenten-Modell der Porenwasser-Bindekräfte in teilgesättigten Böden. Habilitationsschrift, Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau, Universität der Bundeswehr, München
- Schick, P. (2003b): The pF-curve of fine-grained soils at high pore water suction. In: Schanz (editor): ISSMGE Int. Conf. „From experimental evidence towards numerical modelling of unsaturated soils“. Weimar, Sept. 18 – 19 2003, Springer Verlag
- Schiechtl, H. M. (1985): Pflanzen als Mittel zur Bodenstabilisierung. Wurzelwerk und Standsicherheit von Böschungen. Jahrbuch 2 der Gesellschaft für Ingenieurbio-logie e. V., S. 50 - 62, Hrsg. Pflug und Hacker, SEPiA Verlag Aachen
- Schlüter, U. (1990): Laubgehölze – Ingenieurbio-logische Einsatzmöglichkeiten. Patzer Verlag, Hannover
- Schmidbauer, J.; Erb, Ch. (1958): Sickerströmung in Deichen. Wasserwirtschaft 48, Heft 9, S. 232 – 236
- Schmidt, H.-H. (2006): Grundlagen der Geotechnik. Teubner Verlag, Wiesbaden
- Schmidt, M. (2000): Hochwasser und Hochwasserschutz in Deutschland vor 1850 – Eine Auswertung der Quellen und Karten. Oldenbourg Industrieverlag, München
- Schmidbauer, J.; Erb, Ch. (1958): Sickerströmung in Deichen. Die Wasserwirtschaft 48, Heft 9, S. 232 – 236
- Schneider, H.; Schuler, U.; Kast, K.; Brauns, J. (1997): Bewertung der geotechnischen Sicherheit von Hochwasserschutzdeichen und Grundlagen zur Beurteilung von Sanierungsmaßnahmen. Abteilung Erddamm-bau und Deponiebau, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 7
- Schofield, R. K. (1935): The pF of the water in soil. Transactions of 3rd Interna-

tional Congress of Soil Science, Volume 2, Plenary Session Papers, pp. 37 – 48, Oxford

Scholz, Chr.; Schulz, Th. (2002): Frosteinwirkung auf Dichtwandmassen. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau; Fachzeitschrift, S. 15 - 20, Bertelsmann

Schuch, S. (2003): Numerische Simulation von Deichdurchströmungen. Diplomarbeit, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Konstruktiver Wasserbau, Technische Universität Dresden

Schuh, W. M.; Cline, R. L. (1990): Effect of soil properties on unsaturated hydraulic conductivity pore-interaction factors. Soil Sci. Soc. Am. J., 54, pp. 1509 – 1519

Schulte, K. (1988): Wasserbewegung in ungesättigten feinkörnigen Böden. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Heft 13, Universität – Gesamthochschule Essen

Schulz (2002): Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen. Dissertation, Fachbereich für Bauingenieurwesen, Technische Universität Carolo-Wilhelmina, Braunschweig

Schulze, H.-B. (2003): Stahlspundwände bei der Deichsanierung am Rhein. Hochwasserschutz, Ernst & Sohn Special 01/03, S. 68 – 75

Schumann, A.; Geyer, J.; Antl, M. (2000): Probabilistische Abschätzung der möglichen Folgen von Klimaveränderungen auf den Abfluss der Donau bis oberhalb der Illermündung. Klimaveränderung und Konsequenzen für die Wasserwirtschaft, KLIWA-Symposium, 29. und 30.11.2000 in Karlsruhe, KLIWA-Berichte. Heft 1, S. 170 – 186, JVA Druckerei, Mannheim

Schwartz, R.; Gröngröft, A.; Miehlich, G. (1999): Auswirkung von Eindeichung und Melioration auf den Wasserhaushalt von Auenböden – aufgezeigt am Beispiel zweier Grünlandstandorte an der unteren Mittelelbe bei Lenzen. Auenreport, Sonderband 1, 5. Jahrgang, S. 41 – 54, Brandenburg

Schweitzer, F.; Wildner, H. (2004): Nachträgliche Abdichtung von Deichen und Dämmen in Bayern. Tiefbau 116, Heft 10, S. 619 – 624

- Seethaler, L. (1999): Wurzelausbreitung von Gehölzen auf Flussdeichen. Flussdeiche und Flusssdämme – Bewuchs und Standsicherheit, Jahrbuch 4 der Gesellschaft für Ingenieurbioogie e. V., S. 215 – 232, Hrsg. Pflug und Hacker, Aachen
- Simmer, K. (1994): Grundbau - Teil 1 - Bodenmechanik und erdstatische Berechnungen. 19. Auflage, Verlag B. G. Teubner, Stuttgart
- Simms, P. H.; Yanful, E. K. (2002): Predicting soil-water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions. *Geotechnique* 52, No. 4, pp. 269 – 278
- Sinn, Th. (2002) Baumstatik. Zur Belastung der Bäume durch Wind. Internetveröffentlichung www.baumstatik.de
- SMUL (2003): Bericht der Sächsischen Staatsregierung zur Hochwasserkatastrophe im August 2002. Sächsisches Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft (SMUL), Teil 1 + 2, Dresden
- Sperber, H. (1990): Aspekte der Ingenieurbioogie und des Naturschutzes bei der Anlage und Pflege von Grasnarben auf Flußdeichen. *Wasserwirtschaft* 80, Heft 5, S. 231 – 235
- Sondermann, W.; Pandera, P. (2003): Ertüchtigung von Deichbauwerken zum Schutz wassernaher Flächen. Bauen im Grundwasser – Beiträge zum 2. Geotechnik-Tag in München, Schriftenreihe Zentrum Geotechnik, Heft 35, S. 43 – 63, Technische Universität München
- Soos, P. von (1990): Eigenschaften von Boden und Fels; ihre Ermittlung im Labor. In: Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, Hrsg. Smolczyk, Verlag für Architektur und technische Wissenschaft, Berlin
- Startsev, A. D.; McNabb, D. H. (2001): Skidder Traffic Affects on Water Retention, Pore Size Distribution, and van Genuchten Parameters of Boreal Forest Soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 65, pp. 224 - 231
- StMLU BY (2002): Hochwasserschutz in Bayern – Aktionsprogramm 2020. Daten + Fakten + Ziele, Bayerisches Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen (StMLU), München

- Straub, H. (2000): Langzeitverhalten der Hochwasserabflüsse – Ergebnisse aus KLIWA. Klimaveränderung und Konsequenzen für die Wasserwirtschaft, KLIWA-Symposium, 29. und 30.11.2000 in Karlsruhe, KLIWA-Berichte. Heft 1, S. 122 – 139, JVA Druckerei, Mannheim
- Striegler, W. (1998): Dammbau. Verlag für Bauwesen, Berlin
- Striegler, W.; Werner, D. (1973): Erdstoffverdichtung. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin
- StUGV BY (2005): August-Hochwasser 2005 in Südbayern. Bayerisches Staatsministerium für Umwelt, Verbraucherschutz und Gesundheit (StUUVG), München
- StUGV BY (2006): Maßnahmen dem Klimawandel anpassen - Versicherungsbranche kann Eigenvorsorge der Bürger stärken. Umweltstaatssekretär Ottmar Bernhard zum Thema „Hochwasserschutz“, Bayerisches Staatsministerium für Umwelt, Verbraucherschutz und Gesundheit (StUUVG), Pressemitteilung Nr. 249/2006, München
- TAW (1991): Guidelines on design of river dikes. Technical Advisory Committee for Flood Defence (TAW), Published by the Centre for Civil Engineering Research and Codes (CUR), Gouda, The Netherlands
- TAW (1996): Clay for Dikes. Technical Report. Technical Advisory Committee for Flood Defence (TAW), The Hydraulic Engineering Department of The Road and Hydraulic Engineering Institute (DWW), Delft, The Netherlands
- TAW (1999): Grass Cover as a Dike Revetment. Technical Advisory Committee for Flood Defence (TAW), The Hydraulic Engineering Department of The Road and Hydraulic Engineering Institute (DWW), Delft The Netherlands
- Terzaghi, K. (1925): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Deuticke, Wien
- TGL 28721 (1979/74): Flussdeiche. Teile 1 bis 5. Ministerium für Umweltschutz und Wasserwirtschaft, Staatsverlag der DDR, Berlin 1979 und 1974
- Timlin, D. J.; Ahuja, L. R., Pachepsky, Y.; Williams, R. D.; Rawls, W. (1999): Use

of Brooks-Corey Parameters to Improve Estimates of Saturated Conductivity from Effective Porosity. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 63, pp. 1086 – 1092

- Tobias, S. (2003): Einführung in die Ingenieurbiologie. Skriptum, Eidgenössische Forschungsanstalt WSL
- Tönnies, B.; Girod, K.; Papke, R. (2002): Sanierung der Oderdeiche im Bereich Bad Freienwalde. *Wasserwirtschaft* 92, Heft 10, S. 38 – 43
- Topolnicki, M. (2003): Sanierung von Deichen in Polen mit dem Verfahren der Tiefen-Bodenvermörtelung (DMM). *Hochwasserschutz, Ernst & Sohn Special* 01/03, S. 45 – 53
- Türke, H. (1999): Statik im Erdbau. 3. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- UBA (2006): Anpassung an Klimaänderungen in Deutschland – Regionale Szenarien und nationale Aufgaben. Umweltbundesamt (UBA), Dessau
- Udawatta, R. P.; Henderson, G. S. (2003): Root Distribution Relationships to Soil Properties in Missouri Oak Stands: A Productivity Index Approach. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 67, pp. 1869 – 1878
- Uginchus, A. A. (1960): Seepage through Earth Dams. Translated from Russian, Israel Program for Scientific Translations Ltd., Jerusalem
- Uhlig, D. (1962): Die Sickerlinie im wasserseitigen Stützkörper von Staudämmen bei Stauspiegelsenkung. *wwt*, 12. Jahrgang, Heft 5, S. 216 – 222
- UMS (2002): Th 2 – Boden-Temperaturfühler. Produkt-Info, UMS GmbH, München
- UMS (2003): ECH₂O – Dielectric Aquameter – User manual. UMS GmbH, München
- USACE EM (1986): Seepage Analysis and Control for Dams. Engineer Manual – Engineering and Design, US Army Corps of Engineers (USACE), Washington DC
- USACE EM (2000a): Design and Construction of Levees. Engineer Manual – Engineering and Design, US Army Corps of Engineers (USACE), Washington

DC

- USACE EM (2000b): Guidelines for Landscape Management at Floodwalls, Levees, and Embankment Dams. Engineer Manual – Engineering and Design, US Army Corps of Engineers (USACE), Washington DC
- USBR (1987): Design of Small Dams. Bureau of Reclamation, United States Department of the Interior
- van Genuchten, M. Th. (1980): A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Sci. Soc. Am. J., Vol. 44, pp. 892 – 898
- Vereecken, H.; Maes, J., Feyen, J.; Darius, P. (1988): Estimating the Soil Moisture Retention Characteristic from Texture, Bulk Density, and Carbon Content. Soil Science 148, No. 6, pp. 389 – 403
- Viaene, P.; Vereecken, H.; Diels, J.; Feyen, J. (1994): A Statistical Analysis of Six Hysteresis Models for the Moisture Retention Characteristic. Soil Science 157, No. 6, pp. 345 – 355
- Vogler, M. (1999): Einfluß der Kapillarität auf die Mehrphasenströmung bei der Sanierung von Mineralölschadensfällen im Boden. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Heft 45
- Vukovic, M.; Soro, A. (1992): Determination of hydraulic conductivity of porous media from grain-size composition. Littleton, Colorado: Water Resources Publications
- Wahl, T. L. (1998): Prediction of Embankment Dam Breach Parameters – A Literature Review and Needs Assessment. Dam Safety Research Report DSO-98-004, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office
- Weber, K.; Mattheck, C. (2001): Taschenbuch der Holzfäulen im Baum. Forschungszentrum Karlsruhe GmbH, Karlsruhe
- Weingart, W. (2006): Wasserdurchlässige Befestigungen von Verkehrsflächen. Vorlesungsskript, Hochschule Anhalt (FH)

- Weiß, H. (1997): Projektierung von Dämmen und Deichen – Deiche und Dämme für Stauhaltungen. Lehrgangsunterlagen, Technische Akademie Esslingen, Weiterbildungszentrum, Esslingen
- Weiß, H. (2003): Neue Verfahren der Deichsanierung. Nürnberger Wasserwirtschaftstag des ATV-DVWK Landesverbandes Bayern, Tagungsband, S. 155 – 164, Nürnberg
- Weißmann, R. (2003): Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg – Essen, Heft 30, Verlag Glückauf, Essen
- Wessolly, L.; Erb, M. (1998): Handbuch der Baumstatik und Baumkontrolle. Patzer Verlag, Berlin Hannover
- Wildner, H.; Kleist, F.; Strobl, Th. (1999): Das Mixed-in-Place-Verfahren für permanente Dichtungswände im Wasserbau, Wasserwirtschaft, 89. Jahrgang, Heft 5, S. 230 – 236
- Wildenschild, D.; Hopmanns, J. W.; Simunek, J. (2001): Flow Rate of Soil Hydraulic Characteristics. Soil Sci. Am. J. 65, p. 35 – 48
- Winski, A. (2004): Literaturstudie zum Verhalten von Wurzeln unter natürlichen Bedingungen sowie auf Deichen. Erläuterungsbericht, Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein – Hochrhein, Bereich Offenburg, Tenningen
- Wittke, W. (1984): Felsmechanik - Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. Suppl. IV, Springer Verlag Berlin, Heidelberg New York Tokyo
- Wittmann, L. (1980): Filtrations- und Transportphänomene in porösen Medien. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 86
- Yates, S. R.; van Genuchten, M. Th.; Warrick, A.W.; Leij, F. J. (1992): Analysis of measured, predicted, and estimated hydraulic conductivity using the RETC computer program. Soil Sci. Soc. Am. J., 56, pp. 347 – 354
- Young, M. H.; Karagunduz, A.; Simunek, J.; Pennell, K. D. (2002): A Modified upward Infiltration Method for Characterizing Soil Hydraulic Properties.

Soil Sci. Soc. Am. J. 66, pp. 57 – 64

Ziems, J. (1969): Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe. Dissertation, Technische Universität Dresden

Zimmermann, L.; Weber, L.; Straub, H.; Kolokotronis, V. (2004): Auswirkungen des Klimawandels auf den Wasserhaushalt von süddeutschen Flussgebieten. Wasser und Abfall 11, S. 15 – 19

Zou, Y. (2003): Ein physikalisches Modell der pF-Kurve für teilgesättigte grobkörnige Böden. Bautechnik 80, Heft 12, S. 913 – 918

Zou, Y. (2004): Ein erweitertes physikalisches Modell der pF-Kurve für teilgesättigte grobkörnige Böden. Bautechnik 81, Heft 5, S. 371 – 378

Zwach, W.; Kutzner, A. (2003): Hochwasserschutz in Hessen – Sofortprogramm Deichsicherheit (SDS). Sicherung von Dämmen und Deichen: Handbuch für Theorie und Praxis, S. 423 – 441, Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag Siegen – universi

Abkürzungsverzeichnis

<i>a.a.R.d.T.</i>	allgemein anerkannte Regeln der Technik	<i>GTD</i>	Geosynth. Tondichtungsbahn
<i>bD</i>	bindige Deckschicht	<i>GW</i>	Grundwasser(stand)
<i>BHW</i>	Bemessungshochwasser(stand)	<i>Hav</i>	Haverkamp
<i>bzw.</i>	beziehungsweise	<i>HHW</i>	Höchstes(r) Hochwasser(stand)
<i>C</i>	Kohlenstoff	<i>HW</i>	Hochwasser(stand)
<i>D</i>	DACHLER	<i>i. Allg.</i>	im Allgemeinen
<i>D.-F.</i>	DUPUIT-FORCHHEIMER-Annahme	<i>i. d. R.</i>	in der Regel
<i>DD</i>	Deichdichtung	<i>ID</i>	Innendichtung
<i>DG</i>	Durchwurzelungsgrad	<i>K</i>	Kalium
<i>DP</i>	DACHLER-PAVLOVSKY	<i>KC</i>	KOZENY-CASAGRANDE
<i>Dr</i>	Drän	<i>KP</i>	Kontrollpegel
<i>DS</i>	Deckschicht	<i>MDC</i>	main drying curve
<i>DT</i>	Dichtungsteppich	<i>Mg</i>	Magnesium
<i>DW</i>	Durchwurzelung	<i>MIP</i>	Mixed-in-Place
<i>EC</i>	Eurocode	<i>MWC</i>	main wetting curve
<i>EK</i>	Einwirkungskombination(en)	<i>N</i>	Stickstoff
<i>EP</i>	Elektronischer Porenwasserdruckgeber	<i>o. ä.</i>	oder Ähnliches
<i>et al.</i>	et alii	<i>o. g.</i>	oben genannt(e)/(es)
<i>etc,</i>	et cetera	<i>OD</i>	Oberflächendichtung
<i>FF</i>	FeFlow	<i>OW</i>	Oberwasser
<i>FK</i>	Feldkapazität	<i>P</i>	PAVLOVSKY
<i>FMI</i>	Fräs-Misch-Injektions-Verfahren	<i>P</i>	Phosphor
<i>ggf.</i>	gegebenenfalls	<i>PDC</i>	primary drying curve
<i>GL</i>	Ganglinie	<i>pH⁵¹</i>	Wasserstoffionenkonzentration

⁵¹ pH ist die Abkürzung des lateinischen Ausdrucks „*potentia hydrogenii*“.

<i>PTF</i>	Pedotransferfunktion
<i>PWC</i>	primary wetting curve
<i>PWP</i>	Permanenter Welkepunkt
<i>RSM</i>	Regelsaatmischung
<i>SK</i>	Sicherheitsklasse(n)
<i>SL</i>	Sickerlinie
<i>stat.</i>	stationär
<i>theor.</i>	theoretisch
<i>u.</i>	und
<i>u. a.</i>	unter anderem
<i>u. ä.</i>	und ähnliches
<i>u. v. m.</i>	und viele(s) mehr
<i>U</i>	Untergrund
<i>UD</i>	Untergrunddichtung
<i>UW</i>	Unterwasser(stand)
<i>VAO</i>	Versuchsanstalt Oberrach
<i>VD</i>	Vegetationsdecke
<i>vG</i>	van Genuchten
<i>vgl.</i>	vergleiche
<i>Wst.</i>	Wasserstand
<i>z. B.</i>	zum Beispiel
<i>z. T.</i>	zum Teil

Verzeichnis der verwendeten Symbole und Formelzeichen

Lateinische Zeichen

A	[-]	Konstante nach Beyer (1964)
A	[-]	Anisotropiefaktor
A	[mm]	Abfluss
A	[m ²]	Fläche
A _{Deich}	[m ²]	Querschnittsfläche des Deiches
A _H	[-]	Haverkamp-Parameter
A _o	[mm]	oberflächiger Abfluss
A _{Pr}	[m ²]	Querschnittsfläche des Probekörpers
A _{Sat}	[m ²]	gesättigte Fläche
A _{St}	[m ²]	Querschnittsfläche des Standrohres
A _u	[mm]	unterirdischer Abfluss
a	[-]	Forchheimer-Beiwert
a	[m]	Abstand
a	[m]	Abstand von der Fehlstellenachse
a	[m]	Länge der Hangquelle nach DACHLER und PAVLOVSKY
a'	[m]	Länge der Hangquelle nach KOZENY-CASAGRANDE
a _{Dr}	[m]	Abstand des Dräns vom wasserseitigen Deichfuß
a _{Sat}	[-]	gesättigter Flächenanteil
a _{SL,m}	[-]	Quotient aus mittlerer Sickerlinienhöhe und Deichhöhe
B	[-]	Konstante nach Beyer (1964)
B _H	[-]	Haverkamp-Parameter
B _K	[m]	Kronenbreite
b	[-]	Forchheimer-Beiwert
C	[-]	Konstante nach Beyer (1964)
C	[-]	Krümmungszahl oder Abstufungsgrad

C'	[-]	Dimensionsloser Beiwert nach KOZENY-CARMAN
C^*	[-]	Dimensionsloser Beiwert nach Vukovic u. Soro (1992)
C^{**}	[-]	Konstante nach Beyer u. Schweiger (1969)
C_K	[-]	Dimensionsloser Beiwert nach KOZENY-CARMAN
c	[kN/m ²]	Kohäsion
$c_{c,k}$	[kN/m ²]	charakteristischer Wert der Kapillarkohäsion
c	[-]	empirischer Faktor von Hazen (1892)
c_v	[m ² /s]	Konsolidierungsbeiwert
D	[h] [min]	Dauer für Niederschläge
D	[-]	Lagerungsdichte
D_D	[m]	Dicke der Dichtung
DG	[-]	Durchwurzelungsgrad
D_{OD}	[m]	Dicke der Oberflächendichtung
D_{VD}	[m]	Dicke der Vegetationsdecke
d	[m]	Korndurchmesser
d	[m]	Zylinderdurchmesser
d	[m]	Schichtdicke
d	[m]	Länge der theor. Sickerlinie nach KOZENY-CASAGRANDE
d	[m]	Dicke von Dichtungen
d_{DS}	[m]	Dicke der Deckschicht
d_{FS}	[m]	Fehlstellendurchmesser
d_{ges}	[m]	gesamte Schichtdicke
d_m	[mm]	mittlerer Korndurchmesser
d_U	[m]	Mächtigkeit der durchlässigen Untergrundsicht
d_{VD}	[m]	Dicke der Vegetationsdecke
d_w	[mm]	wirksamer Korndurchmesser
d_{WA}	[m]	Dicke des Wegeaufbaus
E_o	[km ²]	oberflächiges Einzugsgebiet

