# Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München

# Schriftenreihe Heft 22

# Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen

von Ulrich Berner

München, 1995

### Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München

# Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen

#### Ulrich Berner

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

#### **Doktor-Ingenieurs**

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Th. Strobl

Prüfer der Dissertation:

- 1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss
- 2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. F. Valentin

Die Dissertation wurde am 24.05.1993 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 22.06.1994 angenommen.

#### Vorwort

Die vorliegende Dissertation beschäftigt sich mit dem Problem der Infiltration von Wasser in teilgesättigte Böden und es wird ein Verfahren entwickelt, mit Infiltrationsversuchen die Wasserdurchlässigkeit von nichtbindigen Böden in-situ zu bestimmen. Diese Thematik steht in Zusammenhang mit der Bedeutung von Fragen der Wasserdurchlässigkeit im Erdbau und entwickelte sich aus Forschungsvorhaben des Bundesministers für Verkehr über die Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit und Anforderungen an die Wasserdurchlässigkeit bei ungebundenen Tragschichten.

Der versuchstechnische Teil sowie die Entwicklung und Auswertung des Verfahrens zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit entstanden während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München.

Herrn Univ,-Prof. Dr.-Ing. R. Floss danke ich für die Anregung, Unterstützung und Förderung meiner Arbeit, insbesondere auch noch nach meinem Ausscheiden als Mitarbeiter am Prüfamt, für die Übernahme des Hauptreferates sowie für die Veröffentlichung der Arbeit im Rahmen dieser Schriftenreihe.

Für die Übernahme des Koreferates und die kritische Diskussion der hydromechanischen Fragestellungen möchte ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. F. Valentin danken.

Weiter gilt mein Dank allen früheren Kollegen am Lehrstuhl und Prüfamt, die durch ihre Unterstützung und Ratschläge zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Konstanz, im März 1995

Ulrich Berner

# Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen

U. Berner

München, 1993

#### Kurzfassung

In der vorliegenden Arbeit wird ein Verfahren entwickelt, mit dem über die Durchführung von zwei Infiltrationsversuchen der horizontale und der vertikale Durchlässigkeitsbeiwert von nichtbindigen Schichten in-situ bestimmt werden kann. Bei dem einen Versuch erfolgt die Infiltration aus einer Kreisquelle an der Schichtoberfläche, bei dem anderen Versuch aus einer Stabquelle in der Schicht. Das Auswertungsverfahren nutzt die entstehenden unterschiedlichen Strömungsbilder aus, um sowohl die horizontale wie auch die vertikale Durchlässigkeit zu bestimmen. Für beide Versuche werden zunächst Formfaktoren hergeleitet, die eine Ermittlung der Durchlässigkeit unter Annahme einer Isotropie gestatten. Bei der weiteren Auswertung wird dann die Schichtdicke gedanklich so verzerrt, daß sich unter Zugrundelegung der verzerrten Schichtdicke aus beiden Versuchen der gleiche Durchlässigkeitsbeiwert ergibt. Über das Verhältnis der verzerrten zur tatsächlichen Schichtdicke lassen sich dann der horizontale und der vertikale Durchlässigkeitsbeiwert bestimmen.

Bei den auftretenden Infiltrationsströmungen handelt es sich um instationäre Vorgänge in ungesättigten Bodenzonen. Die Formfaktoren zur Auswertung der Versuche werden unter Vernachlässigung bzw. Vereinfachung der kapillaren Eigenschaften und des instationären Verhaltens der Strömungen mit Hilfe der Finiten-Element-Methode entwickelt, dabei können die Schichtdicke und die untere Randbedingung berücksichtigt werden.

Mit einer großmaßstäblichen Versuchseinrichtung werden die Feldversuche an zwei nichtbindigen Korngemischen durchgeführt. Der Vergleich der Ergebnisse mit Laborversuchsergebnissen zeigt, daß sich aus den Feldversuchen etwa halb so große Durchlässigkeiten ergeben wie aus den Laborversuchen. Dieses Resultat kann auf die unterschiedlichen Einbauvorgänge und Sättigungen während der Versuche zurückgeführt werden.

In Abhängigkeit von der Lagerungsdichte werden die kapillaren Eigenschaften der Versuchsböden mit einem Laborverfahren mit Tensiometermessungen an Bodenproben bestimmt. Unter Ansatz dieser Ergebnisse werden die Feldversuche mit einem für die Anwendung bei Infiltrationsströmungen entwickelten Finite-Element-Programm nachgerechnet und die Berechnungsergebnisse mit den während der Feldversuche durchgeführten Messungen der einströmenden Wassermengen und der Saugspannungen bzw. Wasserdrücke im Boden verglichen. Auf dieser Grundlage werden weitere Feldversuche rechnerisch simuliert und dabei die kapillare Eigenschaften, Durchlässigkeit und Versuchsdauer variiert, um die Einflüsse dieser Parameter auf das Auswertungsergebnis zu studieren.

Die durchgeführten Feldversuche wie auch die rechnerischen Versuchssimulationen zeigen, daß der Fehler des auf Vereinfachungen und Vernachlässigungnen beruhenden Auswertungsverfahrens bei nichtbindigen Böden im Durchlässigkeitsbereich  $10^{-3}$  bis  $10^{-7}$  m/s unter einer Zehnerpotenz liegt. Bei geringerer Durchlässigkeit und für bindige Böden typischer kapillarer Charakteristik steigt der Fehler jedoch deutlich an.



# Inhaltsverzeichnis

1	Ein	leitung	5	1
	1.1	Proble	emstellung	1
	1.2		zung	2
	1.3	Vorgel	hensweise	2
2	Gru	ndlege	ende Zusammenhänge der Porenströmung bei Teilsättigung	4
	2.1	Das di	rei Phasen Modell Boden-Wasser-Luft	4
	2.2	Kapill	arität in teilgesättigten Böden	6
	2.3	Durch	lässigkeit und Strömungsvorgang bei Teilsättigung	10
		2.3.1	Durchlässigkeit von Korngemischen	10
		2.3.2	Durchlässigkeit bei Teilsättigung	14
		2.3.3	Strömungsvorgang in Korngemischen	16
	2.4	Model	lle zur Beschreibung der kapillaren Eigenschaften	19
3	Die	Infiltr	ration von Wasser in ungesättigte Böden - Grundlagen	23
	3.1	Litera	turübersicht	23
	3.2		ationsvorgang als Ein-Phasen-Strömung	25
	3.3	Ein ei	nfaches Modell für horizontale Infiltration	26
4	Bes	timmu	ing der horizontalen und vertikalen Durchlässigkeit in-situ	
	mit	Infiltr	rationsversuchen	30
	4.1		turübersicht zu Infiltrationsversuchen zur Bestimmung der	
			lässigkeit	30
	4.2		reibung des Verfahrens	31
		4.2.1	Versuchskonzept	31
		4.2.2	Modellbildung zur Auswertung	34
	4.3		ertung der Versuche unter Annahme einer gesättigten stationären	
			ung mit der FEM	38
		4.3.1	Bestimmung der Funktionen $q(h_0)$	38
		4.3.2	Auswertung nach $k_h$ und $k_v$ über eine iterative Koordinatentrans-	V. 122
			formation	47
		4.3.3	Direkte Auswertung nach $k_h$ und $k_v$ über eine Koordinatentrans-	
			formation	49
	4.4		ertung der Versuche mit anderen Verfahren	52
		4.4.1	Näherungslösung für die Strömung bei FV 1	52
		4.4.2	Näherungslösung für die Strömung bei FV 2	54
		4.4.3	Formfaktoren aus Ansätzen aus der Literatur	54

also das Verhältnis von horizontaler zur vertikalen Durchlässigkeit von Bedeutung, da hier in der Regel das Einströmen von oben (vertikal) und das Ausströmen zur Seite hin (horizontal) erfolgt. Eine weitere wichtige Fragestellung bei einer In-situ-Bestimmung ist der Fehler, der sich aus den in der Regel vernachlässigten kapillaren Effekten im Boden bzw. durch eine nur teilweise und zeitlich und räumlich veränderliche Sättigung des Strömungsgebietes ergibt. Diese Probleme sind bei den oben genannten bautechnischen Anwendungsgebieten noch nicht gelöst. Untersuchungen zu diesem Problemkreis aus der bodenkundlichen Forschung beziehen sich stets auf natürliche, meist feinkörnige Böden und sind daher nicht ohne weiteres auf künstlich eingebaute nichtbindige Korngemische übertragbar.

# 1.2 Zielsetzung

In dieser Arbeit wird eine Methode entwickelt, bei der mit Infiltrationsversuchen die Insitu-Bestimmung der horizontalen und der vertikalen Durchlässigkeit von oberflächigen Bodenschichten möglich ist. Die Methode wurde entwickelt als Feldversuch zur Anwendung bei Dränage- und Tragschichten aus nichtbindigen Korngemischen. Zur Vereinfachung und leichteren Handhabung des Verfahrens werden die kapillaren Eigenschaften der Böden, das sind die Abhängigkeiten der Saugspannung und der Durchlässigkeit vom Wassergehalt, sowie der instationäre Charakter der Infiltrationsströmungen bei der Versuchsauswertung vernachlässigt. Der daraus resultierende Fehler muß daher in seiner Größenordnung abschätzbar sein. Dazu müssen die kapillaren Eigenschaften der hier betrachteten nichtbindigen Böden untersucht und ein Rechenverfahren entwickelt werden, mit dem die Versuche simuliert werden können und mit dem Parameterstudien unter Berücksichtigung der bei der Auswertung vernachlässigten Einflüsse möglich sind.

Ziel der Versuche und rechnerischen Parameterstudien ist dann die Abschätzung des Fehlers bei der Versuchsauswertung, der Vergleichbarkeit mit Laborversuchsergebnissen sowie die Eingrenzung der Anwendbarkeit des Verfahrens. Zudem muß zumindest die Größenordnung der erreichten Sättigung bei den Infiltrationsversuchen bekannt sein, um angeben zu können, welchem Sättigungsgrad die ermittelte Durchlässigkeit zuzuordnen ist.

### 1.3 Vorgehensweise

In den ersten Abschnitten werden die Grundlagen von Porenströmungen und Infiltrationsvorgängen in ungesättigten Böden zusammengefaßt. Anschließend werden die zwei Feldversuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit entwickelt und das Verfahren zur Auswertung der Versuche nach dem horizontalen und dem vertikalen Durchlässigkeitsbeiwert unter Vernachlässigung der kapillaren Eigenschaften und der Zeitabhängigkeit abgeleitet. Die für die Auswertung abgeleiteten Formfaktoren für die bei den Versuchen entstehenden Strömungen werden mit Formfaktoren aus der Literatur bzw. aus einfachen Näherungslösungen verglichen.

Um die Fehler bei der Auswertung abzuschätzen, werden zunächst die kapillaren Eigenschaften und das Sättigungsverhalten von zwei nichtbindigen Korngemischen bestimmt. Dabei wird auch die bei Erdbauwerken wichtige Abhängigkeit von der Lagerungs- bzw. Einbaudichte untersucht. An den zwei Versuchsböden werden unter Variation von Schichtdicke, Einbaudichte und Randbedingung die Feldversuche in einer großmaßstäblichen Versuchseinrichtung durchgeführt und dabei Messungen der Saugspannung im Boden vorgenommen.

Mit einem auf der Finiten-Element-Methode basierenden Berechnungsverfahren, das die Berücksichtigung der zuvor bestimmten kapillaren Eigenschaften erlaubt und mit dem zeitabhängige Strömungen in ungesättigten Böden simuliert werden können, werden die Versuche nachgerechnet und die Berechnungsergebnisse mit den Meßergebnissen verglichen. Zur Abschätzung von Fehlern bei der Auswertung werden dann weitere Versuche rechnerisch simuliert, dabei verschiedene Parameter variiert und der jeweilige Einfluß auf das Auswertungsergebnis festgestellt. Schließlich werden die Anwendungsgrenzen des Verfahrens sowie die Möglichkeit seiner Anwendung auch bei bindigen Böden diskutiert.

Zusätzlich wird das Sättigungsverhalten der Versuchsböden bei einer Infiltration von Wasser anhand einer einfachen Versuchseinrichtung in Abhängigkeit verschiedener Einflüsse untersucht und es werden die Ergebnisse der Auswertung nach dem horizontalen und dem vertikalen Durchlässigkeitsbeiwert von Feldversuchen mit Ergebnissen von Laborversuchen verglichen.

# Grundlegende Zusammenhänge der Porenströmung bei Teilsättigung

#### 2.1 Das drei Phasen Modell Boden-Wasser-Luft

Neben der festen Phase, dem Gerüst aus festen Bodenteilchen, können im Porenraum von Korngemischen mehrere gasförmige oder flüssige Phasen vorhanden sein. Der Auffüllungsgrad des Porenraumes mit einer Phase wird als Sättigungsgrad oder kurz Sättigung (S) bezeichnet. Die Verteilung der einzelnen Phasen kann kontinuierlich oder diskontinuierlich sein. Strömungen einer Phase bei nur teilweiser Sättigung werden in der Literatur und auch hier als ungesättigte Strömungen bezeichnet.

In der Bodenmechanik tritt im allgemeinen das Drei-Phasen System aus Boden, der gasförmigen Phase Luft und der flüssigen Phase Wasser auf. Untersuchungen über Mehr-Phasen-Systeme finden sich z.B. in der Erdöltechnologie, wo das Vier-Phasen-System mit Erdöl als zweiter Flüssigkeit eine wichtige Rolle spielt, wenn nicht mehr unter Druck stehende Vorkommen durch das Einpressen von Wasser aus der Lagerstätte gedrückt werden. Ein weiterer Fall eines Vier-Phasen-Systems ist der Eintrag und die Ausbreitung von Schadstoffen, die dann neben den Medien Luft und Wasser im Porenraum auftreten.

Die feste, flüssige und die gasförmige Phase stehen unter physikalischen und chemischen Wechselwirkungen. Befinden sich organische Stoffe oder Kleinstlebewesen in einem Medium, so laufen auch noch biologische Prozesse ab, z.B. Algenwachstum, die bei der Verwendung von unbehandeltem Wasser bei langandauernden Durchlässigkeitsversuchen das Ergebnis beeinflußen können. Als wichtiger chemischer Prozeß, der die Durchlässigkeit wesentlich beeinflußt, ist die Quellung von Tonen als Reaktion auf ein Wasserdargebot zu nennen. Durch Einlagerung von festgebundenen Wassermolekülen zwischen die Tonminerale vergrößern sich deren Abstände und der für die Wasserbewegung verfügbare Porenraum verringert sich.

Bei grobkörnigen, nichtbindigen Böden spielen allerdings Quellerscheinungen praktisch keine Rolle. Als die Durchlässigkeit beeinflußende chemische Wechselwirkungen zwischen der flüssigen und der festen Phase sind hier z.B. Verockerung, Versinterung oder Lösung von Salzen zu nennen.

Die physikalischen Wechselwirkungen zwischen Flüssigkeit und porösem Festmedium sind auf elektromolekulare Kräfte zwischen Bodenteilchen und Wassermolekülen zurückzuführen. Man unterscheidet zwischen Coulombschen Kräften, elektrischen Kräften aufgrund verschiedener Aufladung von Wasser und Boden bei Kontakt, und Van-der-Waalschen Kräften, molekularen Kräftwirkungen zwischen verschieden- und gleichartigen Körpern. Die Van-der-Waalschen Kräfte nehmen mit zunehmendem Mittenabstand der Moleküle wesentlich schneller ab als die Coulombschen Kräfte. Die genannten Kräftwirkungen verursachen eine Adsorption von Wasser an die Bodenteilchen, die in unmittelbarer Nähe der Kornoberflächen so groß ist, daß man von einer fest gebundenen Wasserhülle sprechen kann. Mit zunehmendem Abstand erfolgt ein Übergang über lose gebundenes zu frei beweglichem Wasser. Das fest adsorbierte Wasser spielt bei Tonen aufgrund der großen Kornoberfläche eine wichtige Rolle und kann den größten Teil des Porenraumes ausfüllen, bei Sanden und Kiesen hingegen wird davon nur ein geringer Teil des Porenraumes eingenommen. Der Sättigungsgrad, bei dem nur noch fest adsorbiertes Wasser vorhanden ist, wird als Restsättigung  $S_r$  bezeichnet.

Eine wichtige Wechselwirkung zwischen den beweglichen Phasen ist die Lösung von Gasen in Flüssigkeiten. Für die Lösung von Luft in Wasser gilt eine zum Druck p proportionale Abhängigkeit des gelösten Volumens:

$$V = 18,45 \frac{cm^3}{lat} \cdot p \tag{2.1}$$

Der Aggregatzustand eines Stoffes ist abhängig von den Temperatur- und Druckverhältnissen, der Dampfdruck ist die physikalische Kennziffer für den Übergang in den gasförmigen Zustand. Der Dampfdruck in Abhängigkeit von der Temperatur kann aus dem sog. Zustandsdiagramm abgelesen werden. Im Zustandsdiagramm sind die drei Aggregatzustände durch drei Kurven, die Sublimations-, die Dampfdruck- und die Schmelzdruckkurve getrennt. Dabei bildet die Dampfdruckkurve die Trennung zwischen flüssig und gasförmig. Der Dampfdruck von Wasser mit der Temperatur 10 Grad C beträgt z.B. 0,0125 at (≈ 12 cm Wassersäule). Um das Wasser bei dieser Temperatur zu verdampfen, müßte entweder der Luftdruck auf diesen Dampfdruckwert erniedrigt oder im Wasser ein Unterdruck mit dem Betrag der Differenz zwischen Luftdruck und Dampfdruck erzeugt werden. Diese Überlegungen sind bei der Betrachtung von kapillaren Unterdrücken im Boden von Bedeutung: Liegt der kapillare Druck im Boden unter dieser Differenz, liegt das Wasser im gasförmigen Zustand vor, d.h. der Dampfdruck definiert die untere Grenze des Kapillardruckes im Porenwasser.

Ein weiteres wichtiges Gesetz ist das von Boyle-Mariotte über den Zusammenhang von Druck und Volumen eines Gases:

$$V_1 \cdot p_1 = V_2 \cdot p_2 \tag{2.2}$$

Daraus folgt z.B., daß die Sättigung mit Wasser durch Druckerhöhung gesteigert wird, weil dies eine Kompression des Luftgehaltes bewirkt.

Mit den Spannungsverhältnissen in ungesättigten Böden unter Berücksichtigung äußerer Lasten beschäftigen sich Fredlund/Morgenstern (1977). Sie stellen Gleichgewichtsbedingungen an einem Volumenelement eines ungesättigten Bodens auf und formulieren die konstituierenden Gleichungen für die Verformung und die Änderung des volumetrischen Wassergehaltes.

# 2.2 Kapillarität in teilgesättigten Böden

Kapillare Kraftwirkungen treten auf, wenn zwei Medien mit unterschiedlichem Benetzungsverhalten in einem porösen Medium vorhanden sind. Im Boden sind dies Wasser und Luft, wobei Wasser die besser benetzende und Luft die schlechter benetzende Phase ist. Das Maß für die Benetzbarkeit eines Stoffes mit einem anderen Stoff ist der sog. Benetzungswinkel  $\theta$ ; je besser die Benetzung ist, umso kleiner ist dieser Winkel. Die Ursache der Benetzung liegt in der Adhäsion, den elektromolekularen Kraftwirkungen, die unterschiedliche Stoffe aufeinander ausüben. Zur vollständigen Erklärung der kapillaren Erscheinungen muß noch der innere Zusammenhalt von Stoffen, die Kohäsion, sowie das Phanomen der Oberflächenspannung betrachtet werden. Durch den unterschiedlichen Benetzungswinkel von Wasser und Luft an den Bodenteilchen und die Oberflächenspannung des Wassers bilden sich keine geraden Grenzflächen, sondern Menisken aus. Aufgrund der Adhäsionskräfte hat das Wasser das Bestreben, den Boden vollständig zu benetzen. Durch diese Kraftwirkungen wird also die besser benetzende Phase Wasser in den Boden hineingezogen. Dem Ansaugen von Wasser wirken Kräfte entgegen, wie Schwerkraft, innere Reibung oder der Verdrängungswiderstand der schlechter benetzenden Phase, so daß sich ein Gleichgewichtszustand einstellt, der beim vertikalen Ansaugen als kapillare Steighöhe bezeichnet wird. Die Kapillarität weist eine Hysterese auf: Die Höhe der Wassersäulen, die im Boden gehalten werden (passive Kapillarität), ist stets größer als die Steighöhe (aktive Kapillarität). Diese Erscheinung läßt sich zum einen auf den wechselnden Porendurchmesser im Boden (sog. Tintenfaßeffekt) und zum anderen auf die unterschiedlichen Benetzungswinkel beim Vordringen und beim Zurückweichen von Wasser auf einer festen Oberfläche (sog. Regentropfeneffekt) zurückführen (Bear/Verruijt 1987).

Statische und dynamische Kapillarkräfte sind verschieden, da sich bei einem Strömungsvorgang andere Benetzungswinkel ausbilden als bei ruhendem Porenwasser. Mit zunehmender Fließgeschwindigkeit nimmt der Benetzungswinkel ab und mit ihm die kapillare Saugkraft des porösen Mediums. Über die Wirksamkeit dieses Phänomens bei Wasserströmungen im Boden gibt es verschiedene Ergebnisse: Elzeftawy/Mansell (1975) führten Messungen der passiven kapillaren Saughöhe an einem Feinsand durch, die eine Abhängigkeit vom Strömungszustand zeigten. In der gleichen Veröffentlichung wird aber auch über Experimente mit einem Grobsand berichtet, bei denen diese Abhängigkeit nicht auftrat.

Ein einfaches Modell zur Beschreibung der Kapillarität im Boden ist die Vorstellung der Poren als Röhren mit über die Länge gleichbleibendem Radius. Über eine Gleichgewichtsbetrachtung mit den Kräften aus Oberflächenspannung im Meniskus und dem Eigengewicht der in der Kapillarröhre hängenden Wassersäule erhält man die maximale Länge der durch die Kapillarkraft gehaltenen Wassersäule (durch Einsetzen des entsprechenden Benetzungswinkels wird entweder der aktive oder passive Fall erhalten):

$$h_c = 2 \cdot \frac{\sigma_{aw} \cos \theta}{r \, \varrho_w \, g} \tag{2.3}$$

mit  $h_c$  Kapillare Steighöhe

 $\sigma_{aw}$  Oberflächenspannung (Kontaktfläche Wasser-Luft)

θ Benetzungswinkel Wasser-Feststoff

- r Radius der Kapillare
- $\varrho_w$  Dichte von Wasser
- q Erdbeschleunigung
- $h_c = p_c/\gamma_w$

Die Druckverteilung in einer solchen, über einem geschlossenen Wasserspiegel hängenden Wassersäule zeigt Abbildung 2.1.

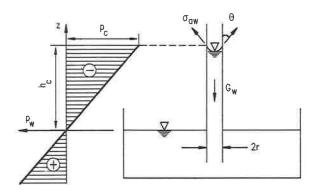


Abbildung 2.1: Kräfte und Spannungen in einer Kapillare

Aus Abb. 2.1 erkennt man, daß die kapillare Steighöhe ebenso als negativer Wasserdruck gedeutet werden kann. In Meter Wassersäule ausgedrückt, entspricht der Minimalwert des Druckes genau der kapillaren Steighöhe.

Die Medien Wasser und Luft können in den Bodenporen unterschiedlich verteilt sein. Der Sättigungsgrad S gibt an, zu welchem Anteil eine Phase den vorhandenen Porenraum ausfüllt, die Summe der Sättigungsgrade ergibt somit immer 1. Unterhalb eines bestimmten Sättigungsgrades ist ein Phase nur noch diskontinuierlich verteilt, darüber liegt eine kontinuierliche Füllung der Poren mit dieser Phase vor. Der Sättigungsgrad beim Übergang stellt einen wichtigen Parameter bei der Beschreibung von Strömungsvorgängen dieser Phase dar. Er liegt für Wasser in Böden meist zwischen 0,75 und 1,0. Bei Sättigungsgraden über diesem Punkt spricht Kézdi (1969) von einem quasi-gesättigten Zustand, da dann wie bei voller Sättigung der Druck in der betrachteten Phase über den ganzen Bodenkörper übertragen werden kann und die andere, diskontinuierlich verteilte Phase unter demselben Druck steht. Bei einer quasi-gesättigten Füllung der Bodenporen mit Wasser sitzt die verbliebene Luft in sog. 'Dead-End-Pores' (Bear/Verruijt 1987) und kann nicht mehr ausgespült werden. Eine Erhöhung der Wassersättigung ist dann nur noch durch Lösung der Luft im vorbeiströmenden Wasser oder durch Druckerhöhung möglich (siehe dazu Gl. 2.1 und 2.2).

Die Kapillarität ist eine Funktion des Sättigungsgrades mit der benetzenden Phase, also des Wassergehaltes: Mit zunehmender Sättigung nimmt die kapillare Saugspannung im Boden ab, bis sie schließlich bei Erreichen des quasi-gesättigten Zustandes verschwindet. Da die Saugspannung, die von einer Pore ausgeübt wird, von deren Abmessungen (beim Röhrenmodell: Radius) abhängt, ist die Saugspannungs-Sättigungs-Beziehung  $h_c(S)$  abhängig von der Porengrößenverteilung im Boden. Dem liegt die Vorstellung zugrunde, daß bei einer Bewässerung (Imbibition) des Bodens zunächst die großen und erst mit zunehmendem Wassergehalt die kleineren Poren gefüllt werden und umgekehrt sich bei einer Dränage die großen Poren zuerst entleeren (Childs (1969)). Somit läßt sich zu jeder Saugspannung eine Porengröße (meist Radius) zuordnen, die die Porenklasse angibt, die gerade noch nicht gefüllt bzw. gerade entleert ist. Auf diesem Modell beruhen viele klassischen Methoden (z.B. Childs/Collis-George (1950)) zur Berechnung der Porengrößenverteilung aus der  $h_c(S)$ -Funktion und daraus der Ableitung der Durchlässigkeit bei Teilsättigung (s. Abschn. 2.3). Umgekehrt kann so von der Porengrößenverteilung auf die Saugspannungsfunktion geschlossen werden. Aus der Ähnlichkeit der Porengrößenverteilung mit der Korngrößenverteilung leitet Hartqe (1978) ein Verfahren zur Bestimmung der Saugspannungs-Sättigungs-Funktion aus der Sieblinie eines Bodens ab. Arya/Paris (1981) stellen ein Verfahren vor, mit dem die rechnerische Bestimmung aus der Korngrößenverteilung unter Berücksichtigung der Lagerungsdichte erfolgt. Die Abhängigkeit von der Lagerungsdichte folgt aus der Abnahme des Porenanteils mit zunehmender Lagerungsdichte. Da bei Verdichtung aber zugleich eine Veränderung der Porengrößenverteilung zu erwarten ist (überproportionale Abnahme der Grobporen), ist eine realistische Berücksichtigung der Lagerungsdichte auf theoretischem Wege im allgemeinen Fall schwierig.

Umgekehrt kann aus der Form der  $h_c(S)$ -Kurve auf die Porengrößenverteilung und damit auch auf die Korngrößenverteilung geschlossen werden. Da die Volumenanteile einzelner Porengrößen bei Böden mit schlecht abgestufter Kornverteilung ungleichmäßiger sind als bei gut abgestuften Korngemischen, fällt die  $h_c(S)$ -Kurve mit steigender Sättigung umso gleichmäßiger ab, je besser abgestuft der Boden ist. Ein charakteristischer Punkt dieser Beziehung, der sich besonders bei schlecht abgestuften Böden ausgeprägt zeigt, ist der sog. Wassereintrittspunkt bei der aktiven Saugspannungskurve bzw. der sog. Lufteintrittspunkt bei der passiven Saugspannungskurve  $(h_b)$ . Der Wassereintrittspunkt gibt an, welche aktive Saugspannung die größten im Boden vorhandenen Poren haben, der Lufteintrittspunkt gibt an, welche Saugspannung angelegt werden muß, um die größten Poren zu entleeren. Diese Saugspannungshöhe definiert den geschlossenen Kapillarsaum über einem Grundwasserspiegel.

Bei Ausschalten der Verdunstung wäre der Wassergehalt bei der Restsättigung  $S_r$  theoretisch auch in unendlicher Höhe über dem Grundwasserspiegel noch vorhanden. Dieser Wassergehalt wird in der Bodenkunde auch als Feldkapazität bezeichnet und entspricht nach Hartge~(1978) praktisch einer Saugspannung von ca. 60 bis 300 cm Wassersäule.  $K\acute{e}zdi~(1976)$  gibt an, daß die Restsättigung bei nichtbindigen Böden vernachlässigbar gering ist. Bei bindigen Böden hingegen kann die Restsättigung fast den gesamten Porenraum einnehmen. Die Saugspannung  $h_b$  ist ein Maß für die maximale Größe von kontinuierlichen Porenkanälen und demgegenüber ist bei konsequenter Anwendung des Porenmodells die Saugspannung, bei der sich der Boden vollständig entleert, ein Maß für die kleinsten kontinuierlichen Porenkanäle.

Als Grenzsättigung  $S_m$  wird die bei einem Infiltrationsvorgang maximal erreichbare

Sättigung bezeichnet, bei der im Boden noch diskontinuierlich verteilte Luftblasen verbleiben. Der Abstand zwischen der maximalen und der Restsättigung wird meist als dränbarer Porenraum  $(n_e)$  und der Quotient

$$S_e = \frac{S_m - S_r}{1 - S_r} \tag{2.4}$$

als effektive Sättigung bezeichnet. Die Abbildung 2.2 zeigt den schematischen Verlauf der Saugspannung über der Sättigung mit den wichtigsten Parametern.

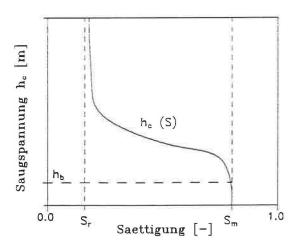


Abbildung 2.2: Schematische Darstellung der Saugspannung als Funktion der Sättigung.  $h_b$ : Lufteintrittspunkt /  $S_\tau$ : Restsättigung /  $S_m$ : Maximal erreichte Sättigung

Sande und Kiese weisen einen überproportionalen Anteil Grobporen auf (Scheffer/Schachtschabel (1976)), sie haben deswegen sehr ungleichmäßige  $h_c(S)$ -Kurven mit einer typischen S-Form. Bei feinkörnigen Böden tritt hingegen in der Regel ein gleichmäßigerer Abfall der Saugspannung mit steigendem Wassergehalt auf. Floss (1968) bestimmte die Sättigungsverteilung infolge kapillarer Wasserbewegung in sandig-kiesigen Böden mit einem Isotopenmeßverfahren. Es zeigte sich ein deutliches Anwachsen der Kapillarität mit zunehmender Kornfeinheit. Bei den untersuchten groben Sanden bildete sich kein geschlossener Kapillarsaum aus, die feineren Sandböden wiesen hingegen typische S-förmige  $h_c(S)$ -Kurven auf.

Die Abhängigkeit der Saugspannung vom Wassergehalt bzw. der Sättigung ist einer Hysterese unterworfen (Bear/Verruijt (1987), Kool/Parker (1987)). Die Kurven verlaufen mit zunehmender Zyklenzahl in immer enger werdenden Schleifen und werden von zwei Grenzkurven, der für die Erstdränage und der für die Erstbewässerung eingegrenzt.

Die Abbildung 2.3 zeigt typische Verläufe der Saugspannung eines gut und eines

schlecht abgestuften Bodens sowie die Hysterese der Saugspannungsverläufe bei verschiedenen Imbibitions- und Dränagezyklen.

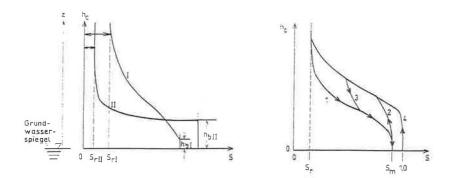


Abbildung 2.3: Links: Typische Verläufe der Saugspannungs-Sättigungsfunktion für einen Boden mit gut abgestufter (I) und einen Boden mit schlecht abgestufter Korngrößenverteilung (II). Rechts: Hysterese der  $h_c(S)$ -Funktion. 1: Erste Imbibition 2: Dränage 3: Zweite Imbibition 4: Grenzkurve Dränage

# 2.3 Durchlässigkeit und Strömungsvorgang bei Teilsättigung

# 2.3.1 Durchlässigkeit von Korngemischen

Zur Beschreibung eines Strömungsvorganges müssen die hydraulischen Eigenschaften eines porösen Mediums (Durchlässigkeit), der strömenden Phase (Viskositāt) und die Wirkung der die Strömung verursachenden Kräfte (Feldgleichung) sowie eine Massenbilanz (Kontinuitätsgleichung) bekannt sein. Die Durchlässigkeit ist ein Maß für den Widerstand, den ein poröses Medium gegen ein durchströmendes Medium leistet. Darcy ermittelte experimentell bei der Durchströmung von Sanden mit Wasser eine lineare Abhängigkeit zwischen durchströmender Wassermenge und hydraulischem Gradienten. Den Proportionalitätsfaktor bezeichnete er als Durchlässigkeitsbeiwert k. Das seither in der Bodenmechanik im allgemeinen als Bewegungsgleichung bei Grundwasserströmungen verwendete Darcysche Gesetz lautet in allgemeiner Form:

$$\vec{v} = k_{ijk} \operatorname{grad} H \tag{2.5}$$

mit  $\vec{v}$  Filtergeschwindigkeit  $k_{ijk}$  Durchlässigkeitstensor (i, j, k: Raumrichtungen) qrad H Gradient des hydraulischen Potentials H

Die Durchlässigkeit ist dabei ein Tensor, dessen 3 x 3 Elemente, die Durchlässigkeitsbeiwerte, von den drei Raumrichtungen abhängen. Seine deviatorischen Anteile werden zu Null, wenn die Hauptachsen parallel zu den Koordinatenachsen liegen. Diese Forderung ist bei Grundwasserströmungen in Lockergesteinen relativ leicht zu erfüllen, zudem gilt dabei aufgrund der in der Regel in vertikaler Richtung erfolgten Sedimentation bei gewachsenen Böden bzw. des Einbaus bei künstlich hergestellten Bodenschichten:

$$k_x = k_y = k_h$$

$$k_z = k_u$$
(2.6)

mit kh Horizontaler Durchlässigkeitsbeiwert

k, Vertikaler Durchlässigkeitsbeiwert

Als Mittelwert der Durchlässigkeit wird die erste Invariante des Durchlässigkeitstensors definiert:

$$I_{1,k} = (k_x + k_y + k_z)/3 = (k_v + 2k_h)/3 = k_m$$
 (2.7)

Die horizontale Durchlässigkeit ist in der Regel größer als die vertikale; als sog. Anisotropieverhältnis wird definiert:

$$\alpha = k_h/k_v \tag{2.8}$$

Die Anisotropie oder genauer die Orthotropie der Durchlässigkeit von Böden kann auf mehrere Ursachen zurückgeführt werden. Zum einen ist das die horizontale Einregelung von plattigen Körnern sowohl bei Sedimentation als auch bei künstlichem Einbau. Zum anderen ist es die Schichtung unterschiedlich durchlässiger Lagen, die ebenfalls aufgrund der Sedimentationsabfolge wie auch aufgrund von Entmischungen bei künstlicher Verdichtung entstehen kann. Chapuis et al. (1989) geben zusätzlich eine Abhängigkeit von der Verdichtungsart bei nichtbindigen Böden an. So nimmt nach diesen Untersuchungen das Anisotropieverhältnis bei statischer Verdichtungsart mit steigender Lagerungsdichte zu und bei dynamischer Verdichtungsart ab. Bei einem dynamisch verdichteten Sand wird sogar eine gegenüber der vertikalen geringere horizontale Durchlässigkeit angegeben.