E_a	[mm]	reale Evaporation
E_i	[mm]	Interzeptionsverdunstung
E_S	[kN/m ²]	Steifemodul
ET_a	[mm]	tatsächliche Evapotranspiration
ET_p	[mm]	potentielle Evapotranspiration
e	[-]	Porenzahl
f	[-]	Faktor der Wurzelabnahme
f	[-]	Formfaktor der Deichgeometrie
f_A	[-]	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Anisotropie
g	[m/s ²]	Erdbeschleunigung (hier: 9,81 m/s ²)
H_{AB}	[m]	Abstiegshöhe einer Wst.-GL (fallender Ast)
H_{AN}	[m]	Anstiegshöhe einer Wst.-GL (steigender Ast)
H_{AN}^*	[m]	potentielle Anstiegshöhe einer Wst.-GL (steigender Ast)
H_D	[m]	Deichhöhe
H_{ES}	[m]	Einstauhöhen bei Wst.-GL
H_{FS}	[m]	Höhe der Fehlstelle
H_{Sch}	[m]	Scheitelwasserstand einer Wst.-GL
ΔH_{UW}	[m]	Änderung des Unterwasserstandes infolge eines Deichbruches
H_U	[m]	Untergrundmächtigkeit
h	[mWS]	(Wasser)Druckhöhe
h	[m]	Einströmhöhe der Sickerlinie nach DACHLER und PAVLOVSKY
h_1	[m]	Wasserhöhe im Standrohr bei Versuchsbeginn
h_1	[m]	Verlusthöhe im Einströmbereich
h_1	[m]	Höhe der Sickerlinie direkt hinter der Innendichtung
h_2	[m]	Wasserhöhe im Standrohr bei Versuchsende
h_3	[m]	Austrittshöhe der Sickerlinie
h_A	[m]	Austrittshöhe der Sickerlinie
h_{gr}	[m]	Grenztiefe

$\Delta h_{m,max}$	[%]	Erhöhung der mittlere Höhe der Sickerlinie
h_k	[m]	kapillare Steighöhe
h_N	[mm]	Niederschlagshöhen
h_{SL}	[m]	Schüttlagenhöhe
$h_{SL,m}$	[m]	mittlere Höhe der Sickerlinie
$h_{ü,Bresche}$	[m]	Überströmhöhe in einer Deichbresche
h_W	[m]	Einstauhöhe
Δh_W	[m]	Druckhöhenunterschied von Deichmitte zu wasserseitigem Deichfuß
h_W^*	[m]	Referenzeinstauhöhe
I	[-]	Gefälle, mittleres Sohlgefälle
I_P	[-]	Plastizitätszahl
i	[-]	hydraulisches Gefälle
i_N	[mm/h]	Niederschlagsintensität
$i_{N,m}$	[mm/h]	mittlere Niederschlagsintensität
$i_{N,Sp}$	[mm/h]	gespeicherte, mittlere Niederschlagsintensität
K_R	[-]	relative Durchlässigkeit
k	[m/s]	Durchlässigkeit
k_{10}	[m/s]	Durchlässigkeit bei einer Temperatur von 10°C
k^*	[m/s]	abgeminderte Durchlässigkeit
k_a	[m/s]	Ausgangsdurchlässigkeit
k_{bD}	[m/s]	Durchlässigkeit der bindigen Deckschicht
k_D	[m/s]	Durchlässigkeit des Deiches
k_{DD}	[m/s]	Durchlässigkeit der Dichtung im Deich
k_{Di}	[m/s]	Durchlässigkeit der Dichtung
k_{DS}	[m/s]	Durchlässigkeit der Deckschicht
k_{Dr}	[m/s]	Durchlässigkeit des Dräns
k_{DW}	[m/s]	Durchlässigkeit mit Wurzeln
k_h	[m/s]	horizontale Durchlässigkeit

c	[m/s]	Durchlässigkeit
k_m	[m/s]	mittlere Durchlässigkeit bei anisotropen Böden
k_{OD}	[m/s]	Durchlässigkeit der Oberflächendichtung
k_S	[m/s]	gesättigte Durchlässigkeit
$k_{S,M}$	[m/s]	Durchlässigkeit der Makroporen im Boden
k_u	[m/s]	ungesättigte Durchlässigkeit
k_U	[m/s]	Durchlässigkeit des Untergrundes
k_{UD}	[m/s]	Durchlässigkeit der Untergrundabdichtung
k_v	[m/s]	vertikale Durchlässigkeit
L	[-]	Mualem-Parameter
L	[m]	Länge der Sickerlinie nach DACHLER und PAVLOVSKY
L'	[m]	Länge der Sickerlinie bis h_A nach DACHLER und PAVLOVSKY
L''	[m]	Länge der theor. Sickerlinie bis h_A nach KOZENY-CASAGRANDE
$L_{Bresche}$	[m]	Länge einer Deichbresche (im Falle eines Deichbruches)
L_D	[m]	Länge des Deichlager
L_{FS}	[m]	Länge der Fehlstelle
L_m	[m]	mittlere Sickerweglänge nach ERB
l_0	[m]	Länge des Probekörpers
m	[-]	van-Genuchten-Parameter
m	[-]	Böschungsneigung (1:m)
m_L	[-]	Neigung der landseitigen Böschung (1: m_L)
m_w	[-]	Neigung der wasserseitigen Böschung (1: m_w)
MHQ	[m ³ /s]	Mittlerer Hochwasserabfluss
MHW	[m]	Mittlerer Hochwasserstand
MQ	[m ³ /s]	Mittlerer Abfluss
MW	[m]	Mittlerer Wasserstand
m_d	[kg]	Masse der trockenen Bodenprobe
m_G	[-]	van-Genuchten-Parameter

m_w	[kg]	Masse des Porenwassers
N	[mm]	Niederschlag
n	[-]	Porenanteil
n	[-]	Anzahl der Schichten
n	[-]	van-Genuchten-Parameter
n_a	[-]	Luftporenanteil
n_e	[-]	effektive Porosität
$n_{e, spez.}$	[-]	bodenspezifische, effektive Porosität
n_G	[-]	van-Genuchten-Parameter
p_F	[-]	Logarithmus der Matrixspannung
Δp_m	[-]	Massenprozent der Kornklasse
PV	[-]	Porenanteil
Q	[m ³ /s]	Abfluss bzw. Durchfluss
$Q_{u, Bresche}$	[m ³ /s]	Abfluss durch (über) eine Deichbresche
q	[l/s]	Durchfluss
q	[-]	Quotient aus Deichhöhe und Kronenbreite
$q_{u, 28}$	[MN/m ²]	einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen
Re	[-]	Reynoldszahl
r_{FS}	[cm]	Fehlstellenradius
$r_{hydr.}$	[cm]	hydraulischer Radius
r_K	[m]	Kapillarradius
S	[kN/m]	Strömungskraft
S	[-]	Sättigung
S_0	[-]	Ausgangssättigung
S_{FK}	[-]	Sättigung bei Feldkapazität
S_{iN}	[-]	Sättigung infolge von Niederschlag
S_L	[-]	Luftporenanteil
S_m	[-]	mittlere Sättigung

S_R	[-]	Sättigung bei Restfeuchte
$S_{r,FK}$	[-]	Restsättigung bei Feldkapazität
$S_{r,PWP}$	[-]	Restsättigung beim Permanenten Welkepunkt
S_S	[-]	Vollsättigung
s	[m]	horizontale Einströmlänge
T	[°C]	Temperatur
T	[a]	Jährlichkeit
T^*	[-]	Tortuosität
T_a	[mm]	Transpiration
T_{ES}	[h]	Einstaudauer
T_G	[h]	Gesamtdauer von Wst.-GL
T_{Haupt}	[h]	Dauer des Hauptereignisses von Wst.-GL
T_{Nach}	[h]	Dauer des Nachereignisses von Wst.-GL
L_P	[m]	Länge des Porenkanals
T_{Sch}	[h]	Scheiteldauer von Wst.-GL
T_{Vor}	[h]	Dauer des Vorereignisses von Wst.-GL
t	[s]	Versuchszeit, Zeit
t	[m]	Tiefe
t	[mm]	Wandstärke von Stahlspundwänden
t	[h]	Durchström(feuchtungs)zeit
$t_{asat,max}$	[h]	Zeit der maximalen Flächensättigung
t_B	[h]	instationäre Befüllungszeit
t^*	[h]	Referenzdurchströmzeit
t_A	[h]	Startzeit einer Wst.-GL
t_D	[m]	Einbindetiefe der Untergrundabdichtung
t_E	[h]	Endzeit einer Wst.-GL
$\Delta t_{hmax,0}$	[%]	Beschleunigung des Eintretens der maximalen Durchsickerung
t_L	[h]	Durchlaufzeit

t_{\max}	[h]	Zeit beim maximalen Wasserstand einer Wst.-GL
t_N	[h]	Niederschlagszeit
$t_{\text{Sch,A}}$	[h]	Startzeit des Scheitels einer Wst.-GL
$t_{\text{Sch,E}}$	[h]	Endzeit des Scheitels einer Wst.-GL
$t_{\text{stat.}}$	[h]	stationäre Durchströmzeit
t_{UD}	[m]	Einbindetiefe der Untergrundabdichtung
t_w	[m]	Wurzeltiefe
U	[-]	Ungleichförmigkeitszahl
V	[mm]	Verdunstung
V_{ges}	[m ³]	Gesamtvolumen
V_P	[m ³]	Porenvolumen
V_W	[m ³]	Wasservolumen
v	[m/s]	Fließgeschwindigkeit
v_a	[m/s]	Abstandsgeschwindigkeit
v_{AB}	[m/s]	Abstiegsgeschwindigkeit von GL (fallender Ast)
v_{AN}	[m/s]	Anstiegsgeschwindigkeit von GL (steigender Ast)
v_F	[m/s]	Filtergeschwindigkeit
$v_{\max,\text{FS}}$	[m/s]	maximale Fließgeschwindigkeit durch Fehlstellen
v_n	[m/s]	Fließgeschwindigkeit normal (senkrecht) zur Einströmfläche
W	[m]	Wasserstand
W/B	[-]	Wasser-Bindemittel-Wert
W/Z	[-]	Wasser-Zement-Wert
W_A	[m]	Wasserstand am Beginn eines Hochwassers
W_E	[m]	Wasserstand am Ende eines Hochwassers
W_{\max}	[m]	Maximaler Wasserstand eines Hochwassers
W_{VL}	[m]	Wasserstand in Vorlandhöhe
w	[-]	Wassergehalt
w_L	[-]	Fließgrenze

w_p	[-]	Ausrollgrenze
X	[-]	Faktor der Scheitelhöhe bei Wst.-GL
X_H	[-]	Anpassungsfaktor des Wst.
X_T	[-]	Anpassungsfaktor der Scheiteldauer
x	[m]	horizontale Sickerwegstrecke
x_m	[m]	Mittlere Sickerwegstrecke nach BRAUNS
Y	[-]	Faktor des Wasserstandsrückgangs bei Wst.-GL (fallender Ast)
y_0	[m]	Unterwasserhöhe nach KOZENY-CASAGRANDE
Z	[-]	Vielfaches der Scheiteldauer bei Wst.-GL
z	[m]	Durchwurzelungstiefe

Griechische Zeichen

α	[°]	Benetzungswinkel
α	[°]	Neigung der wasserseitigen Deichböschung
α	[1/cm]	van-Genuchten-Parameter
α	[-]	Haverkamp-Parameter
α	[-]	Faktor nach Luckner u. Schestakow (1976)
α_d	[1/cm]	van-Genuchten-Parameter für Entwässerung
α_G	[1/cm]	van-Genuchten-Parameter
α_H	[-]	Haverkamp-Parameter
α_w	[1/cm]	van-Genuchten-Parameter für Bewässerung
β	[°]	Neigung der landseitigen Böschung
β	[-]	Haverkamp-Parameter
β_H	[-]	Haverkamp-Parameter
ε	[-]	Porenanteil
ε	[-]	Einstaugrad
γ	[kN/m ³]	Wichte

γ'	[kN/m ³]	Wichte unter Auftrieb
γ_w	[kN/m ³]	Wichte von Wasser (hier: 10 kN/m ³)
η	[-]	globaler Sicherheitsfaktor
η	[kg/m·s]	dynamische Viskosität ($1,3 \cdot 10^{-3}$ kg/(m·s) bei T = 10°C)
ϕ'	[°]	dränierter Scherparameter
κ	[m ²]	Permeabilität
κ	[-]	Vergleichs- oder Ähnlichkeitsfaktor
κ_w	[kN/m ²]	Kompressibilität von Wasser ($\kappa_w = 2,08 \cdot 10^9$ kN/m ²)
ν	[m ² /s]	kinematische Viskosität ($1,3 \cdot 10^{-6}$ m ² /s bei T = 10°C)
λ	[-]	Streckungsfaktor der Anisotropie
λ'	[-]	Stauchungsfaktor der Anisotropie
μ	[-]	Überfallbeiwert nach POLENI
θ	[-]	volumetrischer Wassergehalt
θ_{FK}	[-]	Wassergehalt bei Feldkapazität
θ_L	[-]	Luftanteil
θ_R	[-]	volumetrischer Restwassergehalt
$\theta_{r,FK}$	[-]	volumetrischer Restwassergehalt bei Feldkapazität
θ_r	[-]	volumetrischer Restwassergehalt
θ_S	[-]	volumetrischer Wassergehalt bei Vollsättigung
θ_W	[-]	volumetrischer Wassergehalt nach einem Bewässerungsversuch
ρ_d	[kg/m ³]	Trockenrohdichte
ρ_{Pr}	[kg/m ³]	Proctordichte
ρ_w	[kg/m ³]	Dichte des Wassers (hier: 1.000 kg/m ³)
σ_w	[N/m ²]	Grenzflächenspannung des Wassers
τ	[N/m ²]	Schubspannung
ψ	[-]	Abflusskoeffizient
ψ	[mWS]	Gesamtpotential
ψ	[1/s]	Permittivität

$\Delta\psi$	[mWS]	Potentialunterschied von OW zu UW
ψ_{AEV}	[hPa] [cmWS]	Lufttrittspunkt
ψ_h	[mWS]	hydraulisches Potential
ψ_g	[mWS]	Gravitationspotential
ψ_m	[hPa] [cmWS]	Saugspannung, Matrixpotential
ψ_{WEV}	[hPa] [cmWS]	Wassereintrittspunkt

Firmenverzeichnis

Decagon Devices, Inc.

950 NE Nelson Court
P.O. Box 835
Pullman WA 99163, USA

GLÖTZL Gesellschaft für Baumesstechnik mbH

Forlenweg 11
76287 Rheinstetten

NAUE GmbH & Co. KG

Gewerbestraße 2
D-32339 Espelkamp-Fiestel

Süd Chemie AG

Lenbachplatz 6
D-80333 München

UMS GmbH

Gmunderstr. 37
81379 München

WASY mbH

Gesellschaft für wasserwirtschaftliche Planung und Systemforschung
Waltersdorfer Straße 105
D-12526 Berlin-Bohnsdorf

Anhang

Anhang 1: Bodenparameter von Deichen an bayrischen Gewässern.....	349
Anhang 2: Bewuchsregelung nach DIN 19712/1997 (aus Haselsteiner u. Strobl 2004) und BAW MSD (2005)	350
Anhang 3: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Teil 1	351
Anhang 4: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Teil 2	352
Anhang 5: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Teil 3	353
Anhang 6: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Teil 4	354
Anhang 7: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Teil 5	355
Anhang 8: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Teil 6	356
Anhang 9: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Literatur und Legende zu den Teilen 1 bis 6	357
Anhang 10: Zulässigkeit von Gehölzen auf Deichen unter Berücksichtigung von Sicherungsmaßnahmen und einer Gehölzklassifizierung (vgl. Anhang 11)..	358
Anhang 11: Gehölzklassifizierung auf Basis der Höhe von Gehölzen (GeK 1 bis GeK 4, vgl. BAW MSD 2005)	359
Anhang 12: Eigenschaften ausgewählter Gräser und Kräuter.....	360
Anhang 13: Versuchsergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen von an Mangfälldeichen entnommenen Grasnarben.....	361
Anhang 14: Verwendete Wasserstandsganglinien (Anzahl: 94).....	362
Anhang 15: Ganglinienkennwerte der betrachteten 94 Hochwasserereignisse (A)	363
Anhang 16: Ganglinienkennwerte der betrachteten 94 Hochwasserereignisse (B)	364
Anhang 17: Abgeschätzte Ganglinien („Einzelwellen“) mit ausgewählten realen	

Ganglinien zum Vergleich.....	365
Anhang 18: Ganglinienparameter der Vorwellenereignisse & Nachwellenereignisse	366
Anhang 19: 3-Tage-Niederschlagssummen von Bayern für die Hochwasser 1999 und 2005	367
Anhang 20: Regionalisierte Niederschlagskarte für 24h-stündige Niederschläge mit der Jährlichkeit $T = 100$ a aus DWD KOSTRA (1997)	368
Anhang 21: Niederschläge und Abflüsse ausgewählter HW-Ereignisse (A).....	369
Anhang 22: Niederschläge und Abflüsse ausgewählter HW-Ereignisse (B).....	370
Anhang 23: Übersicht möglicher Lastfälle bei Hochwasserschutzdeichen an Fließgewässern	371
Anhang 24: Vergleich der gemessenen und berechneten Ganglinien der Sättigung für ausgewählte Messpunkte und unterschiedliche Versuche bzw. Niederschlagsintensitäten	372

Anhang 1: Bodenparameter von Deichen an bayrischen Gewässern

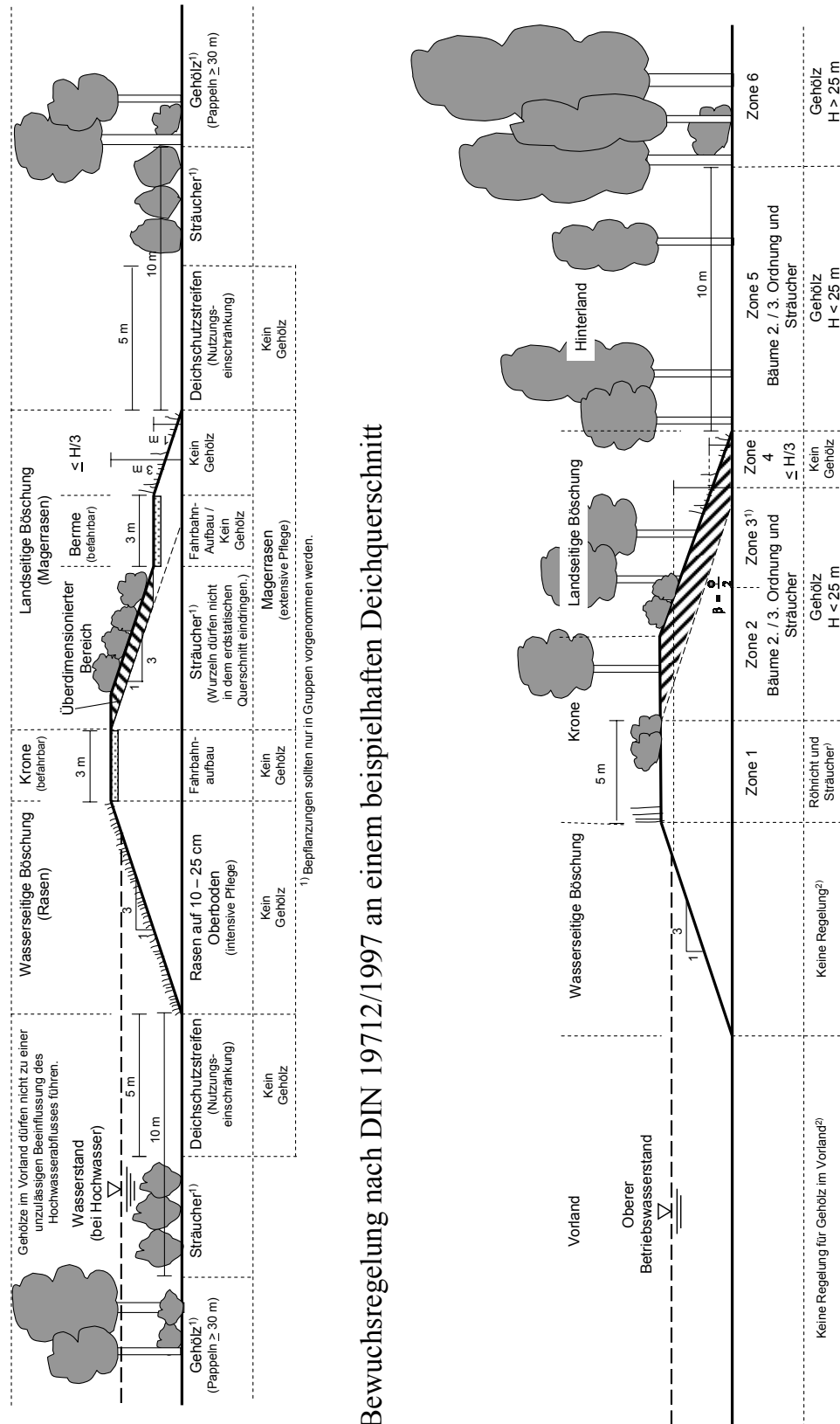
Nr.	Gewässer / Ort	Stützkörper					
		Bez. ¹⁾	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ' [°]	c [kN/m ²]	k [m/s]
1	Mangfall / Bad Aibling	G, s, u'	19.0	10.0	32.5	0.0	1.E-02
2	Main / Schweinfurt	SE, SU	18.0	10.0	30.0	0.0	1.E-03
3	Isar / Tahlkirchen	G, s', u'	20.0	11.0	32.5	0.0	5.E-03
4	Tiroler Achen / Grassau	G, s, u	18.0	10.0	32.0	0.0	1.E-04
5	Salzach / Tittmoning	G, s	-	-	35.0	0.0	1.E-03
6	Donau / Mariaposching	G, s, u'	20.0	12.0	35.0	0.0	1.E-03
7	Donau / Vohburg	GE, GW	19.0	11.0	32.0	0.0	1.E-02
8	Donau / Dünzing	G, s	20.0	11.0	37.5	0.0	1.E-03
9	Donau / Mailing	GU, GT	21.0	12.0	32.5	0.0	1.E-02
10	Donau / Neuburg	GU, GE	20.0	11.5	32.5	0.0	1.E-03
11	Iller / Untermieselstein	G, s, u'	20.0	10.0	30.0	1.0	1.E-05
12	Iller / Immenstadt	GU	20.0	10.0	30.0	1.0	k. A.