In der Literatur finden sich nur wenig konkrete Angaben über das Anisotropieverhältnis, die mehr allgemeinen Angaben reichen von ca. 1 bis 20. Witt/Brauns (1981) geben für plattige Kornformen ein maximales Anisotropieverhältnis von  $\alpha=2,3$  an. Nach Chapuis et al. (1989) scheint 4 die obere Grenze für  $\alpha$  in homogenem Material zu sein. Leroueil et al. (1990) geben Versuchsergebnisse an, nach denen  $\alpha$  für natürliche Tonböden zwischen 1 und ca. 1,6 liegt und mit vertikaler Verformung der Proben zunimmt. Aus den genannten Werten ist zu folgern, daß größere Anisotropieverhältnisse auf Korngrößenentmischung und Schichtung zurückzuführen sind. 1

Um das Verhalten eines porösen Mediums bei einer Durchströmung zu erklären, wurden verschiedene Modellvorstellungen entwickelt. Die Modelle werden jeweils so

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup>Nach *Mualem (1984)* und *Chapuis et al. (1989)* nimmt die Anisotropie der Durchlässigkeit auch mit abnehmender Sättigung zu.

gewählt, daß sie dem zu beschreibenden Porensystem hydraulisch äquivalent sind und eventuell an bestimmte Parameter des Bodens angepaßt werden können. Dabei ist grundsätzlich zwischen einer mikroskopischen und einer makroskopischen Betrachtungsweise zu unterscheiden. Einfache Vorstellungen zur mikroskopischen Beschreibung sind z.B. das Spaltmodell, bei dem der Porenraum als Spalt in einem Festkörper angesehen wird, oder das Röhrenmodell, bei dem die Poren Kanäle mit Kreisquerschnitt durch den Festkörper bilden. Das Röhrenmodell läßt sich erweitern, in dem der Radius längs der Mittelachse verändert wird oder in dem die Poren miteinander in Verbindung stehen können. Der Aufwand zur mathematischen Beschreibung insbesondere der Durchlässigkeit nimmt mit Verfeinerung des mikroskopischen Modells stark zu. So sind bereits mit dem angesichts der Einzelkornstruktur nichtbindiger Böden wirklichkeitsnäheren Modell der Kugelpackung Durchlässigkeit und Kapillarität nicht mehr mathematisch herzuleiten.

Nach Bear/Verruijt (1987) ist bei mikroskopischer Betrachtungsweise das poröse Medium aufzuteilen in sog. AEV (Arbitrary Element Volume) und für diese Volumina eine Modellvorstellung zu entwickeln. Die AEV müssen so gewählt werden, daß sie immer einen Feststoffanteil enthalten und jede Phase einen Anteil einnimmt. Der Nachteil dieser Betrachtungsweise liegt darin, daß die komplizierte Struktur eines Bodens praktisch nicht beschrieben werden kann und daß es nicht möglich ist, den Zustand der Phasen im mikroskopischen Maßstab durch Messungen zu verifizieren.

Dagan (1989) beschreibt eine alternative Vorgehensweise: Ausgehend von einer mikroskopischen Betrachtung beschreibt er die Porenströmung mit den Mitteln der Statistik und der Probabilistik. Mishra et al. (1989) und Mishra/Parker (1989) bedienen sich ebenfalls der Statistik zur Untersuchung ungesättigter Strömungen und der dabei wichtigen Parameter.

Durch Einführung einer makroskopischen Betrachtungsweise werden die Schwierigkeiten bei der Ableitung der Parameter aus realistischen mikroskopischen Modellen überwunden. Dabei wird zunächst jede Phase als Kontinuum betrachtet, welches das gesamte AEV ausfüllt. So erhält man in jedem AEV sich überlappende und eventuell sich gegenseitig beeinflußende Kontinua. Der Zustand und die Eigenschaften von jedem dieser Kontinua können durch Mittelwertbildung über das AEV beschrieben werden und die Mittelwerte werden dann dem Schwerpunkt zugeordnet. Durch Aufteilung des ganzen betrachteten porösen Mediums in AEV erhält man so Felder von makroskopischen Variablen (Mittelwerte), die Zustand und Eigenschaften der Phasen beschreiben und differenzierbare Funktionen der Koordinaten sind. Diese Vorgehensweise erspart die mikroskopische Modellbildung und -beschreibung der Phasen und ermöglicht eine mathematische Analyse. Die Konfiguration des Feststoffgerüstes und der Grenzflächen werden durch experimentell bestimmbare Koeffizienten (z.B. Durchlässigkeitsbeiwert, Porenanteil etc.) beschrieben.

Damit die gemittelten Eigenschaften der Mikrostruktur unabhängig von der Größe des AEV werden und nur noch eindeutige Funktionen des Ortes sind, wird das sog. REV (Representative Element Volume) eingeführt. Für dessen charakteristische Abmessung I gilt nach Bear/Verruijt (1987):

$$d \ll l \ll L$$

Dabei ist d eine charakteristische Dimension der mikroskopischen Struktur des Porenraumes und L eine charakteristische Länge des porösen Mediums, über die keine

signifikante Änderung der gemittelten makroskopischen Eigenschaften auftritt.

Das Darcy'sche Gesetz entspricht somit einer makroskopischen Betrachtungsweise, da es sich auf die Filtergeschwindigkeit v (in der Literatur oft auch mit dem Index f gekennzeichnet) bezieht. Die Filtergeschwindigkeit ist eine fiktive Geschwindigkeit, bei der der gesamte Bodenquerschnitt als geradlinig durchströmt angesehen wird. Die tatsächliche Strömungsgeschwindigkeit (auch Bahngeschwindigkeit)  $v_B$  ist weit höher, da zum einen nur der Porenquerschnitt für die Strömung zur Verfügung steht und zum anderen infolge der Gewundenheit (Tortuosität T) der Porenkanäle ein weiterer Fließweg zurückgelegt werden muß. Dazwischen liegt die sog. Abstandsgeschwindigkeit  $v_a$ , bei der zwar der Porenanteil n zugrundegelegt, aber von einer geradlinigen Durchströmung ausgegangen wird. Es gilt:

$$v_B > v_a > v \tag{2.9}$$

$$v_B = \frac{T}{n} \cdot v \quad \text{und} \quad v_a = \frac{v}{n} \tag{2.10}$$

Das Darcy-Gesetz läßt sich aber auch aus einer mikroskopischen Betrachtung ableiten, wenn die Rohrströmung nach Hagen-Poiseuille zugrundegelegt wird, s. Bear (1972). Auf diesen Gesetzmäßigekeiten basiert die sog. Kozeny-Carman-Gleichung:

$$K = c_0 T \frac{n^3}{(1-n)^2 M_{\pi}^2}$$
(2.11)

mit

- c<sub>0</sub> Kozeny-Konstante, abh. von der Querschnittsform der Poren, nach Carman (1937) gleich 0, 2
- Tortuosität, Quotient aus tatsächlicher Bahnlänge und geradlinigem Abstand zweier Querschnitte, nach Carman (1937), s. Bear 1972)  $\simeq 1.5$
- n Porosität
- M<sub>s</sub> Spezifische Oberfläche, bezogen auf Festkörpervolumen

Die Permeabilität K ist eine Eigenschaft der Kornmatrix (Dimension  $1/m^2$ ), die Durchlässigkeit k nach Darcy bezieht noch die Eigenschaften des strömenden Mediums mit ein, so daß gilt:

$$k = K \cdot g/\nu \tag{2.12}$$

mit g Erdbeschleunigung

ν Kinematische Viskosität

Die Charakteristik des Zusammenhangs zwischen Durchlässigkeit und Lagerungsdichte bei der Kozeny-Carman-Gleichung paßt gut bei grobkörnigen Böden, bei ihnen bestätigt sich die lineare Beziehung zwischen k und  $n^3/(1-n)^2$  (Das (1983)). Chapuis et al. (1989) führten Versuche an einem gleichkörnigen Sand durch und empfehlen als

Ansatz für die Abhängigkeit von der Verdichtung den Proportionalitätsfaktor  $e^3/(1+e)$  (e Porenzahl), woraus sich nach Umformung ebenfalls ergibt:

$$k \sim n^3/(1-n)^2 \tag{2.13}$$

Neben den rein theoretisch hergeleiteten Gleichungen gibt es noch eine Reihe von empirisch und semi-empirisch entwickelten Formeln für die Durchlässigkeit, so z.B. die oft angewandten von Beyer, Hazen oder Fair und Hatch (s. Bear (1972)). Kenney et al. (1984) fanden durch Versuche an verdichteten Sanden und Kiesen die empirische Beziehung

$$k = 0.005 \cdot D_5^2$$
 bis  $0.01 \cdot D_5^2$  (2.14)

mit k in m/s  $D_5$  in mm

Sherard et al. (1984) schlagen ebenfalls für Sande und Kiese vor (Einheiten wie oben):

$$k = 0,0035 \cdot D_{15}^2 \tag{2.15}$$

Alle empirischen und semi-empirischen Ansätze lassen sich auf folgende Form zurückführen:

$$k = f_1(s) f_2(n) d^2 (2.16)$$

mit  $f_1(s)$  Wirkung der Poren- (Korn-) form

 $f_2(n)$  Wirkung der Porosität

d Wirksamer Korndurchmesser, oft  $d_{10}$ 

Zu den empirisch gewonnenen Berechnungsformeln für die Durchlässigkeit ist zu sagen, daß sie anhand von Versuchen bei bestimmten Bodenarten gewonnen wurden und somit eine Anwendung auf andere Bodenarten bzw. eine Verallgemeinerung mit Fragezeichen behaftet ist.

# 2.3.2 Durchlässigkeit bei Teilsättigung

Die Durchlässigkeit eines Bodens ist, bei festgehaltener Kornmatrix, eine Funktion des Wassergehaltes: Je mehr der Porenraum mit Wasser gefüllt ist, umso größer ist bei einer Strömungsbewegung der zur Verfügung stehende (wassergefüllte) Fließquerschnitt bzw. die luftgefüllten Poren stellen Hindernisse dar, die, ebenso wie die Bodenteilchen, nicht durchströmt werden können. Aus diesem Grund wird die sog. relative Durchlässigkeit eingeführt, die das Verhältnis von der beim Sättigungsgrad S vorhandenen zur Durchlässigkeit bei voller Sättigung bildet:

$$k_r = k(S)/k_0$$
 (2.17)

mit  $k_0$  Durchlässigkeit bei S=1

Die Durchlässigkeit wird zu Null beim Restwassergehalt  $S_r$ , weil das dann noch im Boden befindliche Wasser in Form von Filmen auf den Kornoberflächen adhäsiv so stark gebunden ist, daß es durch Potentialgradienten nicht mehr bewegt wird. Mit steigender Sättigung nimmt die Durchlässigkeit überlinear zu, bis bei voller Sättigung (Fließquerschnitt = gesamter Porenraum) der Größtwert erreicht wird. Die Abweichung von der Linearität ist umso ausgeprägter, je schlechter abgestuft der Boden ist. Die Abb. 2.4 zeigt den qualitativen Verlauf der Durchlässigkeit als Funktion der Sättigung.

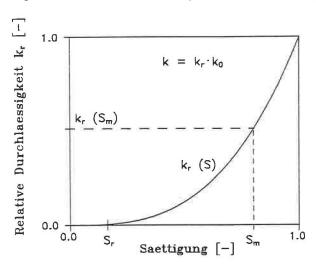


Abbildung 2.4: Schematische Darstellung der relativen Durchlässigkeit als Funktion der Sättigung.  $k_0$ : Durchlässigkeit bei S=1,0

Die Ursachen für das progressive Anwachsen der Durchlässigkeit sind (Childs (1969)):

- Bei steigendem Wassergehalt werden zuerst die feinen Poren aufgefüllt, diese sind jedoch hydraulisch ungünstiger (größeres Verhältnis benetzte Wandfläche zu Querschnittsfläche) als Poren großen Durchmessers und tragen deshalb, gemessen an ihrem Gesamtflächenanteil, weniger zur Durchlässigkeit bei.
- Teilgefüllte Poren sind zunächst an den Wandungen benetzt, wo der Einfluß der Adhäsionskräfte am größten ist.
- Luftblasen stellen Hindernisse dar, die nicht nur den Fließquerschnitt verringern, sondern die umströmt werden müssen und so auch die Tortuosität der Stromfäden erhöhen.

Ebenso wie bei der Kapillarität tritt auch bei der Abhängigkeit der Durchlässigkeit vom Wassergehalt Hysteresis auf. Bei wiederholten Be- und Entwässerungszyklen wird die Funktion durch jeweils unterschiedliche Schleifen dargestellt. Je grobkörniger der Boden ist, umso weniger ausgeprägt ist diese Hystereseerscheinung ( $K\'{e}zdi$  (1969)). Nach Riedi/Stauffer (1982) kann die Hysterese der k(S)-Funktion bei Strömungsvorgängen in Sanden vernachlässigt werden.

#### 2.3.3 Strömungsvorgang in Korngemischen

Die hier betrachteten Grundwasserströmungen sind Potentialströmungen und somit einer mathematischen Beschreibung mit Hilfe der Potentialtheorie zugänglich. Aus Potentialunterschieden entsteht eine Strömungsbewegung in Richtung des Gradienten, siehe Gl. 2.5.

In der Bodenphysik (s. z.B. Marshall/Holmes (1979)) wird i.a. das Gesamtpotential betrachtet, in der Bodenmechanik üblicherweise nur das hydraulische Potential bzw. die Standrohrspiegelhöhe. Alle anderen Potentialanteile treten hier nicht auf oder sind vernachlässigbar. Für die Standrohrspiegelhöhe gilt:

$$H = \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z \quad [m] \tag{2.18}$$

Durch Vernachlässigung des Geschwindigkeitsanteils  $\frac{v^2}{2g}$  und Ersatz des Druckanteils  $\frac{p}{\gamma}$  durch die Druckhöhe h (Dimension m bzw. m Wassersäule) reduziert sich dieses Potential auf:

$$H = h + z \tag{2.19}$$

Aus der Bodenphysik stammt die Betrachtungsweise, daß die Wasserdruckhöhe h sowohl positiv als auch, in der ungesättigten Zone, negativ und damit Ausdruck einer kapillaren Saugspannung sein kann. Negativ bedeutet hier ein Unterdruck gegenüber dem Atmosphärendruck. Durch die Einführung dieses sog. Kapillarpotentials kann die Anwendung der Potentialtheorie auf die ungesättigte Zone ausgedehnt und Strömungen im gesättigten wie im ungesättigten Boden beschrieben werden.  $^2$  Zur besseren Unterscheidung wird die kapillare Saugspannungshöhe durch den Index c gekennzeichnet.

Zur Beschreibung eines Strömungsvorganges ist eine Kontinuitätsgleichung und eine Feldgleichung aufzustellen. Die Kontinuitätsgleichung beschreibt die Massenerhaltung und das elastische Verhalten des Korngerüstes und der strömenden Medien. Für eine Wasserströmung im Boden lautet die Kontinuitätsgleichung:

$$div \vec{v} = \frac{1}{\rho_{vv}} \cdot \frac{\partial (n \rho_w S)}{\partial t}$$
(2.20)

mit

 $\rho_w$  Dichte des Wassers

n Porenanteil

t Zeit

 $\operatorname{div} \vec{v}$  Divergenz (math. Symbol:  $\nabla$ ) des Geschwindigkeitsvektors

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup>Wenn sich der Boden jedoch nicht nur bezüglich der Durchlässigkeit, sondern auch hinsichtlich der kapillaren Saugwirkung anisotrop verhält (*Mualem (1984)*), ergibt sich daraus eine zusätzliche Richtungsabhängigkeit des Potentialgradienten.

Für den räumlichen Fall gilt:

$$\nabla \vec{v} = \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z}$$
 (2.21)

Für den rotationssymmetrischen Fall gilt:

$$\nabla \vec{v} = \frac{\partial v_r}{\partial r} + \frac{v_r}{r} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \tag{2.22}$$

Diese Beziehungen lassen sich durch Postulierung der Massenerhaltung an einem durchströmten Volumenelement herleiten (s. z.B. Bear/Verruijt (1987)).

Die Veränderung des Porenanteils wird bei der Behandlung von sog. gekoppelten Problemen berücksichtigt, wo Strömungsberechnungen in Verbindung mit Verformungsberechnungen erfolgen. Bei solchen Problemen wird entweder der sich aus einer Strömungsberechnung ergebende Strömungsdruck als Lastfall für das Korngerüst eingeführt oder die Veränderung des Porenanteils und damit der Durchlässigkeit infolge äußerer Lasten bei Strömungsberechnungen berücksichtigt. Im Rahmen dieser Arbeit wird jedoch das Wasser als inkompressibel und das Korngerüst als starr betrachtet, dann sind  $\rho_w$  und n Konstanten und die Kontinuitätsgleichung vereinfacht sich zu

$$\nabla \vec{v} = n \cdot \frac{\partial S}{\partial t} \tag{2.23}$$

Für die vollständige Beschreibung der Strömung im Boden muß das Bewegungsgesetz, d.h. die Beziehung zwischen antreibenden Wirkungen und Fließgeschwindigkeit, als Feldgleichung formuliert werden. Das hier verwendete ist das in der Bodenmechanik übliche Darcy'sche Gesetz.

Die Anwendung des Darcy'schen Gesetzes auch bei Strömungen im ungesättigten Porenraum geht auf Richards (1933) (s. Kirkham/Powers (1972)) zurück, die beschreibende Differentialgleichung wird deshalb auch als Richards-Gleichung bezeichnet:

$$div(k_{ijk} \operatorname{grad} H) = n \cdot \frac{\partial S}{\partial t}$$
 (2.24)

Ausgeschrieben lautet die Strömungsdifferentialgleichung bei laminaren Verhältnissen im räumlichen Fall:

$$\frac{\partial}{\partial x}k_{x}\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y}k_{y}\frac{\partial H}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z}k_{z}\frac{\partial H}{\partial z} = n \cdot \frac{\partial S}{\partial t}$$
 (2.25)

Durch Einsetzen von h + z für H ergibt sich eine andere Schreibweise für Gl. 2.24:

$$div(k_{ijk} \operatorname{grad} h) + \frac{\partial k_x}{\partial z} = n \cdot \frac{\partial S}{\partial t}$$
 (2.26)

Anmerkung: Durch die Erweiterung auf den ungesättigten Porenraum gilt die Differentialgleichung auch für Diffusionsvorgänge (Konzentrationsausgleich), da infolge unterschiedlicher Wassergehalte im Boden (oder anders ausgedrückt unterschiedlicher Wasserkonzentrationen) ein Potentialgradient durch das zwischen diesen Bereichen herrschende Saugspannungsgefälle entsteht. Deshalb wird häufig anstelle des k-Wertes der Diffusionskoeffizient D eingeführt:

$$D = k \cdot \frac{\partial h_c}{\partial S}$$

Der Diffusionskoeffizient ist eine Funktion von S bzw.  $h_c$  und wie die Durchlässigkeit k eine experimentell bestimmbare, makroskopische Bodeneigenschaft (Kirkham/Powers 1972). Daraus ergibt sich folgende, in der bodenkundlichen Literatur weitverbreitete Form der Strömungsdifferentialgleichung (räumlicher Fall):

$$\frac{\partial}{\partial x} D_x \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} D_y \frac{\partial S}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z} D_z \frac{\partial S}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} k_z \frac{\partial S}{\partial z} = \frac{\partial S}{\partial t}$$

Das Darcy'sche Gesetz gilt für laminare Strömungen und es gilt ein linearer Zusammenhang zwischen Gradient und Strömungsgeschwindigkeit. Bei turbulenten Strömungen sind durch die dabei vorhandenen Wirbel Druck und Geschwindigkeit im Strömungsfeld starken Schwankungen unterworfen, so daß keine lineare Feldgleichung gilt. Sie lassen sich durch Aufteilung in eine zeitlich gemittelte Hauptströmung und in hiervon abweichende turbulente Schwankungen beschreiben (Halek/Svec (1979)). Die Störungen im Geschwindigkeitsfeld sind Folge von Trägheitsreaktionen des strömenden Mediums, die durch seine Zähigkeit gedämpft werden. Die Stabilität einer Strömung, d.h. ihr Beharren in einem laminaren Zustand, wird durch das Verhältnis von Trägheitsreaktion zu Zähigkeitskraft, üblicherweise in Form der sog. Reynoldszahl beschrieben:

$$Re = \frac{v_m d}{\eta/\rho} \tag{2.27}$$

mit o Dichte

η Dynamische Zāhigkeit

v<sub>m</sub> Mittlere Strömungsgeschwindigkeit

d Charakteristische Abmessung des Strömungsraumes

Die Größe d ist definiert bei der Rohrströmung als Rohrdurchmesser, bei Böden wird vereinfachend oft  $d_{10}$  als charakteristische Abmessung gesetzt.

Man unterscheidet die sog. untere kritische Reynoldszahl, bei der nur durch große Störungen ein Umschlagen zur Turbulenz erfolgt und die sog. obere kritische Reynoldszahl, bei der die Strömung immer turbulent ist.

Wegen der geringen Strömungsgeschwindigkeiten wird bei Grundwasserströmungen meist laminares Fließen angenommen. Nur bei groben, gleichkörnigen Böden und hohen Gradienten kann Turbulenz eintreten (Muth (1987)). Als Maß für den Übergang zur Turbulenz werden in der Literatur unterschiedliche Reynoldszahlen genannt. Die Angaben reichen von Re=1 bis Re=75 (Bear (1972), Childs (1969), Busch/Luckner (1974), Lambe/Withman (1969)).

Bei Sickerströmungen muß folgendes beachtet werden: Die Reynoldszahl hängt vom Durchmesser der durchströmten Poren ab. Ein Boden stellt ein kompliziertes System aus mehr oder weniger unregelmäßig geformten Festteilchen dar, zwischen denen Porenraum mit ebenso unregelmäßiger Berandung vorhanden ist. So können durchaus in einem durchströmten Bodenquerschnitt unterschiedliche Fließgeschwindigkeiten auftreten, so daß ein Umschlagen vom laminaren Fließen zur Turbulenz nicht gleichzeitig

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup>Zum Vergleich: Bei Rohrströmungen, die oft auch Grundlage von Modellen zur Beschreibung von Grundwasserströmungen sind, wird für die untere kritische Reynoldszahl ein Wert von ca. 2000 und für die obere von ca. 2000 angenommen.

in allen durchströmten Poren stattfindet, sondern sich ein kontinuierlicher Übergang vollzieht. Durch die unregelmäßige Berandung des Porenraumes können örtlich so starke Beschleunigungen (Richtungsänderungen) der Strömung auftreten, daß selbst bei laminarem Fließen ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen Potentialgefälle und Strömungsgeschwindigkeit auftritt.

Anmerkung: Eine Behandlung des pre- und postlinearen Strömungsregimes sowie die mathematische Beschreibung eines kombinierten Strömungszustandes finden sich bei Halek/Svec (1979). Hinweise auf nichtlineare Strömungsgesetze werden auch von Bear (1972) und Kézdi (1969) gegeben. Hier sei nur das bekannteste nichtlineare Strömungsgesetz von Forchheimer erwähnt:

$$gradH = (a + b\vec{v})\vec{v}$$

#### mit a, b Bodenparameter

Für numerische Berechnungen wird der k-Wert als Tangentensteigung der Funktion  $\vec{v}(gradH)$  betrachtet, die Lösung erfolgt dann iterativ durch Neuberechnung des k-Wertes mit den berechneten  $\vec{v}$  und gradH nach jedem Iterationsschritt (s. Hjortnaes et al. (1987))

Eine Abweichung vom linearen Verhalten ist auch bei sehr geringen Strömungsgeschwindigkeiten zu beobachten, was auf den zunehmenden Einfluß der Adhäsionskräfte zwischen strömendem Medium und Feststoff zurückgeführt werden kann. Die Diskussion über das Strömungsverhalten in diesem Bereich ist allerdings noch nicht abgeschlossen, so ist z.B. die Existenz eines sog. Grenzgradienten  $i_0$ , d.h. eines hydraulischen Mindestgefälles, das erst überwunden werden muß, damit überhaupt eine Fließbewegung stattfindet, immer noch umstritten (Schildknecht/Schneider (1987)).

# 2.4 Modelle zur Beschreibung der kapillaren Eigenschaften

Die Beschreibung von Strömungen in ungesättigten Bodenzonen erfordert die Kenntnis der kapillaren Saugspannung  $(h_c)$  und der Durchlässigkeit (k) als Funktionen der Sättigung. Diese Funktionen werden in der Literatur als kapillare Eigenschaften bezeichnet:

- ullet Abhängigkeit der kapillaren Saugspannung von der Sättigung:  $h_c(S)$
- Abhängigkeit der Durchlässigkeit von der Sättigung: k(S) bzw.  $k_r(S)$

Insbesondere die experimentelle Bestimmung der Durchlässigkeits-Wassergehalts-Beziehung ist jedoch sehr schwierig und zeitaufwendig. Aus diesem Grund wurden eine Vielzahl von Modellvorstellungen und daraus abgeleitete Verfahren entwickelt, mit Hilfe derer diese Beziehung aus der experimentell einfacher zu ermittelnden Saugspannungs-Sättigungs-Funktion gewonnen werden kann. Die beiden Beziehungen werden entweder durch diskrete Punkte bzw. Wertepaare dargestellt, die experimentell

- Burdine (1953):  $\beta = 2$   $\gamma = 2$   $\alpha_k = 1$
- Mualem (1976):  $\beta = 0, 5$   $\gamma = 1$   $\alpha_k = 2$
- Alexander (1984):  $\beta = 1$   $\gamma = 1$   $\alpha_k = 2$

In dieser Arbeit wird zur Beschreibung der Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung der Ansatz von Riedi und Stauffer gewählt, da er die typische S-Form dieses Kurvenverlaufes am besten wiedergibt. Für die Durchlässigkeits-Sättigungs-Charakteristik wird der Ansatz von Mualem (1978) herangezogen (s. Abschn. 6.1).

# Die Infiltration von Wasser in ungesättigte Böden - Grundlagen

#### 3.1 Literaturübersicht

Ein Kompendium für die mathematische Behandlung der Infiltration ist "The Theory of Infiltration", eine Zusammenfassung der Arbeiten von Philip (1969). In anderen Arbeiten wird meist auf die von Philip dargestellten Grundlagen zurückgegriffen, wie z.B. bei der Behandlung der eindimensionalen Infiltration (Collis-George (1977)) oder der Infiltration aus Kreisquellen an der Bodenoberfläche (Wooding (1968), Jeppson et al. (1975)). Stauffer/Themistocles (1986) führten Infiltrationsversuche mit Sanden aus, die sie dann numerisch mit Hilfe der Finiten-Element-Methode nachrechneten und die Berechnungsergebnisse den Messungen gegenüberstellten.

Jayawardena/Kaluarachchi (1986) untersuchten und berechneten die Auswirkung der Variation der Bodenparameter auf die Wassergehaltsprofile bei einer eindimensionalen Infiltration in feinkörnige Böden.

Eine der wenigen Arbeiten aus dem Bauingenieurwesen stammt von Schulte (1989), der in seiner Dissertation eindimensionale Infiltrationsversuche an Schluffböden beschreibt. Er bestimmt die kapillaren Eigenschaften experimentell und rechnet mit einem numerischen Verfahren (Differenzenverfahren) die Versuche nach.

Von Schmitz (1989) werden Infiltrationsströmungen im Zusammenhang mit dem Bewässerungslandbau beschrieben sowie hydrodynamisch-analytische Modelle zur Berechnung vorgestellt.

Wie in Abschnitt 2 beschrieben, sind k und  $h_c$  Funktionen der Sättigung. Nach Philip~(1969) und Stauffer/Themistocles~(1986) kann die Hysterese der Durchlässigkeits-Wassergehalts-Funktion bei der Lösung von Infiltrationsproblemen vernachlässigt werden. Beim Ansatz von  $h_c$  ist zu beachten, daß hier die aktive Saugspannung als ansaugende Kraftwirkung von Belang ist. Mit Hilfe einer makroskopischen Betrachtungsweise läßt sich die Infiltrationsströmung mathematisch mit der Richardsgleichung beschreiben, da es sich ganz allgemein um eine instationäre Strömung handelt. Wird im Laufe der Infiltration ein stationärer Zustand erreicht, werden alle Ableitungen nach der Zeit zu Null.

Das Ziel bei der Lösung der Differentialgleichung ist es, die mit der Zeit veränderliche Wassergehalts- oder Druck- bzw. Potentialverteilung im Strömungsbereich zu finden. Wenn Teile des durchströmten Bereichs unter positivem Wasserdruck stehen, so ist nach Philip (1969) die Formulierung mit dem Wasserdruck h bzw.  $h_c$  als abhängige

Variable h(S) besser; spielt sich die Strömung jedoch vollständig in einem ungesättigten Boden ab, so ist wals abhängige Variable w(h) anzusetzen, da der Sättigungswassergehalt nicht überschritten werden kann.

Eine analytische geschlossene Lösung der Differentialgleichungen des Infiltrationsvorganges ist nur für einfache Fälle möglich. Selbst diese einfachen Lösungen bestehen jedoch meist aus mathematischen Reihen, beinhalten Integrale höherer Funktionen und sind damit nur schwer handhabbar.

Analytische und numerische Lösungen des eindimensionalen Falles werden z.B. von Youngs (1963), Jeppson et al. (1975), Ahuja (1974), Collis-George(1977), Hanks / Bowers (1962), Dempsey / Elzeftawy (1976), Elzeftawy / Mansell (1975) angegeben. Eine klassische Lösung für die eindimensionale Infiltration und Absorption stammt von Philip (1969).

Für die dreidimensionale Infiltration in den Halbraum existieren analytische Lösungen nur für den stationären Fall, s. Philip(1969, 1985, 1986a,b, 1987), Waechter und Philip (1985) und Wooding (1968).

Da solche analytischen Lösungen aber mit vielen Einschränkungen und Vereinfachungen verbunden sind, werden zur Lösung v.a. des mehrdimensionalen Falles numerische Methoden verwendet. Grundsätzlich bieten sich dafür das Differenzenverfahren und die Finite-Element-Methode (FEM) (s. Neumann (1974), Lam et al. (1987)) an, wobei die FEM wegen der besseren Modellierungsmöglichkeiten von ungleichmäßigen Strömungsgebieten weiter verbreitet ist. Allerdings gibt es auch Möglichkeiten, mithilfe von krummlinigen Koordinatensystemen das Differenzenverfahren zur Berechnung von Strömungen in unregelmäßig berandeten Bereichen einzusetzen (Kiefer et al. (1990)).

Anmerkung: Eine von Philip (1985) entwickelte Methode zur Lösung von Infiltrationsproblemen im stationären Zustand ist die "Quasilineare Analyse". Sie soll besonders erwähnt werden, da mit ihr eine Reihe von wichtigen Eigenschaften mehrdimensionaler Infiltrationsströmungen abgeleitet werden können. Ausgangspunkt ist wieder die rasche Etablierung eines stationären Zustandes, so daß alle Zeitabhängigkeiten entfallen. Die Saugspannung  $h_c$  wird als unabhängige Variable eingeführt und für die Durchlässigkeits-Saugspannungs-Funktion der Ansalt

$$k = k_0 e^{\alpha_P h_C}$$

gemacht. Der Parameter  $\alpha_P$  ('Sorptive Number') charakterisiert die kapillaren Eigenschaften des Bodens, je ausgeprägter die Kapillarität ist, umso kleiner ist dieser Wert.

Die Differentialgleichung der stationären Strömung läßt sich mit Hilfe des o.a. Ansatzes und mittels einer Kirchhoff-Transformation

$$\theta = \int_{h_1}^h k(h)dh$$

linearisieren. Es ergibt sich:

$$\nabla^2 \theta = \alpha_P \frac{\partial w}{\partial z}$$

Philip (1968, 1985, 1986a,b, 1987 bzw. Waechter/Philip (1985) haben Lösungen dieser Differentialgleichung für verschiedene Fälle abgeleitet. Danach bildet sich

bei einer Infiltration um die Quelle herum immer eine gesättigte Zone ('Saturated Bulb') aus, die im Raum die Form eines Ellipsoiden hat. Die Strömung findet dann sowohl in diesem gesättigten Bereich als auch im umgebenden ungesättigten Bereich statt ('Mixed-Flow-Problem'). Die Vorgehensweise bei der Lösung besteht nun darin, beide Strömungen getrennt zu untersuchen und die Gesamtlösung durch Anpassung der beiden Teillösungen zu suchen ('Matching Inner and Outer Flow').

# 3.2 Infiltrationsvorgang als Ein-Phasen-Strömung

Die Infiltration von Wasser in einen ungesättigten Boden wird in dieser Arbeit als Ein-Phasen-Strömung betrachtet: In den freien (anfänglich nicht- oder teilwassergefüllten) Porenraum dringt Wasser ein, die Verdrängung der Porenluft wird vernachlässigt. Diese Näherung ist für die meisten praktischen Probleme der Bodenmechanik gerechtfertigt, vorausgesetzt, ein Entweichen der Luft aus dem Porenraum wird nicht behindert. Haben Luftporen keinen Ausgang in Strömungsrichtung ("Dead-End-Pores"), so kann das Wasser diese nicht auffüllen, die Poren bleiben luftgefüllt. Auch an Engstellen können vom Wasser mitgeführte Luftblasen hängenbleiben, so daß dort ebenfalls keine volle Sättigung erreicht wird, allerdings können diese Luftblasen bei Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeit mitgerissen werden, wohingegen die Luft in Dead-End-Pores nur durch Lösung im Wasser entfernt oder durch Druckerhöhung komprimiert werden kann. Dies beeinflußt jedoch nur das Sättigungsverhalten und damit die Kontinuitätsbedingung, nicht jedoch die Feldgleichung der Strömung.

Aus den genannten Gründen wird eine volle Wassersättigung bei einer Infiltration nicht erreicht. Die Angaben in der Literatur über den erreichbaren Sättigungsgrad  $S_m$  liegen zwischen S=0,7 und S=0,95 (s. Kezdi (1976), Möller (1972), Baumgart (1969), Schmid(1966), Zeller (1961)). Diese Werte decken sich mit den Ergebnissen der Versuche im Rahmen dieser Arbeit (s. Abschn. 5.5). Daraus folgt, daß nicht die maximale, bei S=1,0 erreichte Durchlässigkeit bei einer Infiltration zur Verfügung steht, sondern nur die bei  $S=S_m$ .

Infiltrationsströmungen sind instationäre Strömungen, die mit der Zeit einen stationären Zustand erreichen können. Bei Infiltration in ungesättigte Böden stellt sich eine zeitlich und räumlich veränderliche Sättigungsverteilung ein, wobei Teile des Strömungsgebietes gesättigt werden können. Die bei einer Infiltration vorhandene Sättigungsverteilung kann man nach Philip (1969) in folgende Hauptzonen einteilen:

- Die quasi-gesättigte Zone im Bereich der Infiltrationsquelle, deren Ausdehnung vom Wasserdruck an der Quelle und den kapillaren Eigenschaften des Bodens abhängt. Ist der Ausgangswasserdruck gleich oder kleiner Null, ist keine quasigesättigte Zone vorhanden.
- Die Übergangszone, in der der Sättigungsgrad abfällt.
- Die Durchgangszone, ein Bereich mit annähernd konstanter Sättigung, der sich mit fortschreitender Infiltration in den Boden hinein hinter der Feuchtefront ausdehnt.

- Die Feuchtezone, in der der Sättigungsgrad bis auf den im Boden ursprünglich vorhandenen Wert abnimmt.
- Die Feuchtefront als Übergang der Ausgangssättigung in die von dem vorrückenden Wasser bereits erfaßten und aufgefüllten Poren. Bei Infiltration in einen trockenen Boden ist die Feuchtefront visuell am Farbumschlag zu erkennen.

Im allgemeinen handelt es sich also nicht um das Vordringen einer Sättigungsfront, hinter der die Poren vollständig gefüllt sind und vor der der Ausgangswassergehalt vorhanden ist, sondern um das Vordringen eines zeitlich sich verändernden Feuchteprofils.