Nr.	Gewässer / Ort	Auelehmschicht					
		Bez. ¹⁾	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ' [°]	c [kN/m ²]	k [m/s]
1	Mangfall / Bad Aibling	U, s, g	19.0	9.0	22.5	2.5	1.0E-08
2	Main / Schweinfurt	Keine Auelehmschicht vorhanden!					
3	Isar / Tahlkirchen	U, s	20.0	11.0	30.0	2.0	1.0E-06
4	Grassau	Keine Auelehmschicht vorhanden!					
5	Salzach / Tittmoning	Keine Auelehmschicht vorhanden!					
6	Donau / Mariaposching	U, fs	20.5	10.5	22.5	5.0	1.0E-08
7	Donau / Vohburg	TM, TL	20.5	10.5	27.5	5.0	1.0E-06
8	Donau / Dünzing	T / U	19.0	9.0	22.5	5.0	-
9	Donau / Mailing	TA, TM	18.0	8.0	20.0	5.0	1.0E-08
10	Donau / Neuburg	U, UL	19.0	10.0	25.0	2.5	5.0E-07
11	Iller / Untermieselstein	TL, OU	19.0	9.0	22.5	0 - 5	-
12	Iller / Immenstadt	TM, TL	19.0	9.0	25.0	0 - 5	-

Nr.	Gewässer / Ort	Untergrund					
		Bez. ¹⁾	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ' [°]	c [kN/m ²]	k [m/s]
1	Mangfall / Bad Aibling	G, s, u'	19.0	10.0	32.5	0.0	1.0E-02
2	Main / Schweinfurt	GU, GI	20.0	12.0	32.0	0.0	1.0E-02
3	Isar / Tahlkirchen	G, s	21.0	12.0	37.5	0.0	1.0E-03
4	Grassau	S, u, g	21.0	11.5	30.0	5.0	1.0E-06
5	Salzach / Tittmoning	G, s	-	-	35.0	0.0	-
6	Donau / Mariaposching	G, s, u'	22.0	14.0	35.0	0.0	1.0E-03
7	Donau / Vohburg	GE, GW	19.0	11.0	32.0	0.0	1.0E-02
8	Donau / Dünzing	G, s	18.0	9.0	33.0	0.0	1.0E-03
9	Donau / Mailing	GU, GT	22.0	13.0	35.0	0.0	1.0E-02
10	Donau / Neuburg	GU, SU	21.5	12.5	32.5	0.0	1.0E-03
11	Iller / Untermieselstein	GU, GU*	20.0	10.0	30.0	0.0	1.0E-03
12	Iller / Immenstadt	GW, GU	22.0	12.0	32.5	0.0	3.5E-03

¹⁾ Bezeichnung nach DIN 18196 oder DIN 4020 k. A.: keine Angaben

Anhang 2: Bewuchsregelung nach DIN 19712/1997 (aus Haselsteiner u. Strobl 2004) und BAW MSD (2005)



Bewuchsregelung nach DIN 19712/1997 an einem beispielhaften Deichquerschnitt

Bewuchsregelung nach BAW MSD (2005) an einem beispielhaften Dammschnitt an Bundeswasserstraßen

Anhang 3: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Teil 1

Bäume und Büsche			Baumdaten		
Nr.	Name	botan. Name	Höhe/Breite ¹	Höhe ²	Breite ²
			[-]	[m]	[m]
1	¹⁹ Bergahorn	Acer pseudoplatanus	40/15	30	15
2	¹⁹ Bergulme	Ulmus glabra	35/20	30	20
3	¹⁹ Esche	Fraxinus excelsior	40/15	30	15
4	Fichte	Picea abies	-	50 ¹⁵	-
5	Flatterulme	Ulmus laevis	30/20	30	20
6	Graupappel	Populus canescens	30/10	35 ¹⁵	-
7	Kiefer (Waldkiefer)	Pinus silvestris	-	40 ¹⁵	-
8	Lärche	Larix decidua	-	50 ¹⁵	-
9	Robinie	Robinia pseudoacacia	-	25 ⁴	9 ⁴
10	Schwarzpappel	Populus nigra	30/10	35	20
11	Silberpappel	Populus alba	30/15	30	20
12	¹⁹ Silberweide	Salix alba	30/15	15+30 ⁵	20
13	Sommerlinde	Tilia platyphyllos	35/20	40 ¹⁵	20
14	¹⁹ Stieleiche	Quercus robur	40/20	30	20
15	Traubeneiche	Quercus petraea	(Nr. 16)	40 ⁴	10 ⁴
16	Weißtanne	Abies alba	40/10	50 ¹⁵	-
17	Zitterpappel (Aspe, Espe)	Populus tremula	30/15	35	15
18	¹⁹ Bruchweide (Knackweide)	Salix fragilis	15/10	8+20 ⁸	10
19	¹⁹ Eberesche (Vogelbeere) [Nord. Eberesche]	Sorbus aucuparia [intermedia]	15/6	15	8
20	¹⁹ Feldahorn	Acer campestre	10/6	10	8
21	¹⁹ Feldulme	Ulmus minor / carpinifolia	30/15	20	15
22	¹⁹ Grauerle (Weißerle)	Alnus incana	15/8	15	8
23	¹⁹ Hainbuche	Carpinus betulus	20/10	20	15
24	Roßkastanie	Aesculus hippocastanum	-	20 ⁶	-
25	Rotbuche	Fagus sylvatica	-	15 ⁶	-
26	Rotweide (Weißweide)	Salix rubens	30/10	25	15
27	Sandbirke	Betula pendula	-	20 ⁴	6 ⁴
28	Schwarzerle	Alnus glutinosa	25/8	25	10
29	¹⁹ Spitzahorn	Acer platanoides	30/10	25	15
30	¹⁹ Traubenkirsche	Prunus padus	17/8	10	10
31	Vogelkirsche	Prunus avium	25/10	20	15
32	Wildbirne	Pirus pyraeaster	10/5	10	5
33	Winterlinde	Tilia cordata	30/20	25	25
34	¹⁹ Grauweide (Aschweide)	Salix cinerea	5/6	5	6
35	¹⁹ Hasel (¹⁹ bezieht sich auf die Haselnuss)	Corylus avellana	6/4	8	6
36	¹⁹ Holzapfel (Apfelbaum, Wildapfel)	Malus sylvestris	8/6	8	6
37	Korbweide	Salix viminalis	8/4	3+8 ⁵	4
38	¹⁹ Mandelweide	Salix triandra	4-7/3-5	2+7 ⁵	5 ⁷
39	¹⁹ Purpurweide	Salix purpurea	5/3	2+6 ⁵	-
40	¹⁹ Rainweide (Liguster)	Ligustrum vulgare	5/3	5	3
41	¹⁹ Roter Hartriegel	Cornus sanguinea	6/4	6	4
42	Schwarzer Holunder	Sambucus nigra	7/5	7	5
43	¹⁹ Spindelstrauch (Pfaffenhütchen)	Euonymus europaeus	7/3	7	3
44	Weichsekirsche (Sauerkirsche)	Prunus mahaleb	-	6 ⁹⁹	-
45	¹⁹ Weissdorn (eingriffelig)	Crataegus monogyna	7/4,5	7	5
46	¹⁹ Weissdorn (zweigriffelig)	Crataegus oxyacantha	8/5	8	5
47	¹⁹ Faulbaum	Rhamnus frangula	5/3	4 ⁶	-
48	¹⁹ Heckenkirsche	Lonicera xylosteum	4/3	2 ⁶	-
49	¹⁹ Schwarzweide	Salix nigricans	5/4	3+4 ⁵	-
50	¹⁹ Wasser-Schneeball (Gemeiner Schneeball)	Viburnum opulus	4/3	4 ⁹⁹	-

Anhang 4: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Teil 2

Nr.*	Baumdaten Kronenform ¹	Standort ² (A)	Wurzeldaten	
			horiz. ⁴	vert. ⁴
			[m]	[m]
1	breitrund,regelmäßig	H*,E*	10	1,0÷1,4 ³
2	breit,rundlich,hoch angesetzt	S*,E*	12 ÷ 15	0,5 ÷ 1,6
3	breit,unregelmäßig,offen	H*,S*,E*	5 ÷ 14	0,8 ÷ 1,5
4	gleichmäßig spitz, kegelförmig ¹⁵	-	4 ÷ 8 ¹³	< 0,5 ³
5	kugelig,unregelmäßig,locker	H*,E*	19 ¹⁴	1,0÷1,6 ³
6	kegelförmig-rundlich,breit	W*,H* ¹⁷	9 ÷ 30 ¹⁴	2
7	Im Flachland: abgerundet, grobastig, unregelmäßig ¹⁵	-	1÷19 ¹³	> 1,5 ³
8	anfangs schmal kegelförmig, dann breit abgeflachtem ¹⁵	-	-	0,5÷1,6 ³
9	lockere, abgerundete Krone ¹⁵	-	3÷10,5 ¹⁴	1,5 ÷ 2
10	hoch,kegelförmig	W*	9 ÷ 30 ¹⁴	2
11	breit ausladend	H*	9 ÷ 30 ¹⁴	2
12	dicht verzweigt	W*,S*	11÷ 18 ¹⁴	0,5 ÷ 2,5
13	kegelförmig, dicht, geschlossen	E*	11 ¹⁴	flach ¹
14	kegelförmig,breit,locker	H*,S*,E*	2÷17 ¹³	1,0÷1,6 ³
15	breite Krone, geschlossen, regelmäßig ¹⁵	-	2÷17 ¹³	1,0÷1,6 ³
16	anfangs spitz kegelförmig, später säulig abgeflachter Wipfel ¹⁵	-	-	1,0÷1,6 ³
17	kegelförmig,breit,locker	S*	9 ÷ 30 ¹⁴	0,9÷1,5 ³
18	dicht,geschlossen,schief!	W*,S*	11÷ 18 ¹⁴	0,5 ÷ 2,9
19	rund,unregelmäßig,offen	S*	9,5 ¹⁴	flach ¹³
20	kugelig,rund	H*,E*	12 ¹⁴	-
21	schmal,hoch angesetzt	H*,S*	19 ¹⁴	-
22	breit,rundlich,locker	W*,E*	10	1,5
23	kegel,breit,unregelmäßig	H*,E*	max.17 ¹⁴	0,8÷1,2 ³
24	breitkronig ¹⁷	H* ⁶	15 ¹⁴	-
25	auslandende Krone im freien Gelände	H* ⁶	0,6÷5,7 ¹³	0,6÷1,6 ³
26	länglich,locker	W*	-	-
27	ovale Krone mit spitzwinklig ansteigenden Ästen ¹⁵	-	8,5 ÷ 9	0,5 ÷ 0,9
28	breitrund,locker	H*,S*,W* ¹⁷	-	1,5÷1,8 ³
29	rund,regelmäßig,dicht	H*,E*	10	1,0÷1,4 ³
30	säulen-,kegelförmig	H*,S*,E*	7,5 ¹⁴	-
31	kugelig,locker,hochgesetzt	H*,S*,E	7,5 ¹⁴	-
32	kegelförmig,breit ausladend	H*	8 ¹⁴	-
33	unregelmäßig,dicht verzweigt	H*,E*	11 ¹⁴	0,7÷1,4 ¹³
34	kugeliger,dichter Strauch	S*, W* ¹⁷	-	-
35	hoher,breiter Strauch	H*,S*,E*,W* ¹⁷	-	-
36	dicht,stark beaset	H*	4 ÷ 8	1 ÷ 1,5
37	schmal	W*	-	-
38	breit ausladend,mehrstämmig	W* ¹⁷	-	flach ¹
39	dickbuschig	W*	-	-
40	breit,buschig,dichter Strauch	H*	-	-
41	hoher Strauch	H*,E*, W* ¹⁷	-	-
42	breit ausladend,dicht	H*,S*	-	-
43	breit aufrecht, dicht	H*,S*,E*,W* ¹⁷	-	-
44	kurzstämmig und rundkronig ¹⁵	-	7,5 ¹⁴	-
45	formlos,locker	H*,E*,W* ¹⁷	8,7 ¹⁴	tief ¹
46	formlos,locker	H*,S*,E*	8,7 ¹⁴	tief ¹
47	breit,locker	H*,S*	-	-
48	buschig,verzweigt	H*,E*	-	-
49	strauchartig ⁹⁹	W*,S*	-	-
50	dicht,ausladend	H*,E*	-	-

* Bezeichnungen siehe Anhang 3 (S. 351)

Anhang 5: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Teil 3

Nr.*	Wurzeldaten	Eigenschaften
	Wurzelsysteme ³	Reaktion bei Übersättigung
1	Herz-Senkerwurzel, starke Hauptseitenwurzeln und dünne Senkerwurzeln ¹⁶	unempfindlich ¹⁴
2	Pfahlwurzel, Pfahl-Herzewurzelsystem ¹⁶	Adentivwurzelbildung ⁹
3	Senkerwurzel, Pahl-Tiefwurzler ¹⁰ , auch Herzwurzler ¹ , hohe Reichweite ¹⁶	Adentivwurzelbildung ⁹
4	Flachwurzel ¹⁰	empfindlich ¹⁴
5	Pfahlwurzel, Tiefwurzler ¹	Adentivwurzelbildung ⁹ , empfindlich ¹⁴
6	Herzwurzel	unempfindlich ⁹⁹
7	Herz-Pfahlwurzel ¹⁰ , Tiefwurzler ¹⁵	unempfindlich ¹⁸
8	Herzwurzel, Tiefwurzler ¹⁵	-
9	Senkerwurzel, Herzwurzel ¹⁰ , intensive Wurzelbildung ¹⁵	-
10	Flachwurzler ⁷	unempfindlich ⁹⁹
11	Flachwurzler ⁸ , hohe Vertikalausdehnung ¹⁶	unempfindlich ¹⁴
12	Herzwurzel, oberflächennah intensiv wurzelnd ¹⁶	unempfindlich ¹⁴
13	Herzwurzel ⁷ , Herzwurzel ⁹⁹	-
14	Pfahlwurzel, ab 30 bis 50 Jahre Herzwurzelsystem ¹	empfindlich ¹⁴
15	Pfahlwurzel, ab 30 bis 50 Jahre Tiefwurzler ¹⁵	-
16	Pfahlwurzel, Tiefwurzler ¹⁵	-
17	Senkerwurzel, Tiefwurzler ¹	unempfindlich ⁹⁹
18	Herzwurzel, Flachwurzler ¹	unempfindlich ⁹⁹
19	Senkerwurzel, Tiefwurzler ¹	empfindlich ¹⁴
20	Flach-Intensivwurzel ⁷ , geringe Stärke von Wurzelsträngen ¹⁶	-
21	Tief- / Flachwurzel ⁸	-
22	Herzwurzel, Flachwurzler ¹⁷	unempfindlich ¹⁸
23	Herzwurzel, intensiv ¹⁷	-
24	Herzwurzel, Flachwurzler ¹⁰	empfindlich ¹⁴
25	Herzwurzel, Intensivwurzler mit teilweise tellerförmigen Ausprägung ¹⁶	unverträglich ¹⁴
26	mittl. Wurzelsyst. ⁷	unempfindlich ⁹⁹
27	Herzwurzel, Tiefwurzler ¹⁵ , Herz-Senker-Wurzelsystem ¹⁶	unverträglich ¹⁴
28	Herzwurzel, Tiefwurzler ¹ , keine Hauptseiten- und wenige Starkwurzeln ¹⁶	-
29	flache Herzwurzel ¹⁷	Adentivwurzelbildung ⁹
30	Flachwurzler ¹⁵ , Intensivwurzler ¹⁶	empfindlich ¹⁴
31	Intensivwurzel ⁷ , Flachwurzler ¹⁵ , Wurzelteller ¹⁶	empfindlich ¹⁴
32	mittl. Wurzelsyst. ⁷ , Tiefwurzler ¹⁵	-
33	Herzwurzel, Intensivwurzler ¹⁶	-
34	Herzwurzel, stark verzweigt ¹	unempfindlich ⁹⁹
35	Herzwurzel, stocknah tiefgehend ¹⁶	unempfindlich ¹⁸ , Adentivwurzelbildung ⁹⁹
36	Herzwurzel, flach wurzelnd ¹⁵	empfindlich ¹⁴
37	Flachwurzel ⁷	unempfindlich ⁹⁹
38	Herzwurzel, flach ausgebreitet ¹	unempfindlich ¹⁸
39	Flachwurzel ⁷ , Herzwurzel ¹⁷ , ohne Staunässe tiefenstrebend ¹⁶	unempfindlich, Adentivwurzelbildung ⁹⁹
40	Intensivwurzel ⁷ , oberflächennah ¹	-
41	Flachwurzel ¹ , Herzwurzler ¹⁰	-
42	Flachwurzel ⁷	-
43	flache Wurzel ⁷ , Intensivwurzler mit vielen Feinwurzeln ¹⁶	-
44	Flachwurzler ¹⁵	empfindlich ¹⁴
45	Intensivwurzel ⁷ , Tiefe weitverzweigte Wurzeln ¹⁶	empfindlich ¹⁴
46	Intensivwurzel ⁷ , Tiefe weitverzweigte Wurzeln ⁹⁹	-
47	Herzwurzel ¹⁰ , Flachwurzler ¹⁶	-
48	Flachwurzel ⁷ , Herzwurzel ¹⁰	-
49	-	unempfindlich, Adentivwurzelbildung ⁹⁹
50	Flach-Intensivwurzel ⁷	-

* Bezeichnungen siehe Anhang 3 (S. 351)

Anhang 6: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Teil 4

Eigenschaften	
Nr.*	Reaktion bei Überflutung und Staunässe ⁷
1	empfindlich, benötigt Wasserschwankungen ¹
2	mäßig empfindlich ¹⁴
3	weniger empfindlich ¹ , mäßig empfindlich ¹⁴
4	sehr empfindlich ⁹
5	unempfindlich ¹
6	weniger empfindlich ¹⁵
7	sehr empfindlich ⁹
8	empfindlich gegenüber Staunässe ⁹
9	empfindlich gegenüber Staunässe ¹⁴
10	weniger empfindlich ⁹
11	weniger empfindlich ⁹
12	unempfindlich ⁹
13	empfindlich gegenüber Staunässe ¹⁴
14	unempfindlich ⁶ , empfindlich gegenüber GW-Senkung ¹⁶ , weniger empfindlich ¹⁴
15	sehr empfindlich ⁹
16	weniger empfindlich gegenüber Staunässe ⁹⁹
17	weniger empfindlich ⁹
18	weniger empfindlich ¹ , unempfindlich ¹⁴
19	empfindlich ¹
20	empfindlich bei Staunässe ⁶
21	unempfindlich ⁹
22	weniger empfindlich ¹
23	unempfindlich gegenüber Staunässe ⁶
24	-
25	empfindlich ⁶
26	unempfindlich ¹
27	unempfindlich ⁹
28	unempfindlich gegenüber Staunässe, empfindlich gegenüber Überflutungen ¹
29	empfindlich ¹
30	weniger empfindlich ¹ , empfindlich ¹⁴
31	empfindlich ¹
32	unempfindlich ¹
33	weniger empfindlich ¹
34	weniger empfindlich, verträgt Staunässe ¹
35	empfindlich ¹
36	weniger empfindlich ¹
37	weniger empfindlich ¹
38	unempfindlich ¹
39	unempfindlich ¹
40	empfindlich ¹
41	(un)empfindlich ¹
42	unempfindlich gegenüber Staunässe ⁶ , empfindlich gegenüber Überflutungen ¹
43	unempfindlich ¹
44	empfindlich gegenüber Staunässe ⁹⁹
45	weniger empfindlich ¹
46	empfindlich ¹
47	unempfindlich gegenüber Staunässe ⁶
48	empfindlich gegenüber Staunässe ⁹⁹
49	weniger empfindlich, benötigt Wasserschwankungen ¹
50	weniger empfindlich ¹

* Bezeichnungen siehe Anhang 3 (S. 351)

Anhang 7: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Teil 5

Eigenschaften	
Nr.*	Bevorzugte Böden ⁷
1	nährstoff-/basenreiche, tiefgründige Böden
2	lockere, feuchte, nährstoff-,basenreiche, humose Stein-/Lehmböden
3	nährstoffreiche, sickerfrische Böden
4	frische bis feuchte, lockere Lehmböden ¹⁵
5	sommerwarme Lehm-/Sandböden
6	Flussniederungen, standorttolerant ¹⁵
7	tiefgründige Lehm-/Steinböden, nährstoff- und basenarme Sande, Moor- oder Rohböden ¹⁵
8	geringe Nährstoffansprüche, gedeiht auf Urgestein und Kalkböden ¹⁵
9	nährstoffreiche Lehmböden sowie trockene, arme Sandböden ¹⁵ , lockere Böden ⁹⁹
10	feuchte, nährstoff- und basenreiche Sand-/Lehmböden
11	offene, lockere, sandige Böden (feuchtefrische Standorte)
12	wechselfeuchte, kalk- und nährstoffreiche Aueböden; tonige Böden
13	frische, basen- und nährstoffreiche Böden
14	frische-grundfeuchte, nährstoffarme/-reiche Böden
15	frische, lockere, lehmige Böden ¹⁵
16	auf allen Gesteinen ¹⁵
17	lockere, lichte und nährstoffreiche Standorte
18	sickernasse und feuchte Schwemmböden und basenarme Roh-Aueböden
19	auf nährstoffärmeren Lehm-/Sand-/Steinböden
20	trocken bis frische, nährstoff-/basenreiche Böden
21	sickerfeuchte, zum Teil überflutete, nährstoff-/basenreiche Lehm-/Tonböden, Aueböden ¹⁷
22	kiesig-sandige Lockerböden, Kalkschotter ¹⁷
23	nährstoffarme Böden ¹⁷
24	hohe Bödenansprüche
25	lockere nährstoff- und kalkhaltige sowie kalkarme, saure Böden ¹⁵ , auch auf felsigem Untergrund ¹⁶
26	basenarme Böden
27	feuchte oder trockene, nährstoffarme, saure Böden, häufig Sand ¹⁵
28	sickerfeuchte, nasse und schwachsaure Böden
29	frisch-feuchte, nährstoff-/basenreiche Böden, alle Böden ¹⁷
30	tiefgründige, nährstoffreiche, feucht-nasse Böden
31	nährstoffreiche, tiefgründige, kalkreiche, frische Böden
32	nährstoff-, basenreiche, meist kalkhaltige Böden ¹⁵
33	frische bis mäßig trockene, tiefgründige Böden
34	feucht-nasse, kalkfreie Böden (v.a. Quellsümpfe und Moore)
35	nährstoff-,kalkhaltige aber auch neutrale Böden
36	nährstoff- und basenreiche Böden ¹⁵
37	wechselfeuchte bis nasse, nährstoff-/basenreiche Lehm-/Sandböden (Rohböden); nicht auf sauren Böden ⁹⁹
38	kalk-,nährstoff- und schlickreiche Aueböden, Iesbänge und Kiesgruben ¹⁷
39	feucht-nasse Schwemmböden, Sand- und Kiesböden, Kalkböden ¹⁷
40	mäßig trockene, nahrhafte und kalkhaltige Böden
41	lockere, mäßig trockene und kalkhaltige Böden
42	stickstoffreiche Böden
43	frisch-feuchte, nährstoff- und kalkhaltige Böden
44	nährstoffreiche, kalkhaltige Lehmböden ¹⁵
45	lehmige, kalkhaltige Böden
46	lehmige, kalkhaltige Böden
47	frisch bis feuchte, nährstoffarme, kalkfreie Böden
48	kalkhaltige Böden, humose, trockene Böden ⁹⁹
49	frische, staunasse, nährstoff- und kalkreiche Sand-, Lehm- und Tonböden, Kiesböden ¹⁷
50	feucht-frische, humus- und kalkhaltige Böden

* Bezeichnungen siehe Anhang 3 (S. 351)

Anhang 8: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Teil 6

Eigenschaften	
Nr.*	Sonstige Eigenschaften
1	Stockausschlag, schnellwüchsig ⁶ , bodenfestigend ⁸
2	Stockausschlag ²
3	Stockausschlag ²
4	Halbschattenbaumart ¹⁵
5	Stockausschlag
6	Stockausschlag ⁸ , verursacht starke Schäden ¹⁴ , schlank- und schnellwüchsig ¹⁷
7	Wurzelbrut, Stockausschlag ² , verursacht starke Schäden ¹⁴
8	Lichtbaumart ¹⁵
9	verursacht starke Schäden ¹⁴ , Wurzelbrut, Lichtbaumart, schnellwüchsig und bodenfestigend ¹⁵
10	Stockausschlag ⁸ , verursacht starke Schäden ¹⁴
11	Stockausschlag ⁸ , verursacht starke Schäden ¹⁴
12	Stockausschlag, verursacht starke Schäden ¹⁴
13	-
14	Stockausschlag, geringe Wasseransprüche, verursacht Schäden ¹⁴
15	Halblichtbaumart ¹⁵
16	Schattenbaumart ¹⁵
17	Wurzelbrut, Stockausschlag ⁸ , bodenfestigend ⁸
18	Sturmempfindlich, brüchiges Holz ⁵ , mehrstämmig ¹ , Stockausschlag ² , bodenfestigend ⁵
19	mehrstämmig ¹ , Stockausschlag ²
20	Stockausschlag ² , bodenfestigend ⁷ , halbschattenverträglich ¹⁷
21	Wurzelbrut, Stockausschlag ² , verursacht Schäden ¹⁴ , halbschattenverträglich ¹⁷
22	Stockausschlag ⁶ , Wurzelbrut!, bodenfestigend ⁸
23	Stockausschlag ² , schnittverträglich ² , halbschattenverträglich ¹⁷
24	Bruchgefahr der Äste ⁶ , schnellwüchsig ¹⁷
25	sturmgefährdet (kleine Wurzeln) ¹³ , verursacht Schäden ¹⁴ , Schattenbaumart ¹⁵ , Stockausschlag ¹⁶
26	-
27	verursacht starke Schäden ¹⁴ , bodenfestigend ⁸ , anpassungsfähig ¹⁶
28	Stockausschlag ² , schlankwüchsig ⁶ , bodenfestigend ⁸
29	geringe Feuchtigkeitsansprüche, schnellwüchsig ⁶
30	mehrstämmig ¹ , Halbschattenbaumart, Sprossenbildung ¹⁵
31	Licht- bis Halbschattenbaumart ¹⁵
32	Licht- bis Halbschattenbaumart ¹⁵
33	bodenfestigend ⁸
34	sehr schnellwüchsig ⁶ , Stockausschlag ²
35	Stockausschlag ² , geringe Wasseransprüche ⁶ , bodenfestigend ⁸
36	Wurzelbrut, Stockausschlag
37	sehr anspruchsvoll, wildverbissgefährdet ⁵ , Stockausschlag ²
38	Stockausschlag, bodenfestigend ⁸
39	trockenresistent, größte ökologische Amplitude, anpassungsfähig ⁵ , Stockausschlag, bodenfestigend ⁸
40	schnittverträglich ⁶ , Stockausschlag, Wurzelausläufer ¹⁶
41	Stockausschlag, schnellwüchsig ⁶ , Wurzelbrut ⁸ , bodenfestigend ⁸
42	Stockausschlag ² , schnellwüchsig ¹⁷
43	Stockausschlag ⁶
44	Licht- bis Halbschattenbaumart ¹⁵
45	sehr anpassungsfähig, anspruchslos ¹ , Stockausschlag ⁸
46	sehr anpassungsfähig, anspruchslos ¹ , schnittverträglich ²
47	Wurzelbrut ² , Stockausschlag ⁶ , schattenverträglich ¹⁷
48	schnellwüchsig ⁶ , Halbschatten- bis Schattenbaumart ⁹⁹
49	schattenverträglich ¹ , Stockausschlag ²
50	Stockausschlag ² , hohe Wasseransprüche ⁶

* Bezeichnungen siehe Anhang 3 (S. 351)

Anhang 9: Eigenschaften einiger wichtiger Gehölzarten – Literatur und Legende zu den Teilen 1 bis 6

Literatur

- ¹ LfU BW (1994)
- ² DVWK 244/1997
- ³ Köstler et al. (1968)
- ⁴ LfW BY (1990)
- ⁵ Hiller (1985)
- ⁶ Tobias (2003)
- ⁷ Patt (1998)
- ⁸ DIN 19657/1973
- ⁹ Sinn (2004)
- ¹⁰ Wessolly u. Erb (1998)
- ¹¹ Mattheck (2002)
- ¹² Bruder (1998)
- ¹³ Polomski u. Kuhn (1998)
- ¹⁴ Balder (1998)
- ¹⁵ Aas u. Riedmiller (1987)
- ¹⁶ Winski (2004)
- ¹⁷ Lange u. Lecher (1989)
- ¹⁸ Begemann u. Schiechtl (1986)
- ¹⁹ infrage kommend nach LfW BY (1984)
- ⁹⁹ Internet

Legende

A Standort

W* = Weichholzaue [Überflutung an 30-150 Tagen im Jahr]

H* = Hartholzaue [Überflutung an bis zu 30 Tagen im Jahr]

S* = Wälder in Auen (regelmäßige, kurze Überschwemmungen)

E* = Wälder an Fließgewässern (ohne bzw. sehr kurze Überschwemmungen)

Anhang 10: Zulässigkeit von Gehölzen auf Deichen unter Berücksichtigung von Sicherungsmaßnahmen und einer Gehölzklassifizierung (vgl. Anhang 11)

Sicherungsmaßnahmen ¹⁾ (8)(10)	Deichquerschnitt ²⁾ (3)	Zulässigkeit von Gehölzen auf Deichen nach GeK GeK: Gefahrenklassen ⁷⁾ (8)										
		Vorland		Wassereilige Böschung		Krone	Landsseitige Böschung		Deichschutzstreifen ¹⁰⁾		Hinterland	
		Zone ⁹⁾ W5	Zone ⁹⁾ W4	Zone ⁹⁾ W3	Zone ⁹⁾ W2	Zone ⁹⁾⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾ W1	Zone ¹⁰⁾⁽¹¹⁾ L1	Zone ⁹⁾⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾ L2	Zone L3	Zone L4	Zone L5	Zone L6
1		GeK 1	GeK 2	GeK 3	-	-	-	-	-	GeK 3	GeK 2	GeK 1
2		GeK 1	GeK 2	GeK 3	-	-	GeK 4	-	-	GeK 3	GeK 2	GeK 1
3		GeK 1	GeK 2	GeK 3	GeK 4	GeK 4	GeK 4	-	GeK 4	GeK 3	GeK 2	GeK 1
4		GeK 1	GeK 2	GeK 2	GeK 3	GeK 4	-	GeK 4	GeK 4	GeK 3	GeK 2	GeK 1

- 1) Ein Eindringen der Wurzeln in den statischen Querschnitt ist zu verhindern, außer wenn andere statische Sicherungselemente die Standsicherheit sicherstellen.
- 2) Deichwege und Fahrbahnen sind von Gehölz freizuhalten. Die Deichkrone und Deichverteidigungswege müssen für den vorgesehenen Verkehr ein ausreichendes Lichtraumprofil haben.
- 3) Beim Vorhandensein einer Oberflächendichtung ist ein Eindringen der Wurzeln in dieselbe auszuschließen.
- 4) Das Eindringen von Wurzeln in den erdstatisch erforderlichen Querschnitt des Deiches oder in einen landseitigen Drän ist ggf. durch eine Wurzelsperre am Deichfuß zu verhindern.
- 5) Außer in diesen Bereichen sind auf und am Deich standsichere, u. U. bestehende Einzelgehölze im Einzelfall bis zu GK 3 zulässig, sofern genug Platz für eine ausreichende Wurzelausbreitung vorhanden ist, aber gleichzeitig die Wurzeln keine Beeinflussung der Standsicherheit bewirken.
- 6) Bei Schardäichen, bei erhöhtem Strömungsangriff und/oder erhöhter Erosionsgefahr durch Wellen ist auf der wasserseitigen Böschung kein Gehölz zulässig.
- 7) Gehölze mit minderer Gefahrenklasse (z. B. GeK 4) sind im Allgemeinen in Zonen höherer Gefahrenklasse (z. B. GeK 1) zulässig.
- 8) Sind aufgrund der Randbedingungen oder aufgrund besonderer Pflege- und Unterhaltungsmaßnahmen z. B. geringere Höhen und/oder geringere Wurzelausbreitungen sicher abschätzbar und/oder ist aufgrund besonderer Sicherungsmaßnahmen eine Beeinträchtigung der Deichsicherheit auszuschließen, können Gehölze einer höheren Gefahrenklasse auch in die nächst niedrigere eingestuft werden.
- 9) Gehölze auf der Wasserseite müssen einer regelmäßiger u. U. nicht seltenen Überflutung standhalten.
- 10) Sind Gehölzbestände am Deich vorhanden, insbesondere innerhalb der Deichschutzstreifen, müssen Sicherungsmaßnahmen, z. B. der Einbau einer Wurzelsperre, durchgeführt werden. Am Deich sollten i. d. R. maximal Gehölze der GeK 3 und auf dem Deich der GeK 4 zugelassen werden (Ausnahme siehe unter Punkt 11).
- 11) In diesen Bereichen können im Einzelfall maximal Gehölze, die der GeK 3 entsprechen, dann zugelassen werden, wenn es sich um Deiche mit niedrigem Schutzgrad und geringem Schadenspotential handelt. Im Hochwasserfall ist keine Deichverteidigung vorgesehen. Gehölze lassen keine Beeinträchtigung der Standsicherheit erwarten und/oder sowohl die Standsicherheit als auch die Deichüberwachung sowie Deichverteidigung sind durch bauliche und/oder betriebliche Maßnahmen sichergestellt.

Anhang 11: Gehölzklassifizierung auf Basis der Höhe von Gehölzen (GeK 1 bis GeK 4, vgl. BAW MSD 2005)

GeK	1	2	3	4
Nr.	Name			
	$H \geq 30$ m	$30 > H \geq 10$ m	$10 > H \geq 5$ m	$5 > H$
	Große Bäume	Normalwüchsige Bäume / Sehr große Sträucher	Kleine Bäume / Große Sträucher	Sehr kleine Bäume / Normalwüchsige Sträucher
1	Alle Hybridpappeln	Alle Strauchweidenarten	Grauweide	Alle Wildrosenarten
2	Bergahorn	Bruchweide	Grünerle	Berberitze
3	Bergulme	Eberesche/Vogelbeere	Hasel	Besenginster
4	Esche	Elsbeerbaum	Holzapfel / Apfelbaum	Brombeere
5	Eßkastanie	Feldahorn	Hundsrose	Faulbaum
6	Fichte	Feldulme	Korbweide	Felsenbirne
7	Flatterulme	Grauerle/Weißeule	Kornelkirsche	Heckenkirsche
8	Graupappel	Hainbuche	Kreuzdorn	Himbeere
9	Kiefer	Holzbirne	Mandelweide	Kratzbeere
10	Lärche	Loorbeerweide	Purpurweide	Kriechweide
11	Robinie	Mehlbeere	Rainweide/ Liguster	Ohrweide
12	Schwarzpappel	Moorbirke	Roter Hartriegel	Schlehdorn
13	Silberpappel	Nordische Eberesche	Schwarzer Holunder	Schwarzweide
14	Silberweide	Reifweide	Spindelstrauch	Wasserschneeball
15	Sommerlinde	Roßkastanie	Weichselkirsche	
16	Stieleiche	Rot- / Weißweide	Weissdorn (eingriff.)	
17	Traubeneiche	Rotbuche	Weissdorn (zweiggriff.)	
18	Weißtanne	Roter Holunder	Wolliger Schneeball	
19	Zitterpappel / Aspe	Sandbirke		
20		Schwarzerle		
21		Speierling		
22		Spitzahorn		
23		Stechpalme		
24		Traubenkirsche		
25		Vogelkirsche		
26		Wildbirne		
27		Winterlinde		

Anhang 12: Eigenschaften ausgewählter Gräser und Kräuter

Nr.	Gras- / Kräutersortenname		Wurzeltiefe ¹ [cm]	Wuchsform ¹	Wurzeln ⁴	Standorte, Böden ^{1,3,4}	Eigenschaften ^{1,3,4}
	deutsch	botanisch					
1	Deutsches Weidelgras ^{1,4} (Gras)	<i>Lolium perenne</i>	bis 20	Horste	Leichte Horstbüchigkeit verhindert ggt. den Rasenschluss	Empfindlich gegen Trockenheit und lange Schneedeckung, stickstoffreiche Böden, Lehme und Tone	schnelle Entwicklung, Samen billig, Probleme bei der Bestandserhaltung, tritt- und schnittfest
2	Einjahrs-Rispengras ^{2,4} (Gras)	<i>Poa annua</i>	flach ²	Horste ²	oberirdische Ausläufer, oberflächennahe Wurzeln, sehr dichtes Geflecht	flach geneigte Böschungen	rasche, hohe Regenerationsfähigkeit
3	Flechtstraußengras ^{1,4} (Gras)	<i>Agrostis stolonifera</i>	tief ²	Stolone	oberirdische Ausläufer, dichtes Durchwurzeln	kühl-feuchte, flach geneigte, lehmige, tonige Böden	bodenverstärkender Erstbesiedler in Überschwemmungsgebieten
4	Gewöhnliches Rispengras ^{1,4}	<i>Poa trivialis</i>	-	Horste	dichter als das Wiesen-Rispengras	stickstoffreiche Standorte, humose Lehme und Tone, sickerfeucht bis nass	Nässezeiger, Erstbesiedler in Flussläufen
5	Glatthafer ⁴ (Gras)	<i>Arrhenatherum elatius</i>	tief ⁴	leichte Horste	sehr kräftiges, tief reichendes Wurzelsystem	steile Böschungen, grobkörniges, sandig bis steinig Material, halbtrockene Standorte	geringe, oberflächige Grasnabdichte, wenig empfindlich gegen abrottelndes Bodenmaterial
6	Hornklee ⁴ (Kraut)	<i>Lotus corniculatus</i>	bis 60 ⁴	Pfahlartig	Pfahlwurzel, Stocktriebe, dicht, kräftigeres Wurzelsystem als Wundklee	für alle warmen Böden geeignet	langsame Entwicklung, keine Düngung und max. eine Mahd notwendig
7	Hundszahn ⁴ (Gras)	<i>Cynodon dactylon</i>	-	Ausläufer ⁴	unterirdische Ausläufer, reich verzweigte tiefreichende Wurzelsysteme, dicht	trockene, steile Böschungen, anspruchslos gegenüber Nährstoffhaushalt	empfindlich gegen Winterkälte und lang andauernde Schneedeckung, schlechter oberirdischer Erosionsschutz
8	Krautgras ⁴ (Gras)	<i>Dactylis glomerata</i>	bis 60 ⁴	Horste ⁴	siehe Glatthafer	grobkörniges Bodenmaterial, siehe Glatthafer	schnelle Entwicklung, Düngung während der ersten Jahre
9	Kriechende Quecke ^{1,4} (Gras)	<i>Agropyron repens</i>	bis 80 - 100	Rhizome	siehe Hundszahn, aber nicht so dicht	dichte Lehme und Tone, humose Böden, siehe Hundszahn, mäßig trocken	winterfest, überschwemmungsresistent
10	Rasen-Schmiege ⁴ (Gras)	<i>Deschampsia caespitosa</i>	bis 90 ⁴	Horst	Tiefreichendes Wurzelsystem	anspruchsvoll gegenüber Nährstoffhaushalt	schnelle Entwicklung
11	Rot-/Rohr-Schwinge ^{1,4} (Gras)	<i>Festuca rubra/arundinacea</i>	50 / sehr tief ⁴	Ausläufer/Horste	dichte Bewurzelung	feuchte, kühle Lagen und trockenere Standorte	entwickelt sich sehr langsam (1 - 2 Jahre), geringe Pflege notwendig
12	Rotes Straußgras ⁴ (Gras)	<i>Agrostis tenuis</i>	-	keine bis kurze Ausläufer	dichte Bewurzelung bei Düngung, reich verzweigte mitteltief reichende Wurzelsysteme	saure Böden, empfindlich gegen Trockenheit	schnellere Entwicklung als Rot-Schwinge
13	Schweden-Klee ⁴ (Kraut)	<i>Trifolium hybridum</i>	bis 100 ⁴ (30 - 50)	-	extensiv, gleichmäßiges, verteiltes Wurzelsystem, wurzelt an trockenen Standorten tiefer, starke Seitenwurzeln	anspruchsvoll, warme trockenere aber auch feuchte Böden	schnelle Entwicklung, winterfest, nicht ausdauernd, billiges Saatgut
14	Weinriese-Trespe ⁴ (Gras)	<i>Bromus inermis</i>	bis 80 ⁴	Ausläufer, hochwüchsig	tiefreichendes, intensives Wurzelsystem	trockenresistent, mäßig geneigte Böschungen, nicht so frostresistent wie Quecke, rolliges Material	hohe Regenerationsfähigkeit, ähnlich wie Hundszahn
15	Weißklee ¹ (Kraut)	<i>Trifolium repens</i>	50 - 70 (>50)	Stolone/Ausläufer	senkrechte Wurzel ausläufer	flach geneigte, nicht zu trockene, dichte Lehme und Tone, stickstoffreiche Böden	verdrängt niedrig wüchsige Untergräser
16	Wiesen-Rispengras ^{1,4} (Gras)	<i>Poa pratensis</i>	bis 65	Rhizome	tief reichendes, kräftiges Wurzelsystem	warme, trockene Standorte, bis zu einem hohen Maß trocken- und winterresistent, lockere humose Lehme	langsame Entwicklung, zur Bestandserhaltung Düngung notwendig
17	Wiesen-Schwinge ^{2,4} (Gras)	<i>Festuca pratensis</i>	tief - sehr tief ²	Horste ²	kräftiges, tief reichendes Wurzelsystem	hohe Bodenfeuchte, lehmig, tonige Böschungen	langsame Jugendentwicklung
18	Wundklee ⁴ (Kraut)	<i>Anthyllis vulneraria</i>	bis 120 ⁴	Pfahlartig	tiefreichende Primärwurzel	(kalk-)steinige, besonnte, warme Böschungen, steinige Rohbödenböschungen	teures Saatgut

Literatur:

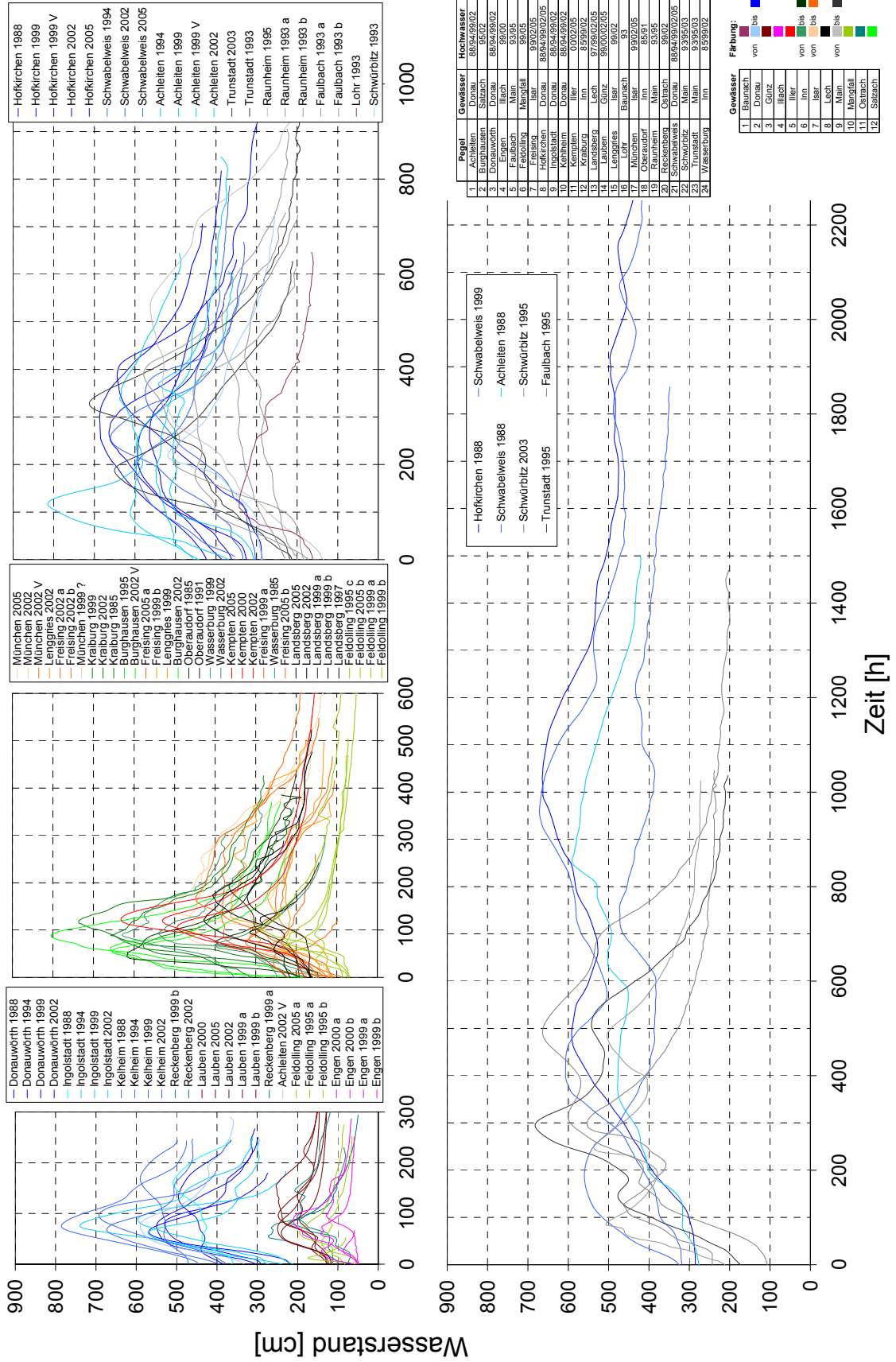
¹ Hiller (1999)² Tobias (1991)³ Patt et. al. (1998)⁴ Lichtenegger (1985)

Anhang 13: Versuchsergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen von an Mangfalldeichen entnommenen Grasnarben

Proben-Nr.	Standort		Böschung	Einbauhöhe [cm]	Einbaudichte [g/cm ³]	k ₁₀ - Wert [m/s]
1	1	Aisinger Wies	wasserseitig	12,0	1,41	1,55E-03
2	1	Aisinger Wies	wasserseitig	13,5	1,52	6,94E-04
3	1	Aisinger Wies	wasserseitig	13,5	1,59	4,18E-05
4	1	Aisinger Wies	landseitig	14,5	1,31	1,75E-03
5	1	Aisinger Wies	landseitig	15,5	1,61	2,62E-04
6	1	Aisinger Wies	landseitig	14,5	1,36	8,80E-04
7	2	Aiblinger Au	wasserseitig	11,5	1,50	4,15E-04
8	2	Aiblinger Au	wasserseitig	7,5	1,63	8,26E-04
9	2	Aiblinger Au	wasserseitig	6,5	1,69	1,79E-04
10	3	Willing	-			
11	3	Willing	wasserseitig	11,5	1,23	2,29E-03
12	3	Willing	wasserseitig	9,0	1,27	1,77E-03
13	3	Willing	landseitig	11,5	1,20	9,02E-04
14	3	Willing	landseitig	7,0	1,44	6,99E-04
15	3	Willing	-			
16	4	Götting	wasserseitig	12,5	1,23	9,21E-04
17	4	Götting	wasserseitig	13,0	1,46	1,37E-04
18	4	Götting	wasserseitig	7,5	1,53	5,17E-04
19	5	Götting	wasserseitig	16,0	1,55	1,97E-04
20	5	Götting	wasserseitig	13,5	1,49	1,21E-04
21	5	Götting	wasserseitig	15,5	1,49	5,98E-04
22	6	Götting	wasserseitig	11,0	1,62	1,70E-04
23	6	Götting	wasserseitig	13,3	1,54	1,76E-04
24	6	Götting	-			
25	7*	Götting	wasserseitig	14,4	1,19	7,59E-04
26	7*	Götting	wasserseitig	14,7	1,30	1,85E-04
27	7*	Götting	wasserseitig	14,2	1,38	1,52E-04
28	7*	Götting	wasserseitig	13,5	1,06	1,47E-04
29	7*	Götting	wasserseitig	12,2	1,31	5,78E-04
30	7*	Götting	-			

* Standort 7 entspricht Standort 5

Anhang 14: Verwendete Wasserstandsganglinien (Anzahl: 94)



Anhang 15: Ganglinienkennwerte der betrachteten 94 Hochwasserereignisse (A)

Gewässer	Donau																	
	Donauwörth				Ingolstadt				Kelheim				Achleiten					
	Jahr	1988	1994	1999	2002	1988	1994	1999	2002	1988	1994	1999	2002	2002a	2002b	1999a	1999b	1994
Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Einzugsgebiet E_0 [km ²]	15092.0				20052.6				23019.2				76660.4					
$H_{\text{Pegel 1}}$ [m+NN]	394.8				360.4				337.1				286.2					
FI-km _{Pegel 1}	2508.1				2458.3				2414.8				2225.3					
Pegel-Bez.	Dillingen				Neuburg				Neustadt				Passau					
$H_{\text{Pegel 2}}$ [m+NN]	415.0				375.5				344.8				286.5					
FI-km _{Pegel 2}	2538.3				2477.5				2431.7				2226.7					
ΔL [km]	30.2				19.2				16.9				1.4					
ΔH [m]	20.2				15.1				7.7				0.2					
Gefälle	6.7E-04				7.9E-04				4.5E-04				1.6E-04					
$F_{G,\text{char}}$ [km ²]	0.48				0.81				0.36				0.24					
HW/MW [-]	3.4				3.3				2.6				2.5					
Ganglinientyp	II	I	I	I	II	III	I	I	II	III	I	I	III	III	I	II	II	II
W_{max} [cm]	495.6	568.9	549.8	530.1	508.7	570.9	739.7	596.4	590.1	673.1	785.7	692.6	590.4	814.9	548.3	637.3	541.8	590.7
T_{Sch} [h]	108.3	40.5	74.5	62.2	82.0	33.6	35.6	42.1	166.0	48.6	52.6	54.4	66.0	64.9	333.3	399.3	308.8	290.2
T_G [h]	210.0	253.3	174.1	132.2	230.2	190.7	185.6	141.5	242.2	241.1	186.4	153.2	222.0	360.8	404.2	603.6	771.6	1207.0
T_G/T_{Sch} [-]	1.9	6.3	2.3	2.1	2.8	5.7	5.2	3.4	1.5	5.0	3.5	2.8	3.4	5.6	1.2	1.5	2.5	4.2
V_{AN} [cm/h]	0.8	5.4	3.3	3.0	0.9	5.3	6.1	4.3	0.7	4.1	4.5	3.3	3.4	3.8	0.6	1.6	1.4	0.4
V_{AB} [cm/h]	-1.2	-1.5	-2.0	-3.6	-1.7	-3.3	-3.4	-5.9	-1.3	-1.5	-2.4	-4.4	-1.7	-1.5	-0.4	-0.5	-0.5	-0.7
$V_{AN,\text{max},1h}$ [cm/h]	2.7	10.2	7.2	6.9	3.9	9.8	10.0	9.2	2.0	6.6	6.3	6.0	6.8	8.6	2.5	2.7	4.1	2.0
$V_{AB,\text{max},1h}$ [cm/h]	-2.1	-4.2	-2.8	-5.5	-3.6	-7.7	-7.0	-10.5	-2.2	-4.8	-4.0	-7.9	-3.5	-5.1	-1.3	-0.9	-2.1	-0.5

Gewässer	Donau										Inn							
	Hofkirchen					Schwabelweis					Kraiburg			Oberaudorf	Wasserburg			
	Jahr	2005	2002	1999a	1999b	1994	1988	1988	1994	1999	2002	2005	1999	2002	1985	1991	2002	1999
Nr.	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
Einzugsgebiet E_0 [km ²]	47609.6					35449.6					12278.1			9714.9	11980.4			
$H_{\text{Pegel 1}}$ [m+NN]	299.6					324.5					371.2			464.0	420.5			
FI-km _{Pegel 1}	2256.9					2376.5					104.0			211.0	158.7			
Pegel-Bez.	Deggendorf					Oberndorf					Wasserburg			Kirchbichl	Rosenheim			
$H_{\text{Pegel 2}}$ [m+NN]	307.0					331.2					420.5			484.3	440.0			
FI-km _{Pegel 2}	2284.4					2397.4					158.7			229.7	184.5			
ΔL [km]	27.5					20.9					54.7			18.7	25.8			
ΔH [m]	7.4					6.7					49.2			20.3	19.6			
Gefälle	2.7E-04					3.2E-04					9.0E-04			1.1E-03	7.6E-04			
$F_{G,\text{char}}$ [km ²]	0.30					0.29					0.73			0.91	0.43			
HW/MW [-]	2.1					2.0					4.8			6.9	3.0			
Ganglinientyp	I	I	I	I	I	IV	I	I	III	I	I	I	I	I	I	I	I	I
W_{max} [cm]	643.8	664.0	564.0	686.9	593.0	664.4	671.3	597.3	560.0	660.1	574.4	657.5	577.2	736.3	401.0	540.0	628.8	401.0
T_{Sch} [h]	154.0	152.5	235.9	235.2	194.7	367.6	743.5	145.9	183.3	96.8	128.8	56.8	41.0	50.1	23.1	50.5	65.4	23.3
T_G [h]	665.5	464.3	540.8	561.4	799.2	2115.1	2412.4	488.4	1599.1	417.0	511.2	220.5	280.3	355.3	172.6	311.0	220.4	164.0
T_G/T_{Sch} [-]	4.3	3.0	2.3	2.4	4.1	5.8	3.2	3.3	8.7	4.3	4.0	3.9	6.8	7.1	7.5	6.2	3.4	7.0
V_{AN} [cm/h]	0.9	1.1	0.6	0.9	1.2	0.4	0.7	1.3	1.2	1.3	0.8	4.0	6.4	4.6	3.3	3.1	3.0	3.7
V_{AB} [cm/h]	-1.0	-1.2	-0.5	-0.8	-0.4	-0.3	-0.2	-0.6	-0.6	-1.6	-1.4	-2.1	-1.5	-1.8	-2.1	-1.1	-1.7	-2.2
$V_{AN,\text{max},1h}$ [cm/h]	2.2	2.4	3.4	1.6	2.9	1.2	1.7	3.1	3.1	2.8	1.8	20.5	24.2	21.0	24.0	27.8	7.7	36.0
$V_{AB,\text{max},1h}$ [cm/h]	-2.4	-2.3	-2.4	-1.5	-1.2	-0.8	-1.3	-1.9	-1.6	-3.2	-3.7	-12.6	-7.8	-15.2	-8.0	-6.3	-6.2	-30.0

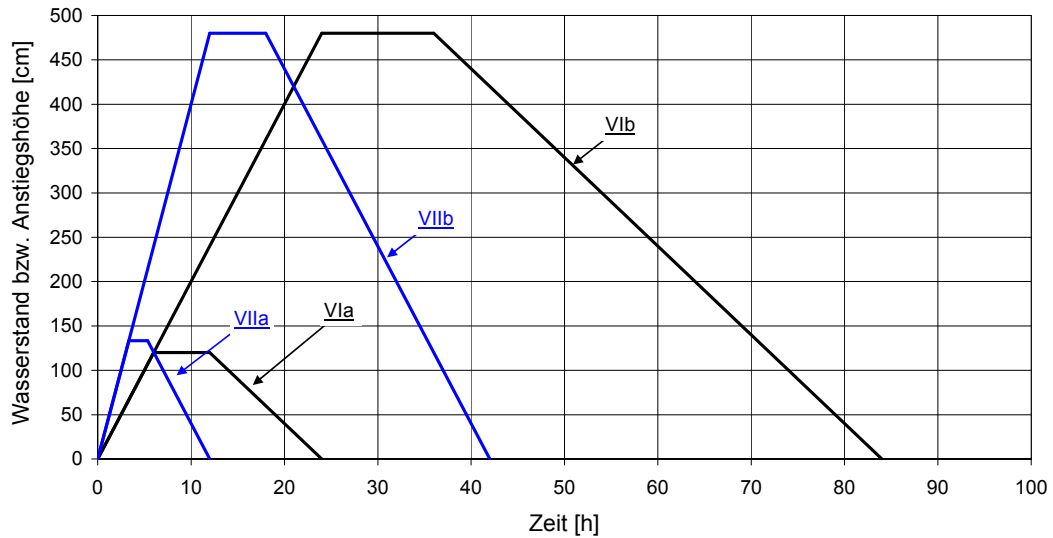
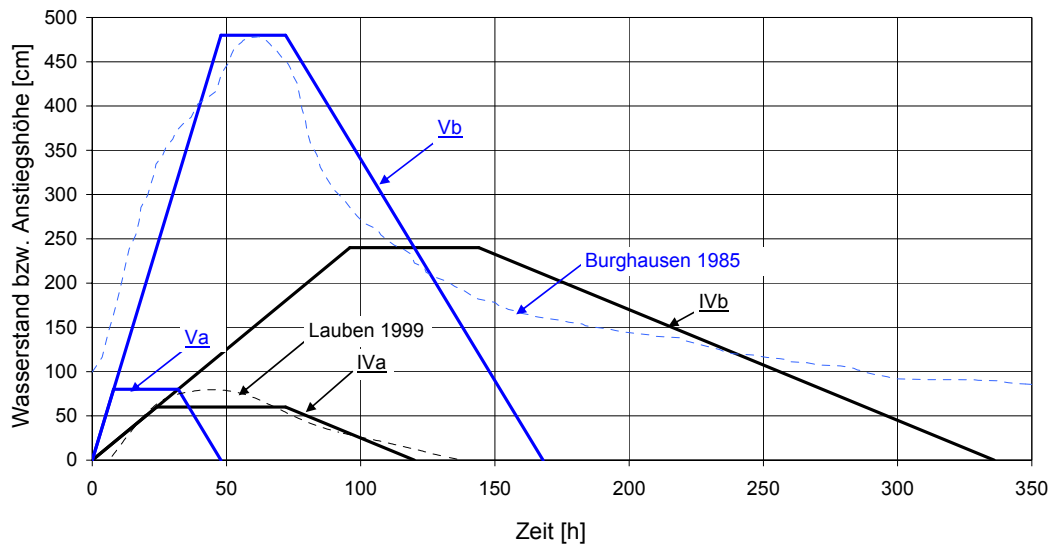
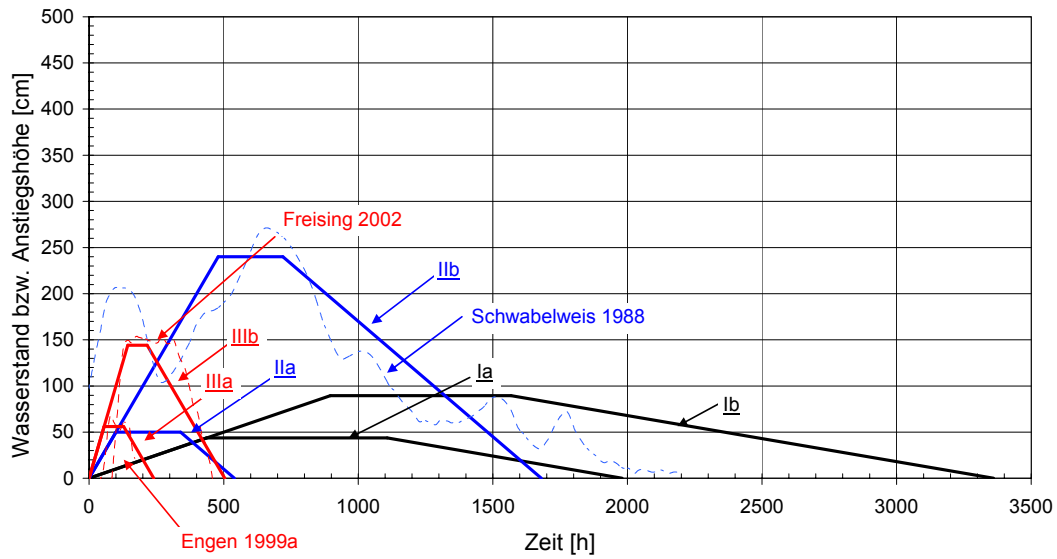
Gewässer	Salzach		Ostrach				Iller			Lech					Isar			
	Burghausen		Reckenberg				Kempten			Landsberg					München			
	Jahr	1995	2002a	2002b	1999a	1999b	2002	2005	2002	2000	2005	2002	1999a	1999b	1997	2005	2002a	2002b
Nr.	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54
Einzugsgebiet E_0 [km ²]	6649.0		126.7				954.6			2286.9					2814.0			
$H_{\text{Pegel 1}}$ [m+NN]	351.6		768.6				656.2			582.3					500.4			
FI-km _{Pegel 1}	11.4		6.0				102.7			85.4					145.9			
Pegel-Bez.	Laufen		Top. Karte				Martinszell			Lechbruck					Baierbrunn			
$H_{\text{Pegel 2}}$ [m+NN]	387.1		-				694.9			721.6					545.1			
FI-km _{Pegel 2}	47.5		-				117.2			146.6					164.4			
ΔL [km]	36.1		1.2				14.5			61.2					18.5			
ΔH [m]	35.4		6.6				38.7			139.3					44.7			
Gefälle	9.8E-04		5.8E-03				2.7E-03			2.3E-03					2.4E-03			
$F_{G,\text{char}}$ [km ²]	0.44		0.12				0.25			0.43					0.74			
HW/MW [-]	4.7		4.6				3.7			2.9					4.8			
Ganglinientyp	I	I	I	IV	I	I	I	I	I	II	I	I	I	III	I	I	I	I
W_{max} [cm]	658.3	654.2	805.4	207.0	272.7	220.7	632.3	529.9	493.5	406.0	320.7	365.9	427.8	314.6	531.7	315.4	465.4	313.2
T_{Sch} [h]	32.9	31.2	42.5	77.5	32.9	12.6	40.2	38.6	41.3	57.4	84.4	66.7	69.1	47.1	39.8	35.7	196.0	63.0
T_G [h]	151.1	163.5	209.4	265.3	120.9	165.1	240.2	216.8	206.3	318.2	311.3	359.3	262.5	163.8	446.4	338.4	429.1	391.9
T_G/T_{Sch} [-]	4.6	5.2	4.9	3.4	3.7	13.1	6.0	5.6	5.0	5.5	3.7	5.4	3.8	3.5	11.2	9.5	2.2	6.2
V_{AN} [cm/h]	6.1	8.4	6.7	0.9	3.2	1.9	3.8	2.6	3.0	1.4	0.9	0.9	1.8	1.6	2.8	2.3	3.6	1.2
V_{AB} [cm/h]	-3.4	-3.5	-3.8	-0.8	-2.1	-1.5	-3.2	-2.5	-2.5	-1.3	-0.9	-0.8	-1.2	-1.8	-1.1	-0.6	-0.7	-0.5
$V_{AN,\text{max},1h}$ [cm/h]	24.1	51.8	24.0	4.9	7.7	7.4	10.7	4.0	8.0	4.9	2.7	3.2	4.4	4.3	10.7	4.3	8.6	3.6
$V_{AB,\text{max},1h}$ [cm/h]	-20.8	-27.8	-11.2	-1.9	-6.0	-5.3	-6.6	-4.4	-5.1	-2.9	-2.0	-1.8	-2.2	-6.5	-3.3	-2.4	-2.7	-2.4

Anhang 16: Ganglinienkennwerte der betrachteten 94 Hochwasserereignisse (B)