Beim Vordringen der Feuchtefront ändert sich die Potentialverteilung und damit die Gradientenverteilung ebenso wie die Wassergehaltsverteilung im Strömungsfeld. Wenn mit der Zeit ein stationärer Zustand erreicht wird, so bleibt die einströmende Wassermenge konstant und das Potentialliniennetz in endlicher Umgebung der Quelle ändert sich nicht mehr. Die folgende Tabelle (Philip (1969)) gibt an, welche Infiltrationsvorgänge in den Halbraum in einen stationären Zustand übergehen und welche instationär bleiben (Dabei wird unterschieden in Absorption, Einströmung ohne Schwerkraftwirkung, und Infiltration, Einströmung mit Schwerkraftwirkung): <sup>1</sup>

Anzahl der Dimensionen	Absorption	Infiltration	
	Stationärer Zustand?		
1	Nein	Ja	
2	Nein	Ja	
3	Ja	Ja	

Die geschilderte Wassergehaltsverteilung sowie der zeitliche Verlauf des Infiltrationsvorganges hängen von den kapillaren Eigenschaften  $h_c(S)$  und k(S) ab. Diese wiederum werden bestimmt durch Porengeometrie, -größe und -größenverteilung: Bei einem Boden mit weitgestufter Porengrößenverteilung stellt sich eine weitausgedehnte Zone mit langsam abfallendem Wassergehalt ein, bei einem idealisierten Boden mit lauter gleich großen Poren gilt die Näherung einer scharfen Sättigungsfront als Trennlinie zwischen Ausgangssättigung und gleichmäßiger Endsättigung.

# 3.3 Ein einfaches Modell für horizontale Infiltration

Bei Infiltration in einen Boden treten zwei gegenläufige Effekte auf: Die kleineren Poren saugen aufgrund ihrer höheren Kapillarität das vordringende Wasser stärker an als die größeren Poren, diese wiederum sind hydraulisch leitfähiger und erlauben eine höhere Fließgeschwindigkeit. Wenn man den Boden durch ein einfaches Modell aus geraden

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup>Bei der eindimensionalen Infiltration stellt sich ein quasistationärer Zustand ein, das bedeutet, daß sich infolge des weiteren Fortschreitens der Feuchtefront die Potentialverteilung auch im Bereich der Quelle zwar noch ändert, aber die einströmende Wassermenge dennoch konstant bleibt.

Röhren mit kreisförmigem Querschnitt unterschiedlichen Durchmessers abbildet, läßt sich die resultierende Sättigungsverteilung anhand einer eindimensionalen, horizontalen Infiltration wie folgt mathematisch beschreiben.

In eine horizontale Bodensäule wird von einem Ende her Wasser infiltriert, das unter dem Ausgangswasserdruck  $h_0$  steht (s. Abb. 3.1).

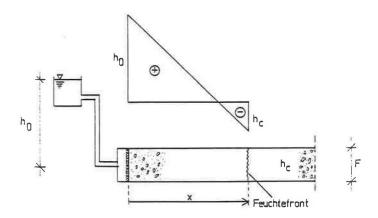


Abbildung 3.1: Infiltration in eine horizontale Bodensäule

Die Gleichung für die Fließgeschwindigkeit in einem Rohr (laminare Strömung) lautet nach Hagen - Poisseuille:

$$v = \frac{r^2 \rho g}{8\mu} \frac{\partial H}{\partial x} \tag{3.1}$$

mit r Radius des Rohrs

μ Dynamische Viskosität

ρ Dichte

g Erdbeschleunigung

H Hydraulisches Potential

Das Potential H ist bei x=0 gleich der Ausgangsdruckhöhe  $h_0$  und an der vorderen Front der vordringenden Wassersäule in einer Röhre gleich der dort herrschenden Saugspannung  $h_c$  (z wird vernachlässigt). Für das Potentialgefälle, unter dem das in der Röhre befindliche Wasser strömt, gilt damit:

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{h_0 + h_c}{x} \tag{3.2}$$

Mit Hilfe von Gl. 2.3 für  $h_c$  und Ersatz von v durch das Differential  $\frac{\partial x}{\partial t}$  ergibt sich durch Einsetzen in Gl. 3.1 die Differentialgleichung für den Ort der in einer Röhre mit dem Radius r vordringenden Wasserfront:

$$\frac{\partial x}{\partial t} = \frac{r^2 \rho g}{8\mu} \left( h_0 + \frac{2\sigma \cos \delta}{\gamma r} \right) \frac{1}{x} \tag{3.3}$$

Durch Trennung der Variablen läßt sich diese Differentialgleichung lösen. Mit der Anfangsbedingung x(t=0) = 0 ergibt sich für den Ort der vordringenden Wasserfront:

$$x = \sqrt{a h_0 r^2 t + b r t} \tag{3.4}$$

mit  $a = \gamma/(4\mu)$  $b = (\sigma \cos \delta)/(2\mu)$ 

Die auffüllbaren Poren werden entsprechend ihrem Radius in drei Klassen eingeteilt: Grob-, Mittel- und Feinporen. Die Porenklassen haben jeweils die mittlerem Durchmesser  $r_1$  (Grobporen),  $r_2$  (Mittelporen) bzw.  $r_3$  (Feinporen). Wenn  $m_i$  die Anzahl der Poren mit Radius  $r_i$  ist, so gilt für die Sättigung:

$$n_e = S_m n = \sum_{i=1}^{3} m_i (\pi r_i^2) / F$$
 (3.5)

$$S = \sum_{i=1}^{j} (m_i \pi r_i^2) / Fn$$
 (3.6)

$$j : x \le \sqrt{a h_0 r_j^2 t + b r_j t}$$
 (3.7)

mit F Querschnittsfläche

n Porenanteil

Die Abb. 3.2 zeigt die qualitativen Verläufe der vordringenden Wassersäulen in den verschiedenen Poren mit den Radien:

$$r_1 > r_2 > r_3$$
  $r_3/r_2/r_1 = 3/2/1$ 

Aus der Gl. 3.4 kann der Ort x der Wasserfront für jede Porengröße berechnet werden. Bei unterschiedlichen Porengrößen ergibt sich damit eine Abstufung der Sättigung, da x auch von r abhängt. Erst hinter dem Ort, den die Wasserfront in den kleinsten Poren erreicht hat, ist der gesamte auffüllbare Porenraum gesättigt. Die Sättigungverteilung kann mit den Gl. 3.5 bis 3.7 berechnet werden. Zur Verdeutlichung der Abhängigkeit des Sättigungsverlaufs von der Porengrößenverteilung (Anteile  $a_i$ ) wurden drei Fälle berechnet. In der Abb. 3.2 sind die Sättigungsverläufe im Bodenkörper bei drei Zeitpunkten  $t_1 < t_2 < t_3$  dargestellt. Eine geradlinige Sättigungsverteilung entsteht, wenn Fein-, Mittel,- und Grobporen gleiche Anteile am Gesamtporenraum haben, ansonsten bilden sich kurvenförmige Verläufe.

Dieses illustrierende Beispiel zeigt, hergeleitet an einem einfachen Bodenmodell, anhand einer horizontalen Infiltration das vorrückende und sich zeitlich verändernde Sättigungsprofil und seine Abhängigkeit von der Porengrößenverteilung.

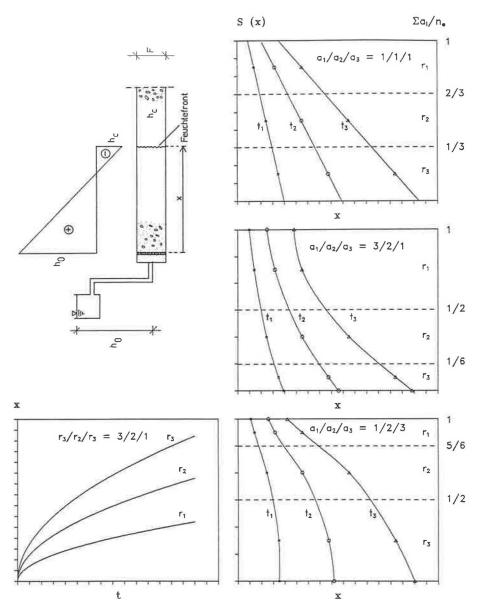


Abbildung 3.2: Eindimensionale horizontale Infiltration bei drei Porenklassen für drei verschiedene Anteile  $a_i$  der Porenklassen am Gesamtporenraum Links: Vordringverlauf der Wasserfront in den Poren bei drei Porenklassen Rechts: Sättigungsverteilung zu verschiedenen Zeitpunkten

### Bestimmung der horizontalen und vertikalen Durchlässigkeit in-situ mit Infiltrationsversuchen

# 4.1 Literaturübersicht zu Infiltrationsversuchen zur Bestimmung der Durchlässigkeit

Auf die zur In-Situ-Bestimmung der Durchlässigkeit des tieferen Untergrunds angewendeten Bohrlochverfahren wird hier nicht näher eingegangen. Es sollen nur Verfahren angesprochen werden, mit denen die Bestimmung der Durchlässigkeit von oberflächigen Bodenschichten oberhalb des Grundwasserspiegels über die definierte Infiltration von Wasser in die zu prüfende Schicht erfolgt. Bis auf wenige Ausnahmen kann dabei nicht zwischen horizontaler und vertikaler Durchlässigkeit unterschieden werden.

Horn (1986) und Stewart/Nolan (1987) messen die über eine kreisförmige Quelle einsickernde Wassermenge und legen der Auswertung eine geradlinige, stationäre Durchströmung bei voller Sättigung der Schicht zugrunde. Beide Verfahren wurden für feinkörnige Schichten entwickelt. Moulton/Seals (1977) und Maytin (1962) verwenden Meßsonden zur elektrischen Widerstandsmessung im Boden, um die Strömungsgeschwindigkeit von infiltriertem Wasser in Tragschichten zu messen. Bouwer (1961, 1962, 1964) entwickelte das sog. Doppelrohrinfiltrometer, mit dem durch im Boden eingestochene Piezometer zur Messung des Wasserdrucks auch die horizontale und die vertikale Durchlässigkeit bestimmbar ist (s.a. Möller (1972)). Fernuik/Haug (1990) sowie Daniel (1989) geben einen Überblick und eine Bewertung der verschiedenen Verfahren.

Die meisten Verfahren kommen ohne Meßeinrichtungen im Boden aus, es wird nur die einströmende Wassermenge q gemessen und mit Hilfe einer Beziehung zwischen q und dem k-Wert ('Formfaktor') die Durchlässigkeit berechnet. Zum Erhalt der notwendigen mathematischen Beziehungen werden einfache Annahmen für die im Boden ablaufende Infiltrationsströmung getroffen: Es wird entweder nur eine eindimensionale, vertikale Durchströmung der oberen Schicht angenommen (meist bei Prüfverfahren für Dichtungsschichten) oder es wird ein Formfaktor, analog zu der Auswertung von Bohrlochversuchen, eingeführt, um die radiale Ausströmung zu berücksichtigen. Stets wird jedoch von einem gleichmäßig gesättigten Strömungsgebiet ausgegangen und das instationäre Verhalten nicht betrachtet. Der Fehler aus der Vernachlässigung der Mehrdimensionalität läßt sich dabei durch Vergleich verschiedener Grenzwerte des

Formfaktors abschätzen, sehr viel schwieriger ist jedoch eine Abschätzung der Fehler aus der Vernachlässigung der Kapillarität und des instationaren Verhaltens.

Einen der wenigen Hinweise auf den Einfluß der Kapillarität liefert Philip (1985): Er stellt mit Hilfe der quasilinearen Analyse (s. Abschn. 3.1) die Lösung für einen Infiltrationsversuch aus einem unverrohrten Bohrloch vor (stationärer Zustand) und gibt die Gleichung für die Abhängigkeit der einströmenden Wassermenge von der Durchlässigkeit an. Mit dieser Gleichung läßt sich der Versuch auswerten. Es ergibt sich jedoch ein Fehler bei der Berechnung der einströmenden Wassermenge (bzw. bei der Bestimmung der Durchlässigkeit), falls die kapillaren Eigenschaften des Bodens ignoriert werden. Die kapillaren Eigenschaften werden bei der quasilinearen Analyse durch den Parameter  $\alpha_P$  beschrieben, der typische Werte hat von  $0,2\,m^{-1}$  bei feinkörnigen Böden und von  $5,0\,m^{-1}$  bei grobkörnigen Böden. Bei einem Bohrlochradius von 5 cm und einer unverrohrten Länge von 0,5 m wächst der Fehler bei der Berechnung der ausströmenden Wassermenge q von 2,8 auf 280 Prozent an, wenn  $\alpha_P$  von  $10\,m^{-1}$  auf  $0,1\,m^{-1}$  (Extremwerte) abfällt.

Um diese Fehlerabschätzung auf den anschaulicheren Wert der Saugspannung  $h_c$  zu beziehen, kann folgende Umrechnung vorgenommen werden: Die beiden Größen  $\alpha_P$  und  $h_c$  hängen über die Gl.

$$k = k_0 e^{\alpha_P h_c}$$

zusammen (s. Abschn. 3.1). Um nun den hier maßgebenden Minimalwert von  $h_c$  zu bestimmen, wird näherungsweise angenommen, daß dann k auf 1 % der Durchlässigkeit bei voller Sättigung  $k_0$  abgesunken ist. Dann können die zu den oben genannten Werten für  $\alpha_P$  gehörigen Werte für  $h_c$  berechnet werden und es gilt:

$$\alpha_P = 10 \, m^{-1} \to h_c = -0.46 \, m \implies \text{Fehler: } 2.8 \, \%$$
 $\alpha_P = 0.1 \, m^{-1} \to h_c = -46 \, m \implies \text{Fehler: } 280 \, \%$ 

### 4.2 Beschreibung des Verfahrens

### 4.2.1 Versuchskonzept

Das Verfahren erlaubt die Bestimmung des horizontalen  $(k_h)$  und des vertikalen  $(k_v)$  Durchlässigkeitsbeiwerts einer Schicht von der Oberfläche aus durch weitgehend zerstörungsfreie Infiltrationsversuche. Dabei wird Wasser unter einem konstanten Ausgangsdruck in den Boden infiltriert und die einströmende Wassermenge (Durchfluß q) sowie die Ausgangsdruckhöhe an der Infiltrationsquelle  $(k_0)$  gemessen.

Beim ersten durchzuführenden Versuch, im folgenden kurz mit Feldversuch 1 (FV 1) bezeichnet, erfolgt die Infiltration aus einer kreisförmigen Quelle an der Oberfläche der zu prüfenden Schicht. Beim zweiten Versuch (Feldversuch 2 (FV 2)) wird Wasser aus einer stabförmigen Quelle in der zu prüfenden Schicht infiltriert (s. Abb. 4.1).

Das Gerät für den Feldversuch 1 besteht aus einer Grundplatte aus PVC, unter die eine Scheibe aus Zellgummi geklebt ist. Eine zentrische Aussparung im Zellgummi mit 20 cm Durchmesser bildet die Quelle, der umgebende Zellgummi dient zur Abdichtung und zur Verhinderung von Umläufigkeiten auf der Bodenoberfläche. Über einen Durchlaß in der PVC-Platte wird von einem Behälter mit Überlauf Wasser mit konstantem Druck zugeführt.

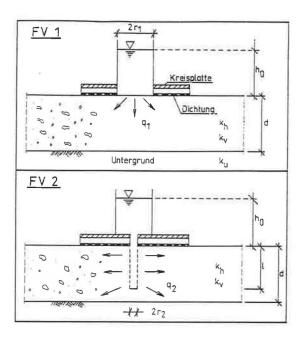


Abbildung 4.1: Schematische Darstellung der Versuchskonzepte

Beim Feldversuch 2 erfolgt die Infiltration aus einer stabförmigen Quelle im Boden, die aus einem perforierten Hohlstab mit 12 mm Durchmesser besteht. Der Stab wird in den Boden eingeschlagen, evtl. muß bei grobkörnigen Böden mit einem stabileren Massivstab ein Loch vorgeschlagen werden. Zur Führung des Stabes beim Einschlagen wird eine Führungshülse aus Messing auf die Grundplatte geschraubt. Zur Abdichtung der Bodenoberfläche wird auch hier eine PVC-Platte mit untergeklebter Zellgummischicht verwendet, durch die der Stab hindurchgeführt wird. Die Zufuhr von Wasser mit konstantem Druck erfolgt durch die obere Öffnung des Stabes.

Bei größeren Unebenheiten oder Rauhigkeiten der Bodenoberfläche ist es, überwiegend beim Feldversuch 1, notwendig, eine Ausgleichsschicht zur ebenmäßigen Auflage des Zellgummis aufzubringen. Die Ausgleichsschicht wurde bei den hier durchgeführten Versuchen aus einem Bentonit-Sand-Gemisch (ca. gleiche Massenanteile) hergestellt.

Zur Messung der einströmenden Wassermenge wurden sog. Schwebekörperdurchflußmeßgeräte verwendet. Dabei wird das Wasser von unten nach oben durch einen
vertikal eingerichteten Glaszylinder geleitet, in dem sich ein Schwebekörper aus Metall
befindet. Der Schwebekörper wird durch die Strömungskraft in einer bestimmten Höhe
gehalten. Über die Proportionalität zwischen Strömungskraft und Durchfluß kann dann
aus der Lage des Schwebekörpers der Durchfluß berechnet bzw. an einer Skala direkt
abgelesen werden. Die Messung der Ausgangsdruckhöhe erfolgt mit Standrohren. Der
Versuchsaufbau mit den erforderlichen Geräten ist in Abb. 4.2 dargestellt.