Gewässer	Isar						Baunach		Illach				Mangfall					
	Freising						Lenggries		Lohr		Engen				Feldolling			
Pegel-Bez.																		
Jahr	2005a	2005b	2002a	2002b	1999a	1999b	2002	1999	1993	2000a	2000b	1999a	1999b	2005a	2005b	1999a	1999b	1995a
Nr.	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72
Einzugsgebiet E_O [km ²]	3037.7						1402.7		165.3		31.7				756.1			
$H_{\text{Pegel 1}}$ [m+NN]	439.6						670.8		270.9		767.5				530.6			
Fl-km _{Pegel 1}	113.7						210.9		31.8		6.7				25.0			
Pegel-Bez.	München						Sylvenstein		aus BY 3D		aus Bayern 3D				Valley			
$H_{\text{Pegel 2}}$ [m+NN]	500.4						719.9		-		-				578.4			
Fl-km _{Pegel 2}	145.9						223.9		-		-				35.9			
ΔL [km]	32.2						13.1		3.0		1.5				10.9			
ΔH [m]	60.7						49.1		2.8		9.5				47.8			
Gefälle	1.9E-03						3.8E-03		9.3E-04		6.4E-03				4.4E-03			
$F_{G,\text{char}}$ [km ²]	0.56						0.58		0.01		0.03				0.51			
HW/MW [-]	5.0						3.2		2.4		4.3				5.4			
Ganglinientyp	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	II	III	I	I	I	II	I	I
W_{max} [cm]	235.7	448.0	324.9	383.9	256.0	270.1	261.5	362.0	342.9	87.9	143.3	128.5	211.0	141.0	228.3	154.4	291.9	174.1
T_{sch} [h]	50.1	112.0	37.8	242.3	40.7	71.0	22.6	198.3	147.7	18.0	65.6	77.9	35.0	31.8	15.3	81.6	27.3	7.5
T_G [h]	230.1	522.3	352.6	465.3	82.0	328.2	343.7	438.8	427.6	63.6	113.3	159.4	179.6	199.3	262.8	335.1	398.6	49.8
T_G/T_{sch} [-]	4.6	4.7	9.3	1.9	2.0	4.6	15.2	2.2	2.9	3.5	1.7	2.0	5.1	6.3	17.2	4.1	14.6	6.7
v_{AN} [cm/h]	1.7	1.8	3.3	2.0	4.5	0.9	1.8	1.6	1.6	1.5	3.0	0.8	1.8	2.0	2.4	0.9	2.1	9.6
v_{AB} [cm/h]	-0.6	-0.7	-0.7	-0.6	-2.5	-0.8	-0.3	-0.5	-0.5	-0.8	-1.2	-1.0	-1.3	-0.4	-0.6	-0.3	-0.6	-2.6
$v_{AN,\text{max},1h}$ [cm/h]	3.7	3.7	7.4	4.2	13.3	2.7	6.3	5.9	8.9	2.3	6.5	3.2	5.4	7.4	10.0	4.8	6.6	15.9
$v_{AB,\text{max},1h}$ [cm/h]	-1.6	-2.3	-3.0	-2.2	-8.3	-3.0	-3.1	-3.2	-5.5	-1.3	-2.8	-2.7	-5.4	-6.7	-3.5	-1.4	-2.8	-7.1

Gewässer	Günz					Raunheim			Faulbach			Main			Schwürlitz		
	Lauben											Trunstadt					
Pegel-Bez.																	
Jahr	2005	2002	2000	1999a	1999b	1995	1993a	1993b	1995	1993a	1993b	2003	1995	1993	2003	1995	1993
Nr.	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94
Einzugsgebiet E_O [km ²]	313.7					27142.0			20703.2			11985.0			2420.68		
$H_{\text{Pegel 1}}$ [m+NN]	572.0					82.9			128.3			223.4			263.5		
Fl-km _{Pegel 1}	54.2					12.2			146.6			378.4			438.3		
Pegel-Bez.	aus Bayern 3D					Frankfurt a. M.			Wertheim			Kemmern			Mainleus		
$H_{\text{Pegel 2}}$ [m+NN]	-					90.6			132.9			230.2			284.6		
Fl-km _{Pegel 2}	-					37.6			157.0			390.9			461.1		
ΔL [km]	1.0					25.4			10.3			12.5			22.8		
ΔH [m]	2.0					7.7			4.6			6.8			21.1		
Gefälle	2.0E-03					3.0E-04			4.4E-04			5.5E-04			9.2E-04		
$F_{G,\text{char}}$ [km ²]	0.04					0.28			0.41			0.30			0.11		
HW/MW [-]	2.2					3.9			4.4			3.9			2.6		
Ganglinientyp	I	II	I	IV	I	I	I	I	II	I	I	I	IV	I	II	IV	IV
W_{max} [cm]	248.0	253.5	240.6	200.9	249.6	562.0	456.5	329.1	663.8	578.3	385.6	712.4	682.0	650.4	553.0	537.8	518.9
T_{sch} [h]	44.3	99.2	40.0	158.8	50.9	316.4	270.1	189.3	269.8	134.7	226.5	68.6	77.7	76.0	64.1	427.7	63.7
T_G [h]	212.6	297.9	171.6	276.1	224.1	917.5	549.2	660.8	1236.3	636.1	713.2	549.9	741.5	442.9	551.1	891.8	475.3
T_G/T_{sch} [-]	4.8	3.0	4.3	1.7	4.4	2.9	2.0	3.5	4.6	4.7	3.1	8.0	9.5	5.8	8.6	2.1	7.5
v_{AN} [cm/h]	1.4	0.8	2.0	0.8	1.7	0.8	0.8	0.3	1.6	1.5	0.3	1.5	1.7	2.3	1.0	3.5	1.1
v_{AB} [cm/h]	-0.9	-0.7	-0.9	-0.4	-0.6	-0.9	-1.2	-0.4	-0.6	-1.3	-0.6	-1.8	-0.9	-1.4	-1.0	-0.4	-0.7
$v_{AN,\text{max},1h}$ [cm/h]	3.2	3.7	4.1	1.7	4.0	2.5	8.3	7.3	3.4	3.6	1.1	3.9	4.1	5.7	9.6	12.8	4.5
$v_{AB,\text{max},1h}$ [cm/h]	-1.6	-1.5	-2.1	-1.3	-1.5	-2.1	-2.4	-0.9	-2.4	-2.5	-1.9	-2.8	-2.8	-2.8	-2.4	-2.4	-1.6

Anhang 17: Abgeschätzte Ganglinien („Einzelwellen“) mit ausgewählten realen Ganglinien zum Vergleich



Anhang 18: Ganglinienparameter der Vorwellenereignisse & Nachwellenereignisse

Auswertungstabelle: Vorwellenereignisse

Pegel-Bez.	Lauben			Engen			Burgh.	Achleiten		Hofkir.
Jahr	1999	2002	2005	1997	1999	2000	2002	1999	2002	1999
Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
W_A [cm]	121.7	127.6	113.3	49.5	47.5	49.5	162.0	422.5	314.9	382.4
W_{max} [cm]	251.1	259.6	254.7	137.0	210.9	142.0	810.0	638.1	816.5	687.0
$W_{Vor,max}$ [cm]	202.8	169.8	137.3	131.6	128.3	87.4	655.0	547.9	590.4	564.0
$W_{Vor,min}$ [cm]	128.1	144.6	115.0	48.9	51.7	55.6	210.0	450.5	358.8	418.0
$X_{H,AN,Vor}$ [-]	0.63	0.32	0.17	0.94	0.49	0.41	0.76	0.58	0.55	0.60
$X_{H,AB,Vor}$ [-]	0.58	0.19	0.16	0.95	0.47	0.34	0.69	0.45	0.46	0.48
$X_{H,AN,Vor}/X_{H,AB,Vor}$ [-]	0.92	0.60	0.93	1.01	0.95	0.84	0.90	0.78	0.84	0.80
$T_{Sch,Haupt}$ [h]	51.8	96.1	39.3	24.7	35.1	66.3	40.2	402.4	64.5	234.9
$T_{Sch,Vor}$ [h]	88.1	15.9	24.4	35.4	68.6	12.4	13.9	176.5	29.9	78.6
$X_{H,Vor}$ [-]	1.70	0.17	0.62	1.44	1.95	0.19	0.35	0.44	0.46	0.33

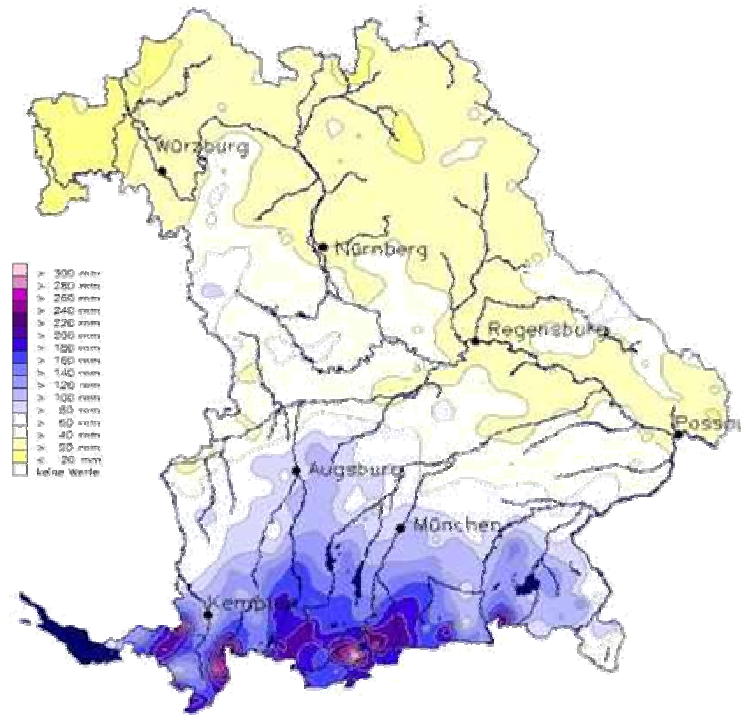
Pegel-Bez.	Lenggries		Freising			Landsb.	Feldolling			Schwürb.
Jahr	1999	2002	1999	2002	2005	1999	1995	1999	2005	2003
Nr.	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
W_A [cm]	161.6	130.0	106.8	83.0	109.4	188.4	50.7	74.0	55.4	243.1
W_{max} [cm]	363.0	266.7	384.3	328.8	449.3	433.7	223.5	290.8	227.3	552.7
$W_{Vor,max}$ [cm]	259.2	207.8	272.0	200.0	235.7	373.2	194.7	154.1	140.8	461.1
$W_{Vor,min}$ [cm]	159.0	141.0	120.5	85.0	145.9	199.7	85.6	72.0	64.9	358.4
$X_{H,AN,Vor}$ [-]	0.48	0.57	0.60	0.48	0.37	0.75	0.83	0.37	0.50	0.70
$X_{H,AB,Vor}$ [-]	0.50	0.49	0.55	0.47	0.26	0.71	0.63	0.38	0.44	0.33
$X_{H,AN,Vor}/X_{H,AB,Vor}$ [-]	1.03	0.86	0.92	0.98	0.71	0.94	0.76	1.02	0.89	0.47
$T_{Sch,Haupt}$ [h]	198.3	20.7	242.7	34.7	104.8	60.7	35.6	28.0	15.5	64.2
$T_{Sch,Vor}$ [h]	33.8	12.5	27.9	14.4	36.5	32.2	18.0	19.4	16.2	31.7
$X_{H,Vor}$ [-]	0.17	0.61	0.11	0.41	0.35	0.53	0.51	0.69	1.05	0.49

Auswertungstabelle: Nachwellenereignisse

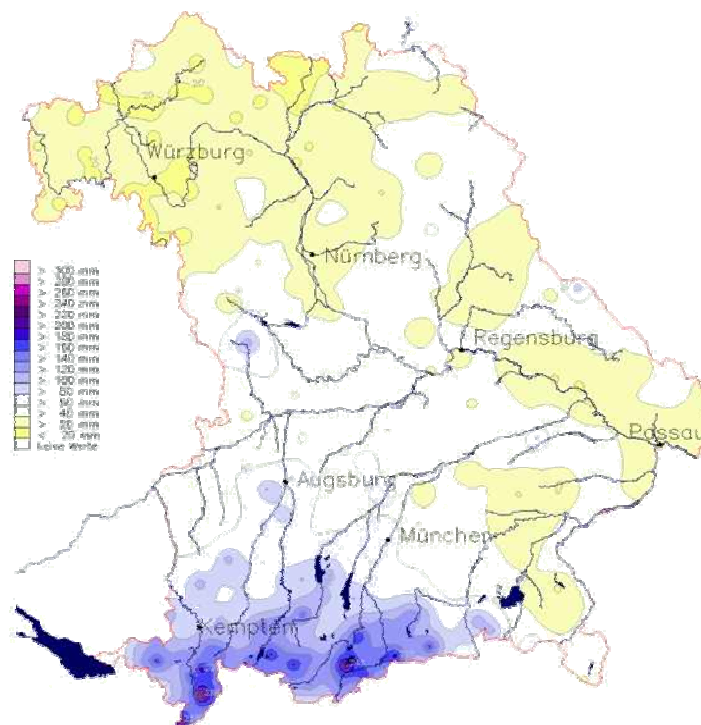
Pegel-Bez.	Raunheim	Faulbach	Landsberg	Schwabelweis
Jahr	1993	1993	1997	1999
Nr.	1	2	3	4
W_A [cm]	181.6	200.7	161.0	317.7
W_{max} [cm]	456.8	579.9	303.5	560.5
$W_{Nach,min}$ [cm]	197.9	226.7	165.7	381.6
$W_{Nach,max}$ [cm]	330.1	386.2	265.8	473.6
$X_{H,AB,Nach}$ [-]	0.43	0.49	0.74	0.64
$X_{H,AN,Nach}$ [-]	0.48	0.42	0.70	0.38
$X_{H,AN,Nach}/X_{H,AB,Nach}$ [-]	1.11	0.86	0.96	0.59
$T_{Sch,Haupt}$ [h]	269.4	130.7	52.5	182.9
$T_{Sch,Nach}$ [h]	124.3	93.4	93.9	493.6
$X_{H,Nach}$ [-]	0.46	0.71	1.79	2.70

Anhang 19: 3-Tage-Niederschlagssummen von Bayern für die Hochwasser 1999 und 2005

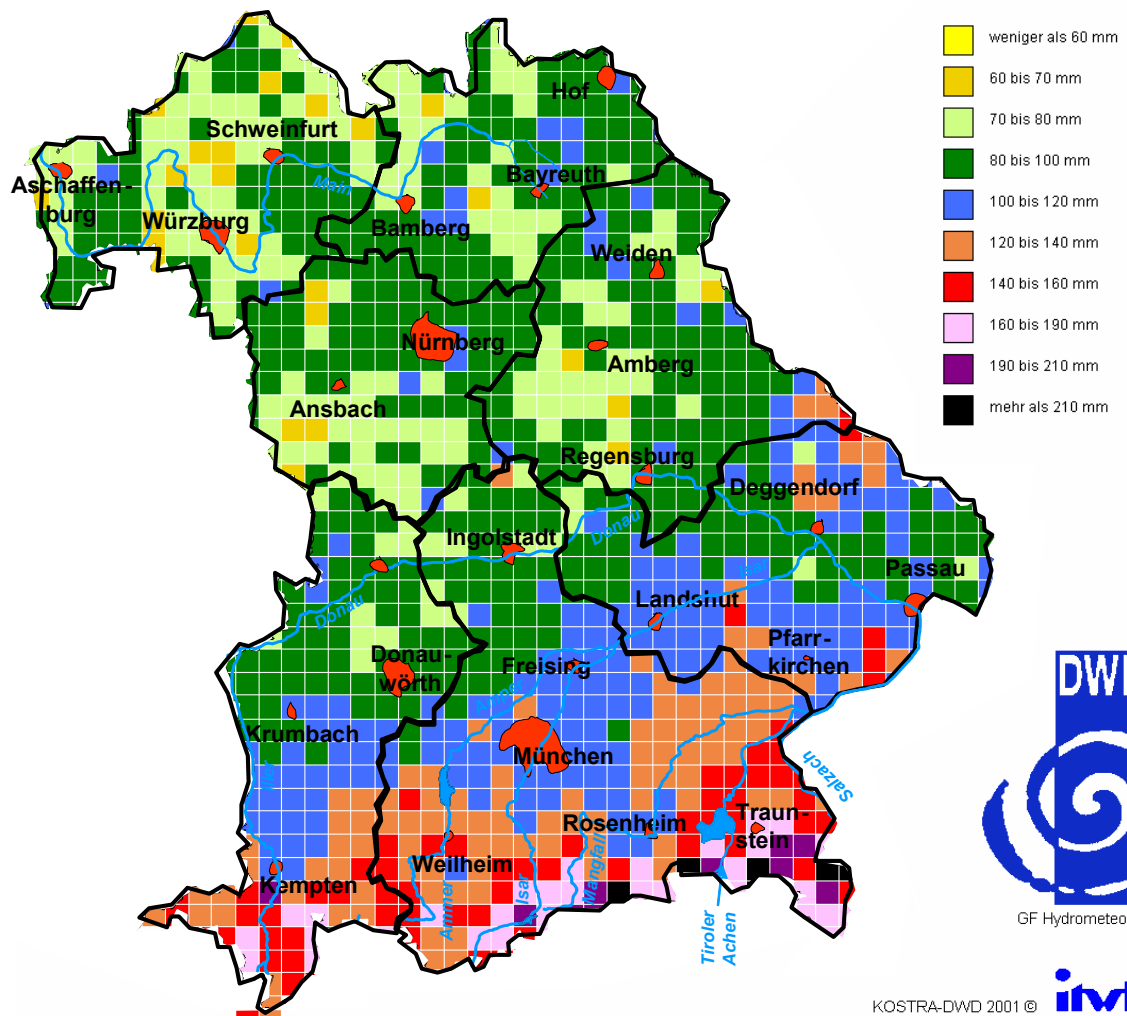
3-Tage-Niederschlagssummen / Hochwasser 1999 (Quelle: LfW BY 2003b)



3-Tage-Niederschlagskarte / Hochwasser 2005 (Quelle: LfW BY 2005)

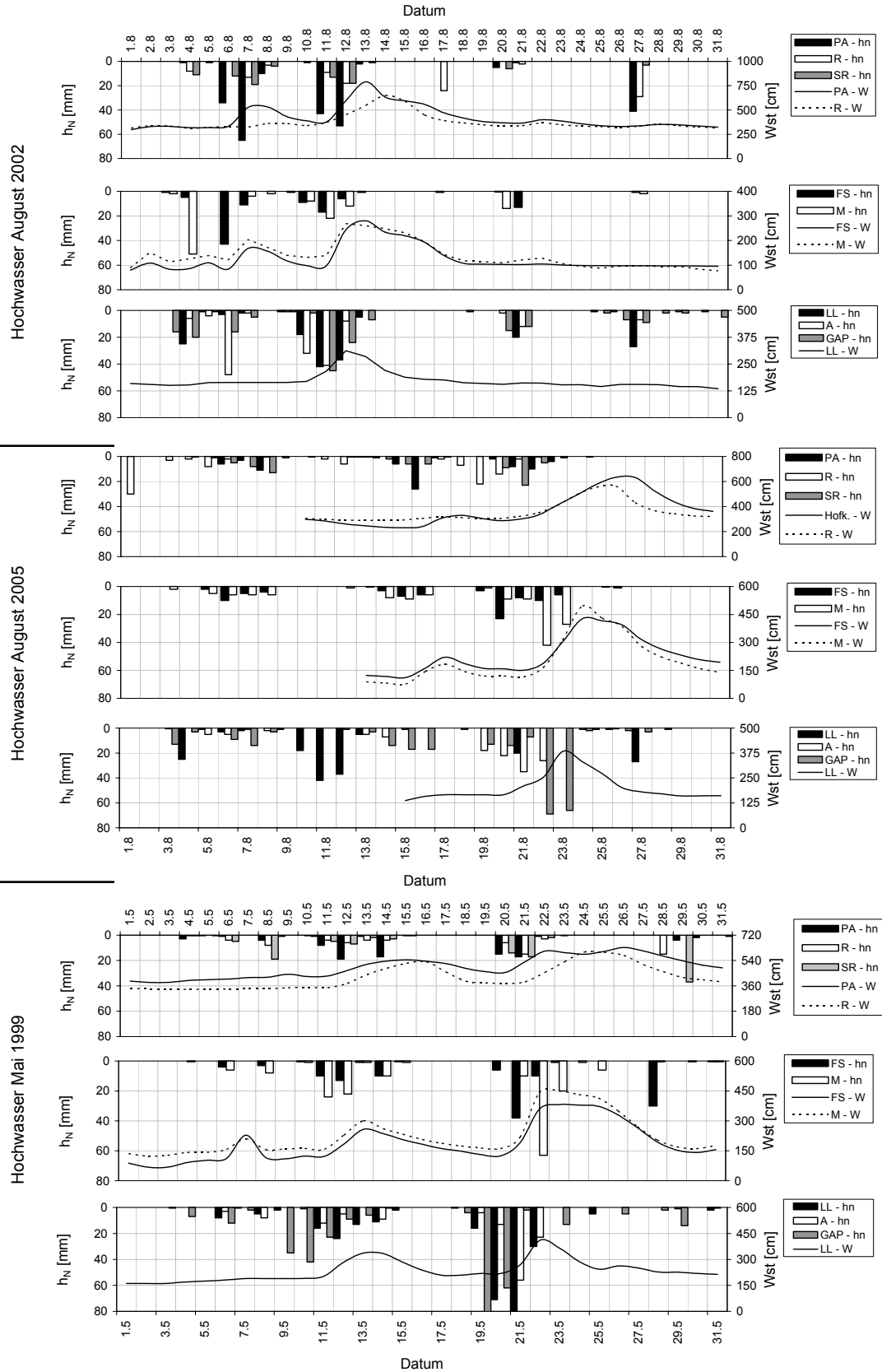


Anhang 20: Regionalisierte Niederschlagskarte für 24h-stündige Niederschläge mit der Jährlichkeit $T = 100$ a aus DWD KOSTRA (1997)



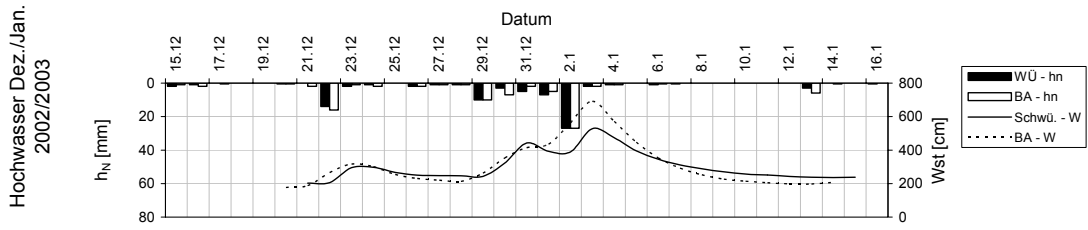
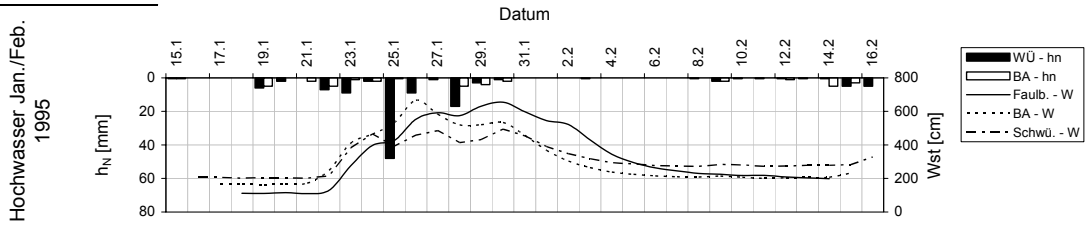
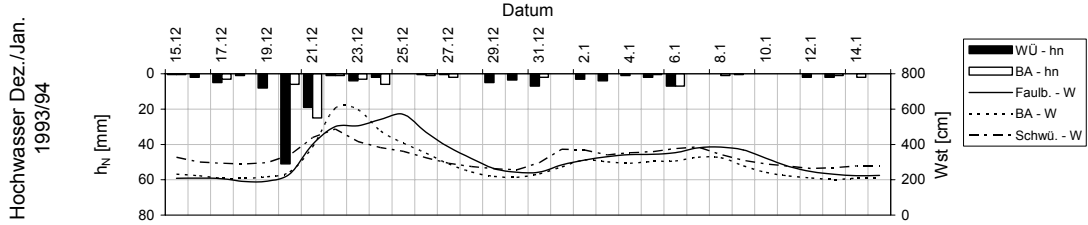
Anhang 21: Niederschläge und Abflüsse ausgewählter HW-Ereignisse (A)

HW 1999, 2002 und 2005 an Isar, Lech und Donau

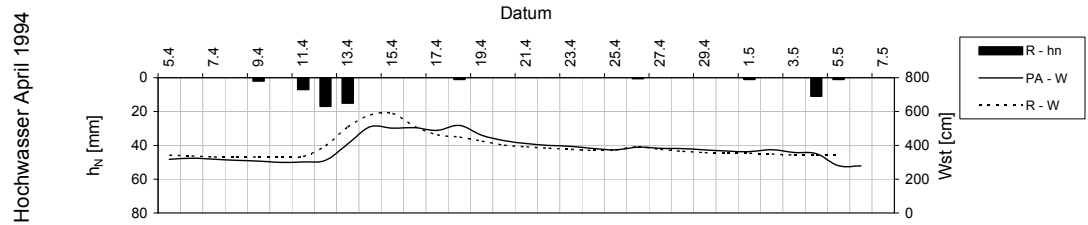
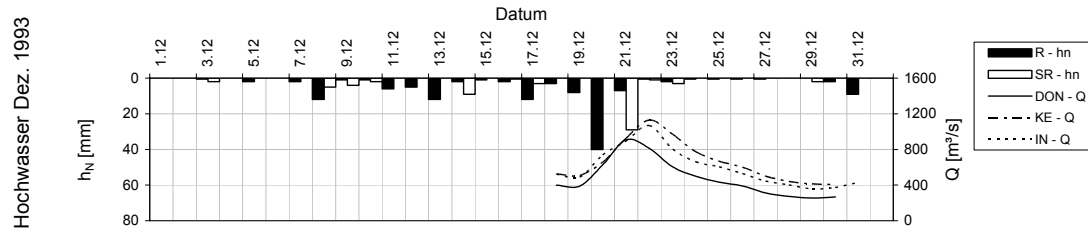


Anhang 22: Niederschläge und Abflüsse ausgewählter HW-Ereignisse (B)

HW 1993, 1995 und 2003 am Main



HW 1993 und 1994 an der Donau



Anhang 23: Übersicht möglicher Lastfälle bei Hochwasserschutzdeichen an Fließgewässern

Einwirkungskombinationen	Einwirkungsgrößen		Sicherheitsklassen		
			SK 1	SK 2	SK 3 ^{D)}
			"Auf die Funktionszeit des Bauwerkes angelegte Zustände."	"Bauzustände bei der Herstellung oder Reparatur des Bauwerkes und Bauzustände durch Baumaßnahmen neben dem Bauwerk."	"Während der Funktionszeit einmalig oder voraussichtlich nie auftretende Zustände."
Regel-Kombination EK 1 "Ständige sowie während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen." Seltene Kombination EK 2 "Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination seltene oder einmalige planmäßige Einwirkungen."	Eigenlast Verkehrs- und Auflasten (i. d. R. auf Krone und/oder Berme)	Wasserdruck und Strömungskräfte bei BHW Schnell fallender Wasserspiegel ^{A)} ggf. andere seltene Einwirkungen oder Belastungen	(LF 1 ¹⁾²⁾	LF 2 ²⁾	(LF 3 ¹⁾)
			zzgl. Einwirkungen aus EK 1	LF 2 ²⁾	LF 2 ³⁾
Außergewöhnliche Kombination EK 3 "Außer den Einwirkungen der Regel-Kombination eine gleichzeitig mögliche außergewöhnliche Einwirkung, insbesondere bei Erdbeben, Katastrophen oder Unfällen."	zzgl. Einwirkungen aus EK 1 Wasserdruck und Strömungskräfte bei Kronenstau ^{B)} Schnell fallender Wasserspiegel ^{C)} ggf. andere außergewöhnliche Einwirkungen oder Belastungen	zzgl. Einwirkungen aus EK 1	LF 3 ⁴⁾	(LF 3 ¹⁾²⁾³⁾	(LF 3a ⁵⁾)
			LF 3 ⁴⁾	(LF 3 ¹⁾²⁾³⁾	(LF 3a ⁵⁾)

Hinweise zu den Lastfällen:

¹⁾ Lastfall ist i. d. R. nicht maßgebend.

²⁾ Überlagerung der entsprechenden Einwirkungskombination und Sicherheitsklasse nach DIN 1054

³⁾ Für die zu betrachtenden Bauteilzustände kann ein entsprechendes

Bauteilhochwasser als Bemessungsgrundlage bestimmt werden.

⁴⁾ Entspricht Lastfall 3 nach DIN 19712

⁵⁾ "Für den Extremfall, dass in einer Grenzsituation die Einwirkungskombination EK 3 und die Sicherheitsklasse SK 3 zusammenreffen, kann es in begründeten Sonderfällen angemessen sein, die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstände gleich γ_F

= γ_R = 1,00 zu setzen." (DIN 1054/2005)

Hinweise zu den Einwirkungen und Sicherheitsklassen:

^{A)} Nach Eintreten des Bemessungshochwassers oder ggf. des Baustellenhochwassers.

^{B)} Im Einzelfall kann auch ein niedrigerer Wasserstand als Kronenstau zwischen Kronenhöhe und BHW sachgerecht sein, wenn die Jährlichkeit des Abflusses bei Kronenstau nicht dem gewünschten Schutzgrad unter Berücksichtigung des Schadenspotentials entspricht.

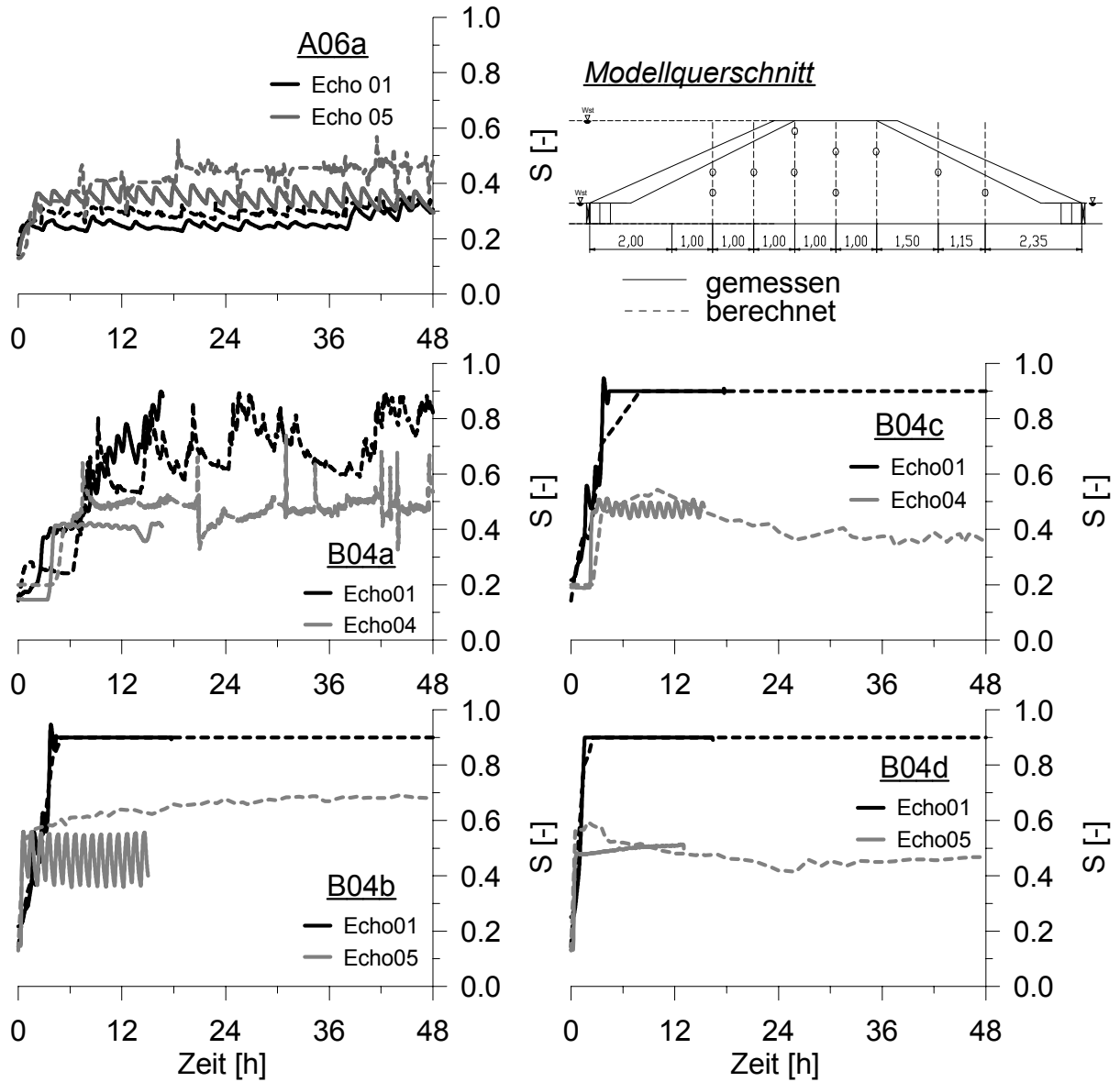
^{C)} Fallender Wasserspiegel nach Kronenstau oder infolge eines außergewöhnlichen Ereignisses wie z.B. einem Deichbruch oder einer Wasserspiegelsenkung durch z. B. Inanspruchnahme von Flutpoldern.

^{D)} Ggf. ist eine Überlagerung der einzelnen Versagensformen zu betrachten.

^{E)} Bei Dichtungen und Dränungen sollte abgeschätzt werden, inwiefern die Dichtwirkung und Dränfähigkeit durch Alterung oder andere Einflüsse beeinträchtigt werden können.

^{F)} Ggf. müssen weitere Versagenszustände, wie z. B. Windwurf bei Gehölzbewuchs und Senkungen / Einbrüche, bei zu erwartender, übermäßiger Wühlertätigkeit oder andere das Bauwerk schädigende Zustände, wie z. B. das Versagen einzelner Bauteile, berücksichtigt werden.

Anhang 24: Vergleich der gemessenen und berechneten Ganglinien der Sättigung für ausgewählte Messpunkte und unterschiedliche Versuche bzw. Niederschlagsintensitäten



Danksagung

„Der Ernst, mein Junge, ist eine Angelegenheit der Zeit; er entsteht, soviel will ich Dir verraten, aus einer Überschätzung der Zeit. Auch ich habe den Wert der Zeit einst überschätzt, darum wollte ich hundert Jahre alt werden. In der Ewigkeit aber, siehst du, gibt es keine Zeit; die Ewigkeit ist bloß ein Augenblick, gerade lange genug für einen Spaß.“ (Hermann Hesse, *Der Steppenwolf*, 1974)

Damit möchte ich weder behaupten, dass es ein einzigartiger Spaß ist, eine Doktorarbeit zu verfassen, noch, dass dies nur einen Augenblick gedauert hat. Sondern ich möchte mich bei all denjenigen bedanken, die eben wie ich während meiner Tätigkeit an der Universität Freude und Spaß empfanden und in einem meist unbeschwerten Miteinander diese förderten.

Da wäre zuallererst Herr Univ.-Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl, dessen väterliche Fürsorge mit den Jahren stetig zunahm. Ihm ist zu verdanken, dass diese Arbeit stets darauf bedacht ist, von der Wissenschaft stets eine Brücke zur Praxis zu schlagen. Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach danke ich für die Übernahme des Koreferats. Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt danke ich für die Übernahme des Vorsitzes bei der mündlichen Prüfung.

Für die zuverlässige und tatkräftige Unterstützung, besonders bei dem Aufbau des Deichmodells, möchte ich mich bei allen Kollegen an der Versuchsanstalt Oberrach bedanken, unter deren behüteten Schirm ich bereits zu Zeiten meiner Diplomarbeit einen heimatlichen Zufluchtsort gefunden habe. Diesen Ort personifizierte für mich vor allem Herr Georg Reindl. Besonders erwähnen möchte ich in diesem Zusammenhang auch Herrn Franz Rieger, dessen Tatkraft mir stets Bewunderung abverlangte. Den Herren Richard Schmitt, Stephan Höck, Hubert Holzer und Karlheinz Schwaiger möchte ich für die zuverlässige und häufig spontane handwerkliche Unterstützung danken.

Meinen (ehemaligen) Kollegen und Freunden in München wünsche ich eine glückliche Zukunft. Ich werde mich stets an die einzigartigen Zeiten erinnern, in denen ich Lebensrettern und wahren Helden zur Seite stehen konnte. Unserer guten Seele, Frau Dorothea Petry, danke ich für ihre soziale Kompetenz und die nicht fachlichen Gespräche. An Herrn Dr.-Ing. Sebastian Perzmaier und unsere gemeinsamen Jahre im Büro werde ich stets wohlwollend zurückdenken. Aufschauen musste ich immer zu Herrn Dr.-Ing. Patrick Schäfer, der sein strenges Leben stets leichten Fußes

meisterte. Herrn Dr.-Ing. Andreas Rimböck danke ich für die zahlreichen ernsthaften Gespräche zwischen Tür und Angel. Und die skurrilen und lustigen Begebenheiten, die ich mit Herrn Dr.-Ing. Marco Conrad erleben durfte, werde ich in Ehren halten.

Der tatkräftigen Unterstützung von Herrn cand.-ing. Christian Bauer schulde ich für die Unterstützung bei der numerischen Modellierung Dank. Seine Hinweise und Anregungen waren stets Quell neuer Inspirationen und Ideen. Ebenso möchte ich mich für die Unterstützung von Frau Franziska Hammerl bedanken, die stets bestrebt war, mich bei meinen Tätigkeiten zu entlasten.

Den Herren Dipl.-Geol. Michael Mett und Dipl.-Ing. Thomas Meister danke ich, dass sie die Überströmungssicherung von Deichen beackerten und mir somit den Rücken für das Verfassen des vorliegenden Werkes frei hielten. Herrn Piyarath Amornchart und Herrn Sava Kisliakov gebührt Dank für die zuverlässige und sorgfältige Durchführung einiger Versuche zur Durchsickerung von Deichen während meiner Abwesenheit bzw. Schlafstunden an der Versuchsanstalt. Den zahlreichen Diplomanden, die am Themenbereich „Deich- und Dammbau“ Interesse zeigten, möchte ich für ihre fachlichen wie persönlichen Anregungen danken.

Herrn BD Herbert Weiß möchte ich für die fachlich konstruktiven und stets wohlwollenden „Auseinandersetzungen“ danken, die wir im Rahmen des Projektes „Deichsanierung“ führen konnten.

Meinen Kolleginnen und Kollegen möchte ich hier noch einmal explizit danken, dass Sie mir stets mit Rat und Tat zur Seite standen und in den schwierigen Phasen dieser Arbeit meine Launen ertragen haben. Ich danke Herrn Dipl.-Ing. Tobias Hafner, Herrn Dipl.-Ing. Roland Hoepffner und Herrn Dipl.-Ing. Markus Fischer für die Durchsicht der Arbeit und die zahlreichen fachlichen Anregungen. Herausheben muss ich Frau Dipl.-Ing. Katharina Fiedler, die sich die Mühe machte, sowohl sprachlich als auch fachlich die vorliegende Arbeit auf Herz und Nieren zu prüfen.

Bei meinen Freunden möchte ich mich entschuldigen, dass ich Ihnen in der Vergangenheit nicht die angemessene Zeit gewidmet habe. Ich danke meinen Eltern Christa und Peter, meinem Bruder Herbert und meiner Lebenspartnerin Ivana, dass sie die Liebe zu meinem Beruf respektieren und es mir somit relativ leicht machen und machten, meinen beruflichen Interessen so freizügig und unbeschwert zu folgen.

Bisher erschienene Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München

- Nr. 1 **Häusler, Erich:** Energieumwandlung bei einem frei fallenden, kreisrunden Strahl in einem Wasserpolster, 1962, *vergriffen*
- Nr. 2 **Spiekermann, Günter:** Instabile Formen des Schußstrahles beim Abfluß unter Schützen und seine Kraftwirkungen auf die Schützenkonstruktion, 1962, *vergriffen*
- Nr. 3 **Linder, Gaspar:** Über die Gestaltung von Durchlaßausläufen, 1963, *vergriffen*
- Nr. 4 **Knauss, Jost:** Modellversuche über die Hochwasserentlastungsanlagen an kleinen Rückhaltespeichern in Südbayern, 1963, *vergriffen*
- Nr. 5 **Mahida, Vijaysinh:** Mechanismus der Schnellsandfiltration, 1964, *vergriffen*
- Nr. 6 **Rothmund, Hermann:** Energieumwandlung durch Strahlumlenkung in einer Toskammer, 1966, *vergriffen*
- Nr. 7 **Häusler, Erich:** Luftsiphons für den pneumatischen Verschuß von Wassereinlauföffnungen, 1966, *vergriffen*
- Nr. 8 **Seus, Günther J.:** Die Anfangskavitation, 1966, *vergriffen*
- Nr. 9 **Knauss, Jost:** Schießender Abfluß in offenen Gerinnen mit fächerförmiger Verengung, 1967, *vergriffen*
- Nr. 10 **Häusler, Erich; Bormann, Klaus:** Schießender bzw. strömender Abfluß in Bächen
Schultz, Gert A.: Die Anwendung von Computer-Programmen für das Unit-Hydrograph-Verfahren am Beispiel der Iller
Bauch, Wolfram: Untersuchungen über Wasserstandsvorhersagen an einem 600 m langen Modell der Donau-Strecke Regensburg-Straubing, 1967, *vergriffen*
- Nr. 11 **Schultz, Gert A.:** Bestimmung theoretischer Abflußganglinien durch elektronische Berechnung von Niederschlagskonzentration und Retention (Hyreun-Verfahren), 1968, *vergriffen*
- Nr. 12 **Raumer, Friedrich von:** Verteilung von Bewässerungswasser in Kanälen - Eine Systematik großer Kanalsysteme zur Verteilung von Bewässerungswasser unter besonderer Berücksichtigung von Regulier- und Meßvorgängen, 1968, *vergriffen*
- Nr. 13 **Bormann, Klaus:** Der Abfluß in Schußrinnen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme, 1968
- Nr. 14 **Scheuerlein, Helmut:** Der Rauherinneabfluß, 1968, *vergriffen*
- Nr. 15 **Koch, Kurt:** Die gegenseitige Strahlableitung auf horizontaler Sohle, 1968
- Nr. 16 **Bauch, Wolfram:** Die Hochwasserwelle im ungestauten und gestauten Fluß, 1968
- Nr. 17 **Marr, Gerhard:** Vergleich zweier Differenzenverfahren in einem mathematischen Modell zur Berechnung von instationären Abflußvorgängen in Flüssen, 1970, *vergriffen*
- Nr. 18 **Herbrand, Karl:** Der räumliche Wechselsprung, 1970, *vergriffen*
- Nr. 19 **Seus, Günther J.:** Betrachtungen zur Kontinuitätsbedingung der Hydromechanik;
Zielke, Werner: Zur linearen Theorie langer Wellen in Freispiegelgerinnen, 1971
- Nr. 20 **Häusler, Erich:** Entnahmetürme mit Luftsiphons, 1971, *vergriffen*
- Nr. 21 **Herbrand, Karl:** Das Tosbecken mit seitlicher Aufweitung, 1971
- Nr. 22 **Knauss, Jost:** Hydraulische Probleme beim Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen an großen und kleinen Staudämmen, 1971, *vergriffen*