Um die beiden Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_h$  und  $k_v$  zu bestimmen, müssen beide Versuche durchgeführt werden. Die beiden Infiltrationsströmungen unterscheiden sich

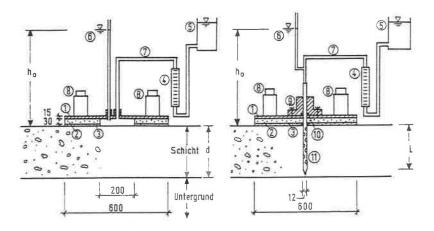


Abbildung 4.2: 1: Grundplatte 2: Zellgummi 3: Ausgleichsschicht 4: Durchflußmeßgerät 5: Wasserbehälter 6: Standrohr 7: Zuleitung 8: Gewichte 9: Führungshülse 10: Dichtungsring 11: Hohlstab mit Öffnungen Maße in mm

hinsichtlich des Strömungsbildes, so daß die Raumrichtungen der Stromlinien (angedeutet durch die Pfeile in Abb. 4.1) verschieden sind und die horizontale und die vertikale Durchlässigkeit jeweils in unterschiedlichem Maß beansprucht und ausgenutzt werden. Unter Kenntnis des Zusammenhanges (Formfaktor) zwischen Ausgangsdruckhöhe an der Quelle und einströmender Wassermenge pro Zeiteinheit kann unter Annahme eines isotropen Bodens aus jedem Versuch ein Durchlässigkeitsbeiwert berechnet werden. Wenn es sich aber um einen bezüglich der Durchlässigkeit anisotropen Boden handelt, ergeben sich aus der Annahme der Isotropie bei der Auswertung der zwei Versuche unterschiedliche k-Werte, die sich aus  $k_h$  und  $k_v$  unterschiedlich zusammensetzen und mit k1 (aus Feldversuch 1) und k2 (aus Feldversuch 2) bezeichnet werden. Die Auflösung nach  $k_h$  und  $k_v$  wird dann dadurch erreicht, daß man die durchströmte Schicht gedanklich in vertikaler Richtung verzerrt und die verzerrte Schichtdicke der Auswertung zugrunde legt. Durch geometrische Verzerrung ändern sich auch die Durchlässigkeitsbeiwerte für die verschiedenen Raumrichtungen, so kann z.B. eine anisotrope Schicht in eine isotrope übergeführt werden und umgekehrt. Die Schichtdicke wird nun iterativ solange verzerrt, bis sich bei der Auswertung aus beiden Versuchen der gleiche k-Wert ergibt. Die verzerrte Schicht ist dann isotrop. Über das Verhältnis der verzerrten zur unverzerrten Schichtdicke können dann  $k_h$  und  $k_v$  berechnet werden. Die Verzerrung erfolgt hier in z-Richtung, da dann von den Abmessungen der Versuchsgeräte nur die Länge der Stabquelle variiert.

#### 4.2.2 Modellbildung zur Auswertung

Mit Beginn der Wasserzufuhr entsteht bei beiden Versuchsanordnungen eine rotationssymmetrische, instationäre Infiltrationsströmung, die mit der Differentialgleichung 2.21 bzw. 2.22 beschrieben werden kann. Unter Ansatz eines rotationssymmetrischen Koordinatensystems mit dem Ursprung im Zentrum der Quelle lauten die Rand- und Anfangsbedingungen:

Feldversuch 1 
$$z=0,\ r\leq r_1\ :\ H=h_0$$
 
$$t=0\ :\ S(r,z)=S_i\quad h=h_{ci}$$
 
$$z\leq l,\ r=r_2\ :\ H=h_0$$
 
$$t=0\ :\ S(r,z)=S_i\quad h=h_{ci}$$

Bei Erreichen des stationären Zustandes ändert sich das Strömungsbild in endlicher Umgebung der Quelle nicht mehr. Mit zunehmender Entfernung nähert sich aber auch im stationären Zustand der Wassergehalt dem Ausgangswassergehalt und es findet ein Übergang in eine weiterhin ungesättigte Zone statt. In Umgebung der Quelle stellt sich ein quasi-gesättigter Zustand ein, wenn in der Quelle ein positiver Ausgangsdruck herrscht. Der Einschluß von Luft in den Poren beim Einströmen des Wassers und damit der erreichte Sättigungsgrad hängen von der Bodenart und dem Ausgangsdruck ab. Baumgart (1969) weist in einer Untersuchung des von Bouwer entwickelten Doppelrohrinfiltrometers in Sanden bereits bei geringen Überstauhöhen einen gesättigten bzw. quasigesättigten Strömungsbereich nach. Nur wenn an der Quelle so wenig Wasser zugegeben wird, daß kein Aufstau entsteht, herrscht in der gesamten durchströmten Bodenzone ein ungesättigter Zustand mit negativen Wasserdrücken (kapillaren Saugspannungen).

Der Infiltrationsvorgang bei den Versuchen kann somit folgendermaßen beschrieben werden:

Das Wasser strömt aus der Quelle unter Wirkung des Ausgangsdruckes und der Schwerkraft in den Boden ein. Dabei wird Luft in einigen Poren eingeschlossen. In Umgebung der Quelle entsteht ein Bereich mit positivem Wasserdruck (quasigesättigt), der positive Wasserdruck nimmt mit Entfernung von der Quelle ab, bis er den Wert Null erreicht. Diese Isobare kennzeichnet den Übergang zur ungesättigten Zone. In dem sog. Übergangsbereich der ungesättigten Zone nimmt die Kapillarspannung allmählich bis auf den im Boden vorhandenen Ausgangswert zu. Die Größe dieser Übergangszone und die Saugspannungs- und Wassergehaltsverteilung innerhalb dieses Bereiches hängen von den kapillaren Eigenschaften ab.

Während der instationären Phase dehnt sich der gesättigte Bereich aus und schiebt sozusagen die Übergangszone vor sich her. Die Übergangszone vergrößert sich ebenfalls mit der Zeit. Es wird schließlich ein stationärer Zustand erreicht, bei dem die Nullisobare des Wasserdruckes (Grenze der gesättigten Zone) in endlicher Entfernung von der Quelle zu liegen kommt und der Übergangsbereich bis ins Unendliche ausgedehnt ist (Philip (1985) benutzt z.B. die Lage der Nullisobare im Endlichen zur "Quasi-linearen Analyse" von stationären Infiltrationsströmungen, s. Abschn 3.1).

Die einströmende Wassermenge pro Zeiteinheit, q, nimmt zunächst ständig ab, da der die Strömung antreibende Gradient abnimmt: Die Wasserfront entfernt sich immer

weiter von der Quelle, so daß sich das Strömungsgefälle abflacht. Die Wassermenge strebt einem Grenzwert zu, der schließlich im stationären Zustand erreicht ist.

Die Bedingungen des unendlich ausgedehnten Halbraumes liegen bei der Anwendung nicht vor, die Wasserfront wird auf Schichtgrenzen stoßen, an denen Rand- oder Übergangsbedingungen herrschen. Diese Einflüsse werden hier zum einen durch die Schichtdicke d und zum anderen durch die Durchlässigkeit der unterlagernden Schicht  $k_u$  berücksichtigt.

In der Literatur gibt es Ansätze, bei Infitrationsströmungen den Übergangsbereich zu ersetzen durch eine äquivalente, konstante Saugspannung als Randbedingung für den gesättigten Bereich (s. z.B. Bouwer (1966)). Äquivalent bedeutet dabei, daß sich durch dieses Modell die einströmende Wassermenge pro Zeit gegenüber der Wirklichkeit (bzw. dem wirklichkeitsnäheren Modell mit Übergangsbereich) nicht ändert. Bouwer wählt als äquivalente Saugspannung den Wassereintrittswert und benutzt diese äquivalente Saugspannung auch bei der Berechnung von Strömungsproblemen, bei denen über dem Grundwasserspiegel noch ein (ebenfalls an der Strömung beteiligter) Kapillarsaum vorhanden ist. Bei einer mehrdimensionalen Strömung stößt dieses Vorgehen auf die Schwierigkeit, daß die Übergangszone in Abhängigkeit von der Raumrichtung unterschiedlich ausgebildet ist.

Im stationären Zustand hat sich eine quasi-gesättigte Zone um die Quelle herum ausgebildet, deren Ausdehnung a priori unbekannt ist und von den Bodeneigenschaften, den Randbedingungen und der Ausgangsdruckhöhe abhängt. Über bzw. neben der gesättigten Zone bildet sich ein ebenfalls durchströmter Kapillarsaum aus. Die Kapillarität des Bodens erhöht also nicht nur im instationären Zustand durch das 'Einsaugen' des Wassers den Durchfluß, sondern auch im stationären Zustand durch Ausbildung eines durchströmten Kapillarsaumes. Zur Erhöhung der strömenden Wassermenge infolge des Kapillarsaumes schlägt Averjanov (s. Polubarinova-Kochina 1962) vor, als Äquivalentwertansatz das 0,3-fache der maximalen Saughöhe als durchströmten Kapillarsaum mit voller Sättigung anzusehen.

Zur Auswertung der Versuche wird die Vorstellung einer durch die konstante Saugspannung  $h_c$  vergrößerten durchströmten Zone übernommen. Eine unterlagernde Schicht wird durch ihre Durchlässigkeit  $k_u$  berücksichtigt, vereinfachend wird dabei von einer isotropen Schicht ausgegangen.

Als Parameter des Modells treten damit auf (s. Abb. 4.3):

- d: Dicke der Schicht
- $k_h, k_v$ : Horizontaler und vertikaler Durchlässigkeitsbeiwert
  - h<sub>c</sub>: Saugspannung
  - k<sub>u</sub>: Durchlässigkeit der unterlagernden Schicht
  - h<sub>0</sub>: Ausgangswasserdruck an der Quelle (konstant)
  - r<sub>1</sub>: Radius der Quelle bei Feldversuch 1
    - l: Länge des Hohlstabs im Boden (der stabförmigen Quelle) bei Feldversuch 2
  - r<sub>2</sub>: Radius des Hohlstabs

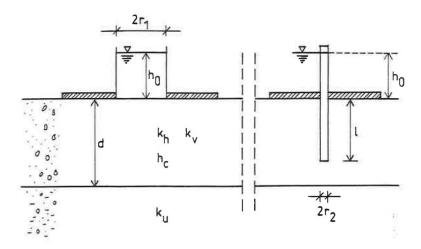


Abbildung 4.3: Parameter des Modells

Die Abmessungen der Versuchsgeräte sind bekannt und konstant, ihr Einfluß braucht daher im folgenden nicht weiter betrachtet werden. Eine Ausnahme bildet l, da sich diese Abmessung bei der zur Auswertung notwendigen Verzerrung in z-Richtung ebenfalls ändert.

Die einströmende Wassermenge q ist eine Funktion dieser Parameter. Zur Auswertung der Versuche soll der stationäre Zustand verwendet werden, wenn sich eine hinreichend große gesättigte Zone um die Quelle herum ausgebildet hat und die Zeitabhängigkeit verschwindet. In der Praxis bedeutet dies, daß die Änderung des Durchflußes die  $Me\beta genauigkeit$  des eingesetzten Durchflußmeßverfahrens erreicht. Da das einströmende Wasser durch die gesättigte Zone hindurchfließen muß, stellt die einströmende Wassermenge pro Zeit ein Maß für die Durchlässigkeit dieses Bereiches dar. Ziel der weiteren Vorgehensweise ist es daher, eine Beziehung zwischen q und  $h_0$  zu finden, in der der k-Wert als einzige Unbekannte auftaucht und somit über die Messung der beiden erstgenannten Größen berechnet werden kann.

Aufgrund der unterschiedlichen Strömungsbilder gehen der  $k_h$ -Wert und der  $k_v$ -Wert in unterschiedlicher Weise in die Beziehungen zwischen q und  $h_0$  bei Feldversuch 1 und 2 ein:

- Feldversuch 1:  $q_1 = q_1(k_h, k_v, h_0, d, h_c, k_u, r_1)$

Zur Auswertung der Versuche muß die Strömungsdifferentialgleichung gelöst und die o.g. Beziehungen unter Berücksichtigung der Abmessungen der Versuchsgeräte aufgestellt werden. Werden  $k_h$  und  $k_v$  jeweils zusammengefaßt zu einem fiktiven k-Wert (unter der Annahme, es handele sich um eine isotrope Schicht), steht in den o.g. Beziehungen anstelle der beiden Durchlässigkeitsbeiwerte nur noch  $k_1$  bzw.  $k_2$ .

Zur Bestimmung der Durchlässigkeit müssen also bei den Feldversuchen 1 und 2 die einströmenden Wassermengen pro Zeit  $q_1$  und  $q_2$  sowie die dabei konstant gehaltene

Wasserdruckhöhe  $h_0$  an der Quelle gemessen werden. Unter Kenntnis oder Annnahmen für die Schichtdicke d und die Durchlässigkeit der unteren Schicht  $k_u$  können dann die Werte  $k_1$  und  $k_2$  berechnet werden. Die in der Regel unbekannte und hier als Konstante betrachtete Saugspannung  $h_c$  wird unter Zuhilfenahme des folgenden Gedankenmodells eliminiert:

Das hydraulische Potential H, dessen Gefälle die Strömung antreibt, setzt sich zusammen aus einem Wasserdruckanteil h und einem Lageanteil z. Der Wasserdruckanteil ist in der ungesättigten Zone negativ und wird mit  $h_c$  bezeichnet. Die durchströmte gesättigte Zone vergrößert sich durch die Wirkung von  $h_c$ , an ihrem Rand herrscht die Randbedingung  $H = h_c + z$ . In der ungesättigten Zone findet unter den hier getroffenen Annahmen keine Strömung statt. Die Größe des Lageanteils z ist abhängig von der Lage des frei wählbaren Koordinatenursprungs. Wird nun eine Koordinatentransformation in der Weise vorgenommen, daß der ursprünglich z.B. in Höhe der Bodenoberkante liegende Koordinatenursprung um den Betrag von  $h_c$  nach unten verschoben wird, so erhöht sich im Boden das Potential um diesen Betrag:

$$H = h_c + z + |h_c|$$

D.h. im Boden ist nun der (negative) Saugspannungsanteil des Potentials aufgehoben durch die Erhöhung des Lageanteils. Gleichzeitig erhöht sich jedoch auch das Potential an der Quelle an der Bodenoberfläche:

$$H_Q = h_0 + |h_c|$$

Daraus folgt, daß die Wirkung von  $h_{\epsilon}$  äquivalent ist zu einer Erhöhung der Ausgangsdruckhöhe  $h_0$ .

Durch diese einfache Koordinatentransformation entsteht somit ein bezüglich des Potentials kapillarspannungsfreier Boden aber die Strömung und damit auch der Durchfluß q werden nicht verändert. Bezüglich der Wirkung auf q können beide Größen folglich betraglich additiv zusammengefaßt werden zu einem Anteil h':

$$h' = h_0 + |h_c| \quad q = q(h')$$

Die absolute Größe von h' ist dann aufgrund der Unkenntnis von  $h_c$  nicht bekannt. Aus diesem Grund wird bei den Feldversuchen  $h_0$  variiert (was einer Variation von h' entspricht) und q über  $h_0$  aufgetragen. Der k-Wert wird dann über die Steigung  $\frac{\partial q}{\partial h_0}$  berechnet, in der er genauso wie in q selbst als Faktor enthalten ist. Dieses Verfahren ist unabhängig von  $h_c$ , da nur die Änderung der Ausgangsdruckhöhe, nicht aber der Absolutbetrag von h' bekannt sein muß. 1

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup>Dieses Verfahren ist allerdings bei Ansatz des Darcy-Gesetzes nur korrekt bei Böden ohne ausgeprägten prälinearen Bereich der Beziehung zwischen Durchlässigkeitsbeiwert und Gradient.

$$k = k \left( \frac{\partial q}{\partial h_0} \right) \tag{4.1}$$

Für die Durchführung der Versuche folgt daraus, daß der Durchfluß q auf mehreren Stufen von  $h_0$  gemessen werden muß und zwar jeweils im stationären Zustand. Um im ungesättigten Bereich auf jeder Druckstufe den gleichen Wassergehalt und damit die gleiche Saugspannung zu haben, sind die Ausgangsdrücke immer zu erhöhen. Auf jeder Stufe ist dann der stationäre Zustand abzuwarten und  $h_0$  und q zu messen. Auf diese Weise wird bei den Versuchen jeweils die Funktion  $q(h_0)$  gewonnen. Liegen diese Funktionen bzw. die Steigungen auch als Lösungen der Strömungsdifferentialgleichung vor, so läßt sich der k-Wert durch Vergleich berechnen.

# 4.3 Auswertung der Versuche unter Annahme einer gesättigten stationären Strömung mit der FEM

### 4.3.1 Bestimmung der Funktionen $q(h_0)$

Zur Lösung der Strömungsdifferentialgleichungen und Bestimmung der Abhängigkeit des Durchflusses q von der Ausgangsdruckhöhe  $h_0$  wurde die Finite-Element-Methode verwendet, da so alle vorgenannten Randbedingungen und Parameter berücksichtigt werden konnten. Für die Berechnungen wurde das Programmpaket SET (Arbeitsgruppe für elektronisches Rechnen im konstruktiven Ingenieurbau Prof. Dr.-Ing. H. Werner, TU München) verwendet, mit dem darin enthaltenen Teil SISET lassen sich stationäre, gesättigte Strömungen berechnen.

Den Berechnungen wurde folgendes Modell zugrundegelegt: Die zu prüfende Schicht hat die Dicke d, der seitliche Rand befindet sich im Abstand  $1, 5 \cdot d$  von der Symmetrieachse. Die Schicht hat die Durchlässigkeit  $k = 1 \, m/s$ . Der seitliche Rand ist durchlässig, für ihn wurden die Randbedingungen einer Sickerfläche angesetzt: H = z.

In einem ersten Schritt wurde der Einfluß eines unterhalb der betrachteten Schicht anstehenden Bodens untersucht. Für den Feldversuch 1 ergab sich bei 15 cm Schichtdicke ein Faktor von 2 zwischen minimaler und maximaler einströmender Wassermenge bei den Extremwerten der Untergrunddurchlässigkeit. Dieser maximale Faktor wird jedoch bereits nahezu erreicht bei Durchlässigkeitsunterschieden von einer Zehnerpotenz zwischen Schicht und Untergrund. Bei den weiteren Berechnungen wurden daher für den unteren Rand nur noch die Extremfälle einer völlig durchlässigen unteren Schicht  $(k_u \to \infty)$  und eines undurchlässigen Randes  $(k_u = 0)$  angesetzt.

Die Anisotropie der Schicht wird durch eine geometrische Verzerrung in z-Richtung erreicht bzw. beseitigt. So müssen nur noch isotrope Schichten unter Variation der Schichtdicke d berechnet werden, der anisotrope Fall ergibt sich dann aus einer geometrischen Verzerrung. Die Variation der Schichtdicke entspricht damit zugleich auch einer Variation des Anisotropieverhältnisses  $\alpha$ . Als zu variierende Parameter bei festgehaltenen Durchlässigkeitsverhältnissen verbleiben damit die Schichtdicke d, die Ausgangsdruckhöhe  $h_0$  an der Quelle und  $k_u$ .