- Nr. 23 **Zielke, Werner:** Brechnung der Frequenzganglinien und Eigenschwingungen von Rohrleitungssystemen
Zielke, Werner; Wylie, E.Benjamin: Zwei Verfahren zur Berechnung instationärer Strömungen in Gasfernleitungen und Gasrohrnetzen, 1971
- Nr. 24 **Knauss, Jost:** Wirbel an Einläufen zu Wasserkraftanlagen, 1972, *vergriffen*
- Nr. 25 **Kotoulas, Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 1, 1972, *vergriffen*
- Nr. 26 **Keller, Andreas:** Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Problem der modellmäßigen Behandlung von Strömungskavitation, 1973, *vergriffen*
- Nr. 27 **Horn, Heinrich:** Hochwasserabfluß in automatisch geregelten Staustufen, 1973
- Nr. 28 **Bonasoundas, Markos:** Strömungsvorgang und Kolkproblem am runden Brückenpfeiler, 1973
- Nr. 29 **Horn, Heinrich; Zielke, Werner:** Das dynamische Verhalten von Flußstauhaltungen, 1973
- Nr. 30 **Uslu, Orhan:** Dynamische Optimierung der Fließbeiwerte in mathematischen Flußmodellen und Berücksichtigung der Vorlandüberströmung - Eine Anwendung des Operations Research im theoretischen Flußbau, 1974
- Nr. 31 **Kotoulas, Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 2, 1975, *vergriffen*
- Nr. 32 **50 Jahre Versuchsanstalt Obernach**
Hartung, Fritz: Einführung: Was treiben eigentlich die Obernacher?
Knauss, Jost: Strategien und Entscheidungshilfen beim Hochwasserschutz in Städten, dargestellt am Beispiel der Hochwasserfreilegung der Stadt Harburg an der Wörnitz
Häusler, Erich: Abstürze und Stützwälle in hydraulischer und konstruktiver Betrachtung (Mindestfallhöhen zur Erzielung einer genügenden hydraulischen Wirksamkeit)
Seus, Günther J.; Hack, Hans-Peter: Erster Vergleich der Ergebnisse des physikalischen Modells in Obernach mit denen des neuen mathematischen Modells
Uslu, Orhan; Schmitz, Gerd: Parameteridentifikation und Sensitivitätsanalyse bei mathematischen Modellen in der Hydrologie
Keller, Andreas; Zielke, Werner: Veränderung des freien Gasgehaltes in turbulenten Rohrströmungen bei plötzlichen Druckabsenkungen
Herbrand, Karl: Zusammenführung von Schußstrahlen. Zwei praktische Beispiele konstruktiver Lösungen aus Modellversuchen
Zielke, Werner: Grenzen der deterministischen Betrachtungsweise in der Strömungsmechanik, 1976
- Nr. 33 **Probleme der Arbeit des beratenden Ingenieurs in der Wasserwirtschaft der Entwicklungsländer.** Symposium am 13.10.1976 in Wallgau
Bauch, Wolfram: Besondere Probleme bei der Planung und Ausführung der Gesamtentwässerung Busan/Korea
Bormann, Klaus: Wasserkraftstudie West Kamerun und Bau der Wasserkraftanlage Batang Agam, Indonesien, zwei Entwicklungshilfe-Projekte unter extremen Bedingungen
Raumer, Friedrich von: Zielvorstellungen und Verwirklichung eines wasserwirtschaftlichen Mehrzweckprojektes in Ecuador
Krombach, Jürgen: Der beratende Ingenieur in Entwicklungsländern gestern und heute: Berater, Kontrolleur, Entwicklungshelfer oder Geschäftsmann? (am Beispiel wasserwirtschaftlicher Projekte), 1977

- Nr. 34 **50 Jahre Versuchsanstalt Obernach**, Feierstunde am 14.10.1976 in Wallgau
Hartung, Fritz: Die Wasserbauversuchsanstalt Obernach im Strom der Zeit
Bischofsberger, Wolfgang: Laudatio für Professor Dr.-Ing. E. Mosonyi
Mosonyi, Emil: Wasserbau, Technik oder Kunst? 1977
- Nr. 35 **50 Jahre Versuchsanstalt Obernach**,
Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, Seminar am 15.10.1976 in Obernach
Cecen, Kazim: Die Verhinderung des Geschiebeeinlaufes zu Wasserfassungsanlagen
Midgley, D.C.: Abstraction of water from sediment-laden rivers in Southern Africa
Jacobsen, J.C.: Geschiebefreie Triebwasserfassungen - Modellversuche am Beispiel des sogenannten Geschiebeabzuges
Scheuerlein, Helmut: Die Bedeutung des wasserbaulichen Modellversuchs für die Gestaltung von Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, 1977
- Nr. 36 **Hack, Hans-Peter**: Lufteinzug in Fallschächten mit ringförmiger Strömung durch turbulente Diffusion, 1977
- Nr. 37 **Csallner, Klausotto**: Strömungstechnische und konstruktive Kriterien für die Wahl zwischen Druck- und Zugsegment als Wehrverschluß, 1978
- Nr. 38 **Kanzow, Dietz**: Ein Finites Element Modell zur Berechnung instationärer Abflüsse in Gerinnen und seine numerischen Eigenschaften, 1978
- Nr. 39 **Keller, Andreas; Prasad, Rama**: Der Einfluß der Vorgeschichte des Testwassers auf den Kavitationsbeginn an umströmten Körpern - Ein Beitrag zur Frage der Rolle der Kavitationskeime bei Strömungskavitation, 1978
- Nr. 40 **Hartung, Fritz**: 75 Jahre Nilstau bei Assuan - Entwicklung und Fehlentwicklung, 1979, *vergriffen*
- Nr. 41 **Knauss, Jost**: Flachgeneigte Abstürze, glatte und rauhe Sohlrampen
Scheuerlein, Helmut: Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen
Häusler, Erich: Unkonventionelle neuere Stauhaltungswehre an bayerischen Flüssen als gleichzeitige Sohlsicherungsbauwerke, 1979, *vergriffen*
- Nr. 42 **Seus, Günther J.; Joeres, Erhard P.; Engelmann, Herbert M.**: Lineare Entscheidungsregeln und stochastische Restriktionen bei Bemessung und Betrieb von Speichern, 1979, *vergriffen*
- Nr. 43 **Meier, Rupert C.**: Analyse und Vorhersage von Trockenwetterabflüssen - Eine Anwendung der Systemhydrologie, 1980, *vergriffen*
- Nr. 44 **Treske, Arnold**: Experimentelle Überprüfung numerischer Berechnungsverfahren von Hochwasserwellen, 1980, *vergriffen*
- Nr. 45 **Csallner, Klausotto; Häusler, Erich**: Abflußinduzierte Schwingungen an Zugsegmenten - Ursachen, Sanierung und allgemeine Folgerungen
Herbrand, Karl; Renner, Dietrich: Aufnahme und Wiedergabe der Bewegung von Schwimmkörpern mit einem Video-Meßsystem
Keller, Andreas: Messungen des Kavitationskeimspektrums im Nachstrom eines Schiffes - die ersten Großausführungsmessungen mit der Laser-Streulichtmethode
Knauss, Jost: Neuere Beispiele für Blocksteinrampen an Flachlandflüssen
Scheuerlein, Helmut: Der gelbe Fluß - nach wie vor Chinas Sorge oder die Unerbittlichkeit der Natur gegenüber 4000 Jahren menschlicher Bemühungen
Seus, Günther J.: Nochmals: Das Muskingum-Verfahren. Fingerübungen zu einem bekannten Thema als "gradus ad parnassum" sowie neue Gedanken zur Interpretation des Anwendungsbereiches und eine Lösung des Problems der Nebenflüsse
Treske, Arnold: Hochwasserentlastung an Dämmen. Zwei konstruktiv ähnliche Lösungen im Modellversuch, 1981, *vergriffen*

- Nr. 46 **Schmitz, Gerd:** Instationäre Eichung mathematischer Hochwasserablauf-Modelle auf der Grundlage eines neuen Lösungsprinzips für hyperbolische Differentialgleichungssysteme, 1981, *vergriffen*
- Nr. 47 **Scheuerlein, Helmut:** Der wasserbauliche Modellversuch als Hilfsmittel bei der Bewältigung von Verlandungsproblemen in Flüssen
Knauss, Jost: Rundkronige und breitkronige Wehre, hydraulischer Entwurf und bauliche Gestaltung
Keller, Andreas: Maßstabeffekte bei der Anfangskavitation, 1983, *vergriffen*
- Nr. 48 **Renner, Dietrich:** Schiffahrtstechnische Modellversuche für Binnenwasserstraßen - Ein neues System und neue Auswertungsmöglichkeiten, 1984, *vergriffen*
- Nr. 49 **Sonderheft: Erhaltung und Umbau alter Wehre** (Wasserbau im historischen Ensemble, drei Beispiele aus dem Hochwasserschutz bayerischer Städte), 1984, *vergriffen*
- Nr. 50 **Knauss, Jost; Heinrich, B.; Kalcyk, H.:** Die Wasserbauten der Minyer in der Kopais - die älteste Flußregulierung Europas, 1984, *vergriffen*
- Nr. 51 **Hartung, Fritz; Ertl, Walter; Herbrand, Karl:** Das Donaumodell Straubing als Hilfe für die Planung und Bauausführung der Staustufe Straubing, 1984
- Nr. 52 **Hahn, Ulrich:** Lufteintrag, Lufttransport und Entmischungsvorgang nach einem Wechselsprung in flachgeneigten, geschlossenen Rechteckgerinnen, 1985
- Nr. 53 **Bergmann, Norbert:** Entwicklung eines Verfahrens zur Messung und Auswertung von Strömungsfeldern am wasserbaulichen Modell, 1985
- Nr. 54 **Schwarz, Jürgen:** Druckstollen und Druckschächte - Bemessung und Konstruktion, 1985, *vergriffen*
- Nr. 55 **Schwarz, Jürgen:** Berechnung von Druckstollen - Entwicklung und Anwendung eines mathematischen Modells und Ermittlung der felsmechanischen Parameter, 1987
- Nr. 56 **Seus, Günther J.; Edenhofer, Johann; Czirwitzky, Hans-Joachim; Kiefer, Ernst-Martin; Schmitz, Gerd; Zunic, Franz:** Ein HN-Modellsystem für zweidimensionale, stationäre und instationäre Strömungen beim Hochwasserschutz von Städten und Siedlungen, 1987
- Nr. 57 **Knauss, Jost:** Die Melioration des Kopaisbeckens durch die Minyer im 2. Jt.v.Chr. – Kopais 2 - Wasserbau und Siedlungsbedingungen im Altertum, 1987
- Nr. 58 **Mtalo, Felix:** Geschiebeabzug aus Kanälen mit Hilfe von Wirbelröhren, 1988
- Nr. 59 **Yalin, M. Selim; Scheuerlein, Helmut:** Friction factors in alluvial rivers
Yalin, M. Selim: On the formation mechanism of dunes and ripples
Keller, Andreas: Cavitation investigations at one family of NACA-hydrofoils at different angles of attack, as a contribution to the clarification of scale effects at cavitation inception, 1988
- Nr. 60 **Schmitz, Gerd H.:** Strömungsvorgänge auf der Oberfläche und im Bodeninneren beim Bewässerungslandbau. Grundlagen, Kritik der herkömmlichen Praxis und neue hydrodynamisch-analytische Modelle zur Oberflächenbewässerung, 1989
- Nr. 61 **Muckenthaler, Peter:** Hydraulische Sicherheit von Staudämmen, 1989, *vergriffen*
- Nr. 62 **Kalenda, Reinhard:** Zur Quantifizierung der hydraulischen Versagenswahrscheinlichkeit beweglicher Wehre, 1990
- Nr. 63 **Knauss, Jost:** Kopais 3, Wasserbau und Geschichte, Minysche Epoche - Bayerische Zeit (vier Jahrhunderte - ein Jahrzehnt), 1990
- Nr. 64 **Kiefer, Ernst-Martin; Liedl, Rudolf; Schmitz Gerd H.; Seus Günther J.:** Konservative Strömungsmodelle auf der Basis krummliniger Koordinaten unter besonderer Berücksichtigung von Wasserbewegungen im ungesättigt-gesättigten Boden, 1990

- Nr. 65 **Hartung, Fritz:** Der ägyptische Nil 190 Jahre im Spiel der Politik (1798-1988)
Hartung, Fritz: Gedanken zur Problematik der Nilwehre
Döscher, Hans-Dieter; Hartung, Fritz: Kritische Betrachtungen zum Stützwehr im Toschka-Entlastungsgerinne des Assuan-Hochdammes, 1991
- Nr. 66 **Schmitz, Gerd H.; Seus, Günther J.; Liedl, Rudolf:** Ein semi-analytisches Infiltrationsmodell für Füllung und Entleerung von Erdkanälen
Keller, Andreas P.: Chinese-German comparative cavitation tests in different test facilities on models of interest for hydraulic civil engineering, 1991
- Nr. 67 **Liedl, Rudolf:** Funktionaldifferentialgleichungen zur Beschreibung von Wasserbewegungen in Böden natürlicher Variabilität - Beiträge zur Theorie und Entwicklung eines numerischen Lösungsverfahrens, 1991
- Nr. 68 **Zunic, Franz:** Gezielte Vermaschung bestehender Kanalisationssysteme - Methodische Studien zur Aktivierung freier Rückhalteräume unter besonderer Berücksichtigung der Abflusssteuerung, 1991
- Nr. 69 **Eickmann, Gerhard:** Maßstabeffekte bei der beginnenden Kavitation - Ihre gesetzmäßige Erfassung unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußgrößen, 1991
- Nr. 70 **Schmid, Reinhard:** Das Tragverhalten von Erd- und Steinschüttdämmen mit Asphaltbeton-Kerndichtungen, 1991
- Nr. 71 **Kiefer, Ernst-Martin:** Hydrodynamisch-numerische Simulation der Wasserbewegung im ungesättigten und gesättigten Boden unter besonderer Berücksichtigung seiner natürlichen Variabilität, 1991
- Nr. 72 **Strobl, Th.; Steffen, H.; Haug, W.; Geiseler, W.-D.:** Kerndichtungen aus Asphaltbeton für Erd- und Steinschüttdämme, 1992
- Nr. 73 **Symposium: Betrieb, Unterhalt und Modernisierung von Wasserbauten.**
Garmisch-Partenkirchen, 29. - 31. Oktober 1992
- Nr. 74 **Heilmair, Thomas; Strobl, Theodor:** Erfassung der sohlnahen Strömungen in Ausleitungsstrecken mit FST-Halbkugeln und Mikro-Flowmeter - ein Vergleich der Methoden, 1994
- Nr. 75 **Godde, Dominik:** Experimentelle Untersuchungen zur Anströmung von Rohrturbinen - Ein Beitrag zur Optimierung des Turbineneinlaufs, 1994
- Nr. 76 **Knauss, Jost:** Von der Oberen zur Unteren Isar
Alte und neue Wasserbauten rund um die Benediktenwand. Bachumleitungen - Treibholzfänge - durchschwollte Rohre - eine besondere Entlastungsanlage
Sohlensicherung an der Unteren Isar. Sohlstufenkonzept - Belegung der Sohle mit größeren Steinen in offener Anordnung, 1995
- Nr. 77 **Knauss, Jost:** Argolische Studien: Alte Straßen - alte Wasserbauten. Talsperre von Mykene; Flußumleitung von Tiryns; Hydra von Lerna; Küstenpass Anigraia, 1996
- Nr. 78 **Aufleger, Markus:** Ein Beitrag zur Auswertung von Erddruckmessungen in Staudämmen, 1996
- Nr. 79 **Heilmair, Thomas:** Hydraulische und morphologische Kriterien bei der Beurteilung von Mindestabflüssen unter besonderer Berücksichtigung der sohlnahen Strömungsverhältnisse, 1997
- Nr. 80 **Maile, Willibald:** Bewertung von Fließgewässer-Biozönosen im Bereich von Ausleitungskraftwerken (Schwerpunkt Makrozoobenthos), 1997
- Nr. 81 **Knauss, Jost:** Olympische Studien: Herakles und der Stall des Augias. Kladeosmauer und Alpheiosdamm, die Hochwasserfreilegung von Alt-Olympia, 1998
- Nr. 82 **Symposium: Planung und Realisierung im Wasserbau - Vergleich von Zielvorstellungen mit den Ergebnissen,** Garmisch-Partenkirchen 15. - 17. Oktober 1998

- Nr. 83 **Hauger, Stefan:** Verkehrssteuerung auf Binnenwasserstraßen – Ein Beitrag zur Optimierung der Schleusungsreihenfolge in Stillwasserkanälen und staugeregelten Flüssen, 1998
- Nr. 84 **Herbrand, Karl:** Schiffahrtstechnische Untersuchungen der Versuchsanstalt Obernach; Ein Rückblick auf ein traditionelles Untersuchungsgebiet der VAO, 1998
- Nr. 85 **Hartlieb, Arnd:** Offene Deckwerke – Eine naturnahe Methode zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flußabschnitte, 1999
- Nr. 86 **Spanning, Michael:** Die Wirkung von Buhnen auf Strömung und Sohle eines Fließgewässers – Parameterstudie an einem numerischen Modell, 1999
- Nr. 87 **Kleist, Frank:** Die Systemdurchlässigkeit von Schmalwänden. Ein Beitrag zur Herstellung von Schmalwänden und zur Prognose der Systemdurchlässigkeit, 1999
- Nr. 88 **Lang, Tobias:** Geometrische Kriterien zur Gestaltung von Kraftwerkseinläufen. Experimentelle Untersuchungen an Rohr-S-Turbine und Durchströmturbine, 1999
- Nr. 89 **Aufleger, Markus:** Verteilte faseroptische Temperaturmessungen im Wasserbau, 2000
- Nr. 90 **Knauss, Jost:** Späthelladische Wasserbauten. Erkundungen zu wasserwirtschaftlichen Infrastrukturen der mykenischen Welt, 2001
- Nr. 91 **Festschrift** aus Anlass des 75-jährigen Bestehens der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München in Obernach – Oskar v. Miller-Institut, 2001
- Nr. 92 **Wildner, Harald:** Injektion von porösem Massenbeton mit hydraulischen Bindemitteln, 2002
- Nr. 93 **Wildbach Naturversuche**
Loipersberger, Anton und Sadgorski, Constantin: Schwemmholz in Wildbächen – Problematik und Abhilfemaßnahmen; Geschiebeuntersuchungen; 1D und 2D Abflussmodelle in einem Wildbach
Rimböck, Andreas: Naturversuch Seilnetzsperrern zum Schwemmholzrückhalt in Wildbächen – Planung, Aufbau, Versuchsdurchführung und Ergebnisse
Hübl, Johannes und Pichler, Andreas: Zur berührungslosen Erfassung der Fließtiefe und Fließgeschwindigkeit in einem Wildbachgerinne zum Zeitpunkt des Durchganges der Hochwasserwelle, 2002
- Nr. 94 **Rimböck, Andreas:** Schwemmholzrückhalt in Wildbächen – Grundlagen zu Planung und Berechnung von Seilnetzsperrern, 2003
- Nr. 95 **Nothhaft, Sabine:** Die hydrodynamische Belastung von Störkörpern, 2003
- Nr. 96 **Schmautz, Markus:** Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke – Entwicklung und Untersuchungen an einem numerischen Modell, 2003
- Nr. 97 **Neuner, Johann:** Ein Beitrag zur Bestimmung der horizontalen Sicherheitsabstände und Fahrrinnenbreiten für Wasserstraßen, 2004
- Nr. 98 **Göhl, Christian:** Bypasseinrichtungen zum Abstieg von Aalen an Wasserkraftanlagen, 2004
- Nr. 99 **Haimerl, Gerhard:** Groundwater Recharge in Wadi Channels Downstream of Dams - Efficiency and Management Strategies, 2004
- Nr. 100 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 1;** Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 101 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 2;** Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 102 **Huber, Richard:** Geschwindigkeitsmaßstabseffekte bei der Kavitationserosion in der Scherschicht nach prismatischen Kavitatoren, 2004
- Nr. 103 **Exposed Thermoplastic Geomembranes for Sealing of Water Conveyance Canals,** Guidelines for Design, Supply, Installation, 2005

- Nr. 104 **Workshop „Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau“**. Wallgau, Oberbayern, 29. und 30. September 2005
- Nr. 105 **Conrad, Marco**: A contribution to the thermal stress behaviour of Roller-Compacted-Concrete (RCC) gravity dams – Field and numerical investigations, 2006
- Nr. 106 **Schäfer, Patrick**: Basic Research on Rehabilitation of Aged Free Flow Canals with Geomembranes, 2006
- Nr. 107 **Fachtagung „Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern“**. Wallgau, Oberbayern, 13. und 14. Juli 2006
- Nr. 108 **Porras, Pablo**: Fiber optic temperature measurements – Further Development of the Gradient Method for Leakage Detection and Localization in Earthen Structures, 2007
- Nr. 109 **Perzmaier, Sebastian**: Verteilte Filtergeschwindigkeitsmessung in Staudämmen, 2007
- Nr. 110 **Wasserbau an der TU München** – Symposium zu Ehren von Prof. Theodor Strobl am 16. März 2007 in Wallgau, Oberbayern, 2007
- Nr. 111 **Haselsteiner, Ronald**: Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung, 2007