In den Abb. 4.4 und 4.5 sind die Potentiallinien und die Geschwindigkeitsvektoren sowie das Elementnetz für je einen Berechnungsfall mit  $k_u=0$  bei Feldversuch 1 und Feldversuch 2 abgebildet. Für die Berechnungen wurden isoparametrische Elemente mit zusätzlichen Knoten an den Mitten der Elementseiten zur Erhöhung der Genauigkeit verwendet.

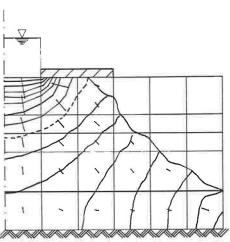


Abbildung 4.4: Elementnetz und Strömungsbild bei Feldversuch 1

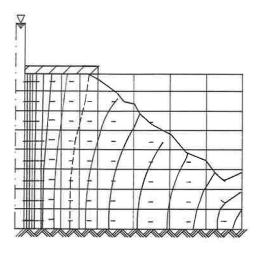


Abbildung 4.5: Elementnetz und Strömungsbild bei Feldversuch 2

Die Schichtdicke wurde von 10 auf 80 cm in 10 cm-Schritten erhöht. Für jede Schichtdicke wurde der Durchfluß q bei vier verschiedenen Druckhöhen (20, 40, 60, 80 cm) mit den beiden Extrembedingungen für den unteren Rand berechnet. Der k-Wert wurde gleich 1 m/s gesetzt.

Die Ergebnisse zeigten sowohl bei Feldversuch 1 als auch bei Feldversuch 2 eine lineare Abhängigkeit der einströmenden Wassermenge pro Zeit von der Ausgangsdruckhöhe. Diese Beziehungen lassen sich, bei festgehaltenem d, in der folgenden Form darstellen:

Der Durchlässigkeitsbeiwert ist dabei in den Konstanten  $d_i$  und  $c_i$  linear als Faktor enthalten.

Die  $c_{i^-}$  und  $d_{i^-}$ Werte für die einzelnen Schichtdicken werden durch lineare Regression der berechneten Wertepaare für q und  $h_0$  gewonnen. Die berechneten Geraden  $q(h_0)$  sind in den Abb. 4.6 und 4.7 dargestellt. Zur besseren Anschaulichkeit wurde für diese Darstellung der Durchlässigkeitsbeiwert gleich  $10^{-5} \frac{m}{s}$  gesetzt, da diese Größenordnung im Anwendungsbereich des Verfahrens zu erwarten ist. Bei Feldversuch 2 wurde zum einen wegen der bei den hier durchgeführten Versuchen verwendeten Hohlstablänge der Fall l=16 cm und zum anderen der Fall l=d dargestellt.

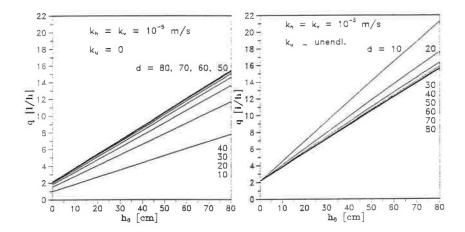


Abbildung 4.6: Mit SET berechnete Funktionen  $q(h_0)$  für Feldversuch 1.

Die Abhängigkeit der  $c_i$ - und  $d_i$ -Werte von der Schichtdicke d (bei festgehaltenem  $h_0$ ) wurde ebenfalls durch Regression ermittelt. Die Ansatzfunktionen wurden dafür so gewählt, daß eine möglichst gute Anpassung gelingt.

Mit den Regressionsfunktionen läßt sich die Abhängigkeit von q von der Ausgangsdruckhöhe  $h_0$  und der Schichtdicke d (bei Feldversuch 2 zusätzlich noch von der Rohrlänge l) geschlossen darstellen. Zur Auswertung der Versuche werden die Funktionen für  $d_i$  benötigt.

Im folgenden sind die Ergebnisse der Parameterstudien für beide Feldversuche und die Regressionsfunktionen für die o.g. Konstanten wiedergegeben. Die ermittelten Funktionen für die  $c_i$ - und  $d_i$ -Werte sind in den Abb. 4.8, 4.9 und 4.10 grafisch dargestellt.

Die Dimensionen wurden entsprechend den bei der praktischen Feldversuchsdurchführung auftretenden und anschaulichen Größen gewählt:

Durchlässigkeitsbeiwert k: m/sWasserdruck  $h_0$ : cmDurchfluß q: l/hRohrlänge l: cmSchichtdicke d: cm  $c_i$ :  $(l \cdot s)/(h \cdot m)$   $d_i$ :  $(l \cdot s)/(h \cdot m \cdot cm)$ 

#### FELDVERSUCH 1:

Bereits ab einer Schichtdicke von 50 cm verschwindet der Einfluß der unteren Randbedingung, für die Infiltration in den unendlichen Halbraum wurden die Mittelwerte bei 80 cm Schichtdicke angesetzt.

$k_u = 0$	$c_1 = 217356 \cdot (1 - e^{-0.06d})$ $d_1 = 19428 \cdot (1 - e^{-0.07d})$	
$k_u \to \infty$	$c_1 = 217356$ $d_1 = 19428 \cdot (1 + e^{-0.10d})$	(4.5) (4.6)
Halbraum	$c_1 = 217356$ $d_1 = 19428$	(4.7) (4.8)

#### FELDVERSUCH 2:

Bei den Berechnungen zum Feldversuch 2 wurde neben der Schichtdicke d auch die Rohrlänge l variiert. Zum einen wurde der Fall l=d untersucht, d.h. das Rohr durchdringt die Schicht d vollständig, zum anderen wurde eine unvollständige Durchdringung mit l < d angesetzt.

Bei vollständiger Durchdringung verringert sich, im Gegensatz zu Feldversuch 1, die Differenz von q bei  $k_u=0$  und bei  $k_u=\infty$  nicht, sondern bleibt annähernd konstant. Da die einströmende Wassermenge aber mit zunehmender Schichtdicke zunimmt, nimmt der Einfluß der unteren Randbedingung relativ zur Gesamtwassermenge ab. Bei 20 cm Schichtdicke beträgt der Faktor zwischen den Extrema von q ca. 1,9, bei 50 cm nur noch 1,6.

Bei einer unvollständigen Durchdringung verringert sich der Einfluß der unteren Randbedingung mit Zunahme des Verhältnisses d/l. Ab ungefähr d/l=2 verschwindet er, dieser Fall entspricht dann einer Infiltration in den Halbraum.

$k_{\rm u} = 0$	$c_2 = (l/d)^{0.85} \cdot 250 \cdot d^2$ $d_2 = (l/d)^{0.55} \cdot 510 \cdot d$	(4.9) (4.10)
$k_u  ightarrow \infty$	$c_2 = (l/d)^{1.75} \cdot 500 \cdot d^2$ $d_2 = (l/d)^{0.9} \cdot (6316 + 576 \cdot d)$	(4.11) (4.12)
Halbraum $(l/d \leq 0, 5)$	$c_2 = 590 \cdot l^2$ $d_2 = 3118 + 554 \cdot l$	(4.13) (4.14)

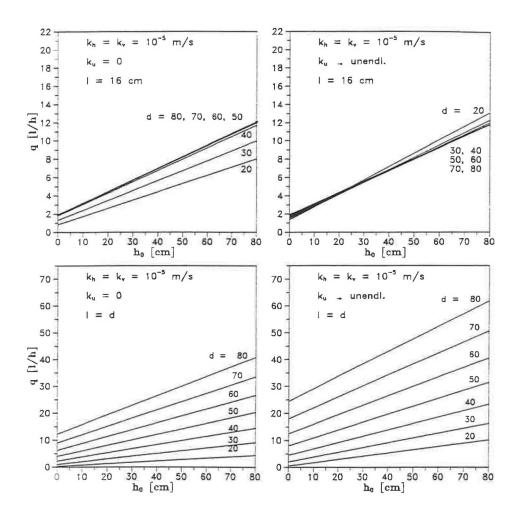
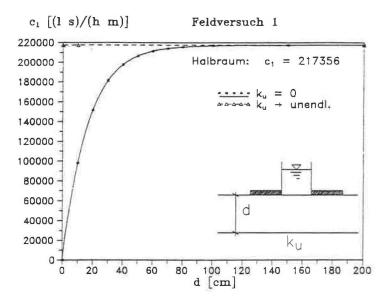


Abbildung 4.7: Mit SET berechnete Funktionen  $q(h_0)$  für Feldversuch 2.



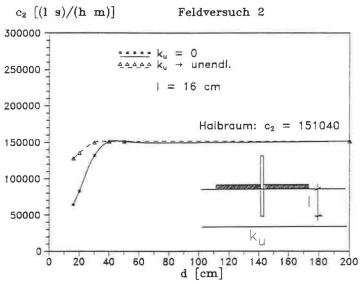
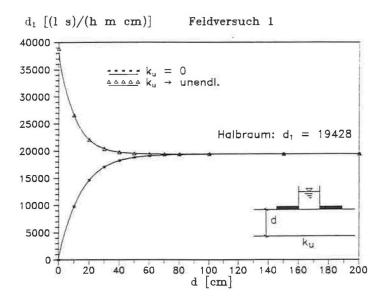


Abbildung 4.8:  $c_i$  aus FEM-Berechnungen mit SET  $(q = c_i + d_i \cdot h_0)$ 



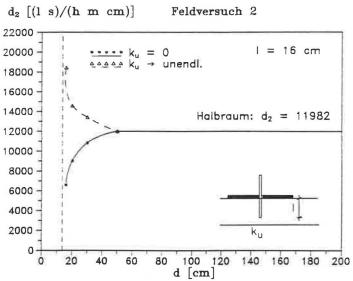


Abbildung 4.9:  $d_i$  aus FEM-Berechnungen mit SET  $(q = c_i + d_i \cdot h_0)$ 

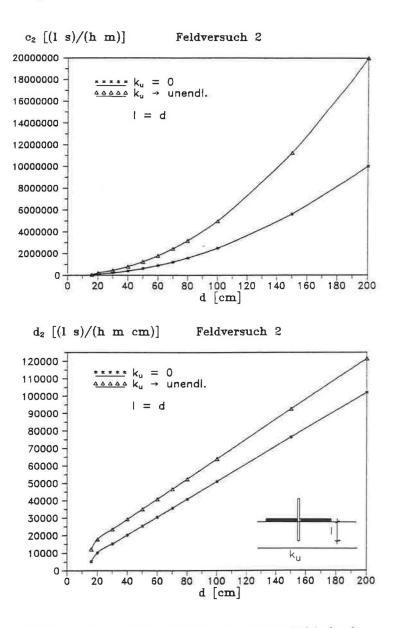


Abbildung 4.10:  $c_2$  und  $d_2$  aus FEM-Berechnungen mit SET für l=d.

# 4.3.2 Auswertung nach $k_h$ und $k_v$ über eine iterative Koordinatentransformation

Um die Saugspannung als unbekannte Größe auszuschalten, erfolgt die Auswertung über die Steigungen der Beziehungen  $q(h_0)$ , also über die  $d_i$ -Funktionen. In diesen Werten ist neben der Geometrie der Versuchsgeräte der k-Wert als Faktor enthalten. Dieser kann demnach berechnet werden, indem man den  $d_i$ -Wert aus den o.g. Formeln oder Abbildungen bestimmt, der zur Situation bei den ausgeführten Versuchen paßt (vorhandene Schichtdicke und Untergrunddurchlässigkeit) und dann den  $d_i$ -Wert aus dem Versuch durch den  $d_i$ -Wert aus der Berechnung dividiert. Dabei wird zunächst von einer isotropen Schicht ausgegangen:

Aus Feldversuch 1: 
$$k_1 = \frac{d_1(Versuch)}{d_1(Berechnung)}$$
  
Aus Feldversuch 2:  $k_2 = \frac{d_2(Versuch)}{d_2(Berechnung)}$ 

Aufgrund des unterschiedlichen Stromlinienverlaufes bei den Feldversuchen ergeben sich bei einer bezüglich der Durchlässigkeit anisotropen Schicht für  $k_1$  und  $k_2$  unterschiedliche Werte. Eine anisotrope Schicht kann aber durch eine geeignete Koordinatentransformation in eine isotrope Schicht überführt werden. Im allgemeinen räumlichen Fall müssen dazu die Koordinaten wie folgt transformiert werden:

$$x' = \sqrt{\frac{\bar{k}}{k_x}} \cdot x \tag{4.15}$$

$$y' = \sqrt{\frac{\bar{k}}{k_y}} \cdot y \tag{4.16}$$

$$z' = \sqrt{\frac{\bar{k}}{k_z}} \cdot z \tag{4.17}$$

 $\bar{k}$  stellt dabei eine willkürliche Konstante dar. Aus der Kontinuitätsbedingung ergibt sich der Durchlässigkeitsbeiwert des verzerrten und nun isotropen Bodens zu:

$$k = \sqrt{\frac{k_x k_y k_z}{\bar{k}}} \tag{4.18}$$

Für den hier zugrundeliegenden Fall der Rotationssymmetrie gilt

$$k_x = k_y = k_h$$
$$k_z = k_y$$

$$k = \sqrt{\frac{k_h^2 k_v}{\bar{k}}} \tag{4.19}$$

Wird nun als Konstante  $\bar{k}$  der horizontale Durchlässigkeitsbeiwert  $k_h$  gewählt, ist dies gleichbedeutend mit einer ausschließlich in vertikaler Richtung erfolgenden Verzerrung und für k folgt:

$$k = \sqrt{k_h k_v} \tag{4.20}$$

Während die horizontalen Abmessungen gleichbleiben, gilt für die transformierten z-Koordinaten bzw. für die verzerrte Schichtdicke d und die verzerrte Rohrlänge l:

$$z' = z \cdot \sqrt{\frac{k_h}{k_v}} \tag{4.21}$$

$$d' = d \cdot \sqrt{\frac{k_h}{k_v}} \tag{4.22}$$

$$l' = l \cdot \sqrt{\frac{k_h}{k_n}} \tag{4.23}$$

Sind nun umgekehrt die Durchlässigkeit der verzerrten und isotropen Schicht sowie der Verzerrungsfaktor d'/d bekannt, so ergeben sich aus 4.20 und 4.22 Gleichungen für die horizontale und vertikale Durchlässigkeit der ursprünglich anisotropen Schicht mit der unverzerrten Ausgangsdicke d:

Aus diesen Zusammenhängen ergibt sich folgende Vorgehensweise zur Auswertung der Versuche: Die Schichtdicke d und beim Feldversuch 2 gleichzeitig die Rohrlänge l werden solange (gedanklich) verzerrt, bis sich aus beiden Feldversuchen unter Zugrundelegung der verzerrten Schichtdicke d' bzw. der verzerrten Rohrlänge l' der gleiche k-Wert ergibt:

$$k_1 = k_2 = k \tag{4.25}$$

Der so verzerrte Boden ist isotrop und es können die Gleichungen 4.24 angewendet werden.

Bei der notwendigen iterativen Verzerrung kann zur Bestimmung des Startwertes zunächst die Wirkung von  $k_v$  beim Feldversuch 2 vernachlässigt und von einer rein horizontalen Strömung ausgegangen werden. Damit ergibt sich direkt

$$k_2 = k_h \tag{4.26}$$

und als Startwert für die Iteration

$$d' = d \cdot \frac{k_2}{k_1} \tag{4.27}$$

Die iterative Auswertung erfolgt am zweckmäßigsten mit einem EDV-Programm, in dem die zur Versuchssituation passenden Formeln für die  $d_i$ -Werte mit den iterativ veränderten d' und l' so oft angelaufen werden, bis die Differenz  $|k_1 - k_2|$  unter einer Genauigkeitsschranke liegt.

# 4.3.3 Direkte Auswertung nach $k_h$ und $k_v$ über eine Koordinatentransformation

Die Iteration kann umgangen werden, wenn zur Auswertung der Quotient

$$\delta = \frac{d_1}{d_2} \tag{4.28}$$

herangezogen wird. Dieser Wert hängt nur noch von  $\alpha$  und von der Schichtdicke ab, da sich der Betrag von k herauskürzt. Aus den Ergebnissen der FE-Berechnungen ergibt sich für die  $\delta$ -Werte:

$$k_{u} = 0 \qquad \delta = 38,09 \frac{1 - e^{-0,07d}}{d(l/d)^{0,55}} \qquad (4.29)$$

$$k_{u} \to \infty \qquad \delta = 33,73 \frac{1 + e^{-0,1d}}{(10,97 + d)(l/d)^{0,9}} \qquad (4.30)$$

Die Kurven für die  $\delta$ -Werte für verschiedene Verhältnisse 1/d sind in der Abb. 4.11 und für den Halbraum in Abb. 4.12 dargestellt. Mit dem aus den Versuchen bestimmten  $\delta$ -Wert geht man in eine der Kurven oder Funktionen und ermittelt die zugehörige Schichtdicke. Wie sich leicht nachvollziehen läßt, ist dies genau die (verzerrte) Schichtdicke d', für die sich bei Auswertung der Feldversuche nach dem im vorigen Abschnitt beschriebenen Verfahren der gleiche k-Wert ergäbe. Das bedeutet, daß bei einer Verzerrung der tatsächlichen Schichtdicke d zu dieser Schichtdicke d' der Boden isotrop wird. Die zugehörige isotrope Durchlässigkeit läßt sich dann (unter Ansatz von d') berechnen. Der horizontale und der vertikale Durchlässigkeitsbeiwert ergeben sich dann aus Gl. 4.24.

Mithilfe der  $\delta$ -Werte läßt sich also die iterative Koordinatentransformation umgehen und die verzerrte Schichtdicke direkt ermitteln, bei der die Schicht isotrop wird. Für die praktische Auswertung bringt dies jedoch nur Vorteile, wenn d' aus Diagrammen abgegriffen wird. Bei einer Berechnung mit den o.g. Formeln für die  $\delta$ -Werte ist ebenfalls eine Iteration erforderlich, da d' bzw. d nicht explizit freigestellt werden kann.

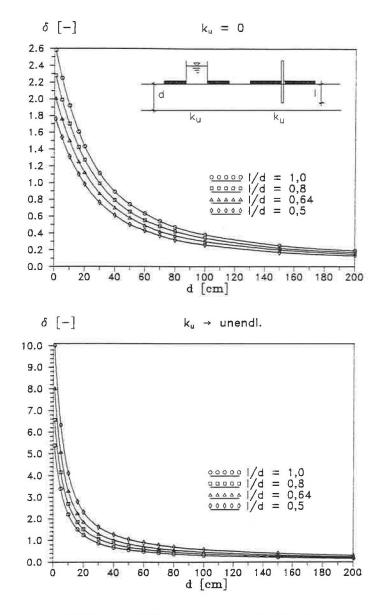


Abbildung 4.11: δ-Werte zur Auswertung der Versuche

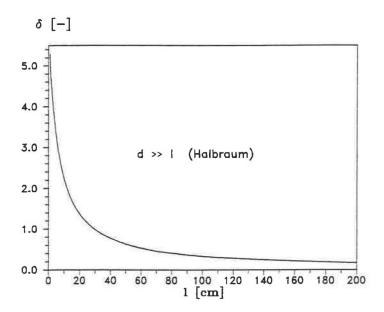


Abbildung 4.12:  $\delta\textsc{-Werte}$ zur Auswertung der Versuche bei Halbraum

### 4.4 Auswertung der Versuche mit anderen Verfahren

### 4.4.1 Näherungslösung für die Strömung bei FV 1

Für den Feldversuch 1 (Kreisquelle) läßt sich mit relativ geringem mathematischen Aufwand eine Näherungslösung unter Vernachlässigung der kapillaren Eigenschaften ableiten, anhand derer sich das instationäre Verhalten verdeutlicht. Dabei wird das Vordringen einer scharfen Sättigungsfront in den isotropen Halbraum zugrundegelegt, eine begrenzte Schichtdicke d somit nicht berücksichtigt. Durch die Annnahme einer scharfen Sättigungsfront läßt sich das Problem mit einer Differentialgleichung für die Sättigungsfront und einer Differentialgleichung für das Innere der Strömung beschreiben. Die beiden Differentialgleichungen ergeben sich jeweils aus Kontinuitätsbetrachtungen an Volumenelementen im Innern und am Rand der Strömung und der Annahme des Darcy'schen Gesetzes als Feldgleichung. Trotz der vereinfachenden Annahmen bietet diese Lösung eine nützliche Veranschaulichung des instationären Verhaltens dieser Infiltrationsströmung und kann zu Vergleichszwecken oder direkt zur Auswertung herangezogen werden.

Zunächst wird eine Lösung für die Infiltration aus einer kugelförmigen Quelle mit dem Radius  $r_1$  in den Raum abgeleitet: Das Problem ist punktsymmterisch, wenn die Schwerkraft vernachlässigt wird, die Differentialgleichung für das Potential H(r,t) reduziert sich damit auf

$$\frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial}{\partial r} \cdot (r^2 \frac{\partial H}{\partial r}) = 0 \text{ im Innern der Strömung}$$
 (4.31)

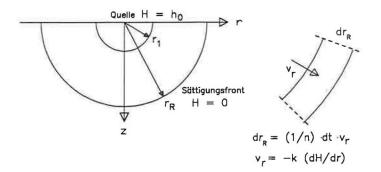
$$-k \cdot \frac{\partial H}{\partial r} = n \cdot \frac{\partial r_R}{\partial t}$$
 an der Sättigungsfront (4.32)

mit den Randbedingungen

$$H(r = r_1) = h_0 (4.33)$$

$$H(r=r_R) = 0 (4.34)$$

 $h_0$  ist die Wasserdruckhöhe an der Quelle,  $r_R$  der Radius der Sättigungsfront zum Zeitpunkt t und n der auffüllbare Porenanteil.



Durch Integration der Differentialgleichung 4.31 ergibt sich als Lösung für die Potentialfunktion:

$$H = -\frac{h_0}{(\frac{1}{r_0} - \frac{1}{r_1})r} + \frac{h_0}{1 - \frac{r_0}{r_1}} \tag{4.35}$$

Die Differentialgl. 4.32 für den Radius der Sättigungsfront  $r_R$  läßt sich über eine Trennung der Variablen lösen und es ergibt sich (s.a. Abb. 4.13):

$$t = -\left(\frac{1}{2}r_R^2 - \frac{1}{3r_1}r_R^3 - \frac{1}{6}r_1^2\right)\frac{n}{kh_0}$$
(4.36)

Die einströmende Wassermenge pro Zeit (s. Abb. 4.13) errechnet sich aus der Integration der Strömungsgeschwindigkeiten  $\frac{\partial H}{\partial r}$  über eine Halbkugelfläche (Äquipotentialfläche):

$$q = 2\pi k \frac{h_0}{\frac{-1}{r_R} + \frac{1}{r_1}}$$
(4.37)

Die einströmende Wassermenge konvergiert mit wachsendem  $r_R$  und damit zunehmender Zeit gegen:

$$\lim_{t \to \infty} q = 2\pi k r_1 h_0 \tag{4.38}$$

Dieser Grenzwert ist die einströmende Wassermenge pro Zeit im stationären Zustand.

Bei Einführung der Gravitation für den stationären Zustand  $(r_R \to \infty)$  herrscht keine Punkt-, sondern nur noch Rotationssymmetrie. Das Potential setzt sich dann zusammen aus dem Wasserdruckanteil h und der geodätischen Höhe z. Mit dem Ansatz

$$h = A/R$$
 (A: Konstante,  $R = \sqrt{r^2 + z^2}$ )

ergibt sich als Potentialverteilung im stationären Zustand:

$$H = r_1 h_0 \frac{1}{\sqrt{r^2 + z^2}} - z \tag{4.39}$$

Diese Gleichung erfüllt die Differentialgl. für die rotationssymmetrische Strömung und beschreibt somit die Infiltration aus einer Halbkugelquelle in den Halbraum unter Berücksichtigung des Schwerkrafteinflusses. Die einströmende Wassermenge ergibt sich durch Integration der Strömungsgeschwindigkeiten über die Fläche eines gedachten Zylinders, der konzentrisch zur Quelle in das Strömungsgebiet gelegt wird:

$$q = 2\pi k r_1 h_0 + \pi k r_1^2 \tag{4.40}$$

Diese Lösung setzt sich zusammen aus der Kugelquellenlösung ohne Gravitation (s.o.) und einem Gravitationsanteil.

Nach Körner (1957) gilt für das Verhältnis der aus einer Halbkugel und aus einem Kreis ausströmenden Wassermenge:

$$q_{Kreis} = \frac{2}{\pi} \cdot q_{Halbkugel} \tag{4.41}$$

Damit ergibt sich als Näherungslösung für den Durchfluß q beim Feldversuch 1 im stationären Zustand:

$$q = 4kr_1h_0 + 2kr_1^2 (4.42)$$

Analog zur Vorgehensweise in Abschn. 4.3.1  $(r_1 = 10 \text{ cm}, k = 1 \text{ m/s})$  läßt sich daraus eine Steigung  $\frac{\partial q}{\partial h_0}$  als  $d_1$ -Wert angeben:

$$d_1 = 14400 \quad [(ls)/(hm)] \tag{4.43}$$

#### 4.4.2 Näherungslösung für die Strömung bei FV 2

Aus der bekannten Dupuit-Thiemschen-Brunnengleichung für gespannte Grundwasserverhältnisse läßt sich rasch eine Näherungslösung für den stationären Zustand der beim Feldversuch 2 stattfindenden Strömung entwickeln: Die Dupuit-Thiemschen-Brunnengleichung für gespannte Grundwasserverhältnisse und einen Grundwasserleiter der Mächtigkeit l lautet:

$$q = 2\pi k l \frac{H(r_2) - H(r_R)}{\ln r_2/r_R}$$
(4.44)

Wenn für  $r_R$  der Plattenradius von 0,3 m und für  $r_2$  der Rohrradius von 6 mm gesetzt wird, gilt näherungsweise

$$H(r = r_2) = h_0 + l (4.45)$$

$$H(r=r_R) = l (4.46)$$

und damit:

$$q = 2\pi k l \frac{h_0}{\ln \tau_2/r_R}$$

$$q = 2\pi k 16cm \frac{h_0}{\ln 0.006/0.3}$$
(4.47)

$$q = 2\pi k 16cm \frac{h_0}{\ln 0,006/0,3} \tag{4.48}$$

Wenn nun die Schwerkraftwirkung und die Abströmung nach unten wie bei einem unvollkommenen Brunnen durch den Faktor 1,2 berücksichtigt und k gleich 1 m/s gesetzt wird, ergibt sich:

$$d_2 = 694 \cdot l \quad [(l \, s)/(h \, m \, cm)]$$
 (4.49)

#### Formfaktoren aus Ansätzen aus der Literatur 4.4.3

Zur Auswertung von Pump- oder Infiltrationsversuchen im Bohrloch wurden eine Reihe von Verfahren entwickelt, die, je nach Art der inneren Strömungsberandung (verrohrt oder unverrohrt, Ausströmung durch Bohrlochsohlfläche), eine Beziehung angeben zwischen der Druckhöhe im Bohrrohr und der einströmenden Wassermenge im stationären Zustand. Das Strömungsbild wird dabei berücksichtigt durch den sog. Formfaktor F und es läßt sich allgemein schreiben:

$$q = F \cdot kh_0 \tag{4.50}$$

Zur Anwendung in diesem Zusammenhang bietet sich das Verfahren von Hvorslev (s. Lambe/Whitman 1969) an, mit dem eine Durchlässigkeitsanisotropie berücksichtigt werden kann. Zwar wurde es für eine Ausströmung unter dem Grundwasserspiegel entwickelt, doch kann es näherungsweise auch hier angewendet werden, da die einströmende Wassermenge im wesentlichen vom Strömungsbild in unmittelbarer Umgebung der Quelle abhängt. Hvorslev gibt für die Ausströmung aus einer Kreisquelle in den Halbraum an:

$$q_1 = 4k_m r_1 h_0 (4.51)$$

und für die Ausströmung aus einem unverrohrten Bohrloch (Stabquelle):

$$q_2 = \frac{2\pi l h_0 k_h}{\ln(\frac{ml}{2r_2} + \sqrt{1 + (\frac{ml}{2r_2})^2})}$$
(4.52)

mit r1: Radius der Kreisquelle

r<sub>2</sub>: Bohrlochradius (Stabquellenradius)

l: Bohrlochlänge (Stablänge)

$$k_m = \sqrt{k_h k_v} m = \sqrt{k_h / k_v} = \sqrt{\alpha}$$

Daraus lassen sich di-Werte ableiten:

$$d_1 = \frac{\partial q_1}{\partial h_0} = 4k_m r_1 = 4mk_v r_1$$
 (4.53)

$$d_2 = \frac{\partial q_2}{\partial h_0} = \frac{2\pi l k_h}{\ln(\frac{ml}{2r_0} + \sqrt{1 + (\frac{ml}{2r_0})^2})}$$
(4.54)

Der  $\delta$ -Wert ergibt sich damit nach Umformungen zu:

$$\delta = \frac{d_1}{d_2} = \frac{2r_1}{m\pi l} \ln(\frac{ml}{2r_2} + \sqrt{1 + (\frac{ml}{2r_2})^2}) \tag{4.55}$$

Aus dieser Gleichung wird noch einmal deutlich, daß  $\delta$  nicht mehr von den Beträgen der Durchlässigkeitsbeiwerte, sondern nur vom Verhältnis  $k_h/k_v$ , hier ausgedrückt durch m, abhängig ist. Mit den Abmessungen der Versuchsgeräte ( $r_1=10~{\rm cm}, r_2=0,6~{\rm cm}$ ) ergeben sich die unten angeführten  $d_i$  und  $\delta$ -Werte zur Auswertung der Versuche, die streng genommen nur bei unbegrenzter Schichtdicke gelten. Da die Werte zur Versuchsauswertung für die Annahme einer (ggf. durch gedankliche Verzerrung) isotropen Schicht gelten, fällt m heraus:

$$d_1 = 14400 \frac{ls}{h \, m.cm} \tag{4.56}$$

$$d_2 = \frac{2262 l}{\ln \left[ \frac{l}{1.2} + \sqrt{1 + \left( \frac{l}{1.2} \right)^2} \right]} \frac{l s}{h m cm}$$
 (4.57)

$$\delta = \frac{6,37}{l} \ln \left[ \frac{l}{1,2} + \sqrt{1 + \left(\frac{l}{1,2}\right)^2} \right]$$
 (4.58)

mit l in cm!

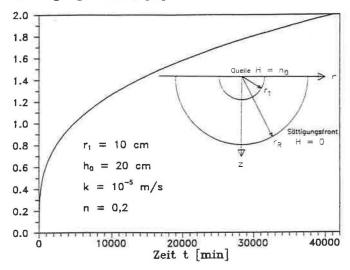
Tavenas et al. (1990) haben mit Hilfe einer FEM-Analyse für eine stabförmige Quelle im Untergrund Formfaktoren entwickelt (Halbraumbedingungen). Sie geben ein Diagramm für den Formfaktor in Abhängigkeit vom Verhältnis 1/d an. Daraus ergibt sich für die hier verwendeten Geräte ( $l = 16 \text{ cm}, r_2 = 0.6 \text{ cm}$ ):

$$q = 12312 \cdot h_0 \tag{4.59}$$

$$q = 12312 \cdot h_0$$
 (4.59)  
 $d_2 = 12312 \frac{ls}{h m cm}$  (4.60)

Die Abbildungen 4.14 und 4.15 zeigen die Auswertungskurven aus den verschiedenen Formfaktoren im Vergleich zu den aus den FE-Berechnungen gewonnenen Funktionen. Die Unterschiede ergeben sich durch die den verschiedenen Lösungen zugrundeliegenden Vereinfachungen und Näherungen. Eine exakte Übereinstimmung ergibt sich nur für den d1-Wert nach Hvorslev und den aus der Näherungslösung.

### Saettigungsfront r<sub>R</sub> [m]



### Einstroemende Wassermenge q [1/h]

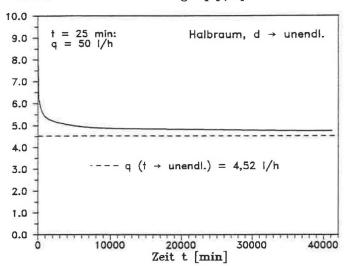


Abbildung 4.13: Verlauf der Sättigungsfront und der einströmenden Wassermenge mit der Zeit bei Infiltration aus einer Halbkugelquelle nach der Näherungslösung für Feldversuch 1

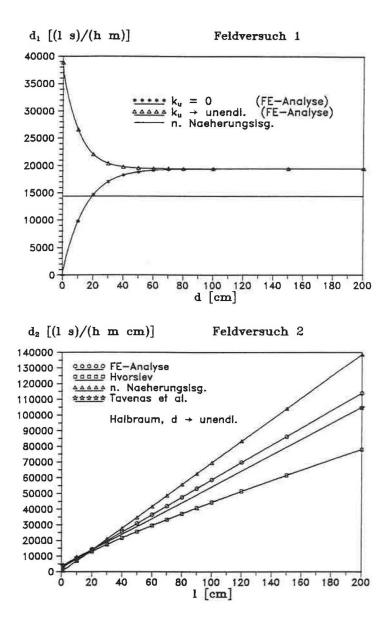


Abbildung 4.14: di-Werte zur Auswertung der Versuche aus verschiedenen Ansätzen

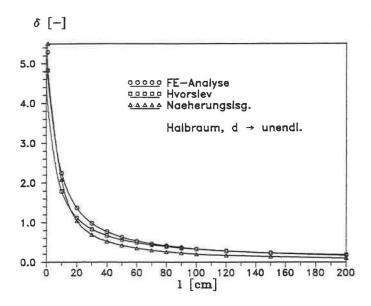


Abbildung 4.15:  $\delta\textsc{-Werte}$ zur Auswertung der Versuche aus verschiedenen Ansätzen

## Durchführung der Infiltrationsversuche mit zwei nichtbindigen Korngemischen

Zur Untersuchung des Strömungsgeschehens und des Auswertungsverfahrens der Feldversuche wurden großmaßstäbliche Versuche an zwei nichtbindigen Versuchsböden durchgeführt. Die Meßergebnisse bei den Versuchen wurden zur Überprüfung eines genaueren Berechnungsverfahrens für die Infiltrationsströmungen verwendet und die Auswertungsergebnisse wurden mit Ergebnissen aus Laborversuchen verglichen.

Die Kriterien bei der Auswahl der Versuchsböden waren geringe Entmischungsneigung und unterschiedlicher Feinkorngehalt. So wurden ein Fein- bis Mittelsand und ein Sand-Feinkies verwendet, die aufgrund von unterschiedlichen Feinkorngehalten Unterschiede in der Kapillarität aufweisen und damit den Anwendungsbereich des Verfahrens bei nichtbindigen Böden in etwa abdecken.

### 5.1 Versuchsaufbau

In der Versuchsgrube des Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München wurden zum Einbau der Böden Versuchsfelder mit quadratischen Rahmen (Kantenlänge 1,2 m) eingerichtet. Bei den durchgeführten Versuchen wurden die Ausgangswasserdrücke in den Quellen, die einströmenden Wassermengen mit der Zeit sowie die kapillaren Saugspannungen bzw. die Wasserdrücke im Boden gemessen.

Der Wasserdruck an der Quelle wurde mit angebrachten Standrohren und die Infiltrationsrate mit Schwebekörperdurchflußmeßgeräten gemessen. Der Verdichtungsgrad der untersuchten Schicht wurde nach Beendigung der Versuche mit dem Ballonverfahren bestimmt.

Zusätzlich wurden mit Tensiometerzellen, die vor Versuchsbeginn in die Bodenschicht eingebaut wurden, die Saugspannungs- bzw. Wasserdruckverläufe an verschiedenen Stellen aufgezeichnet (s. Abschn. 5.3). Mit Hilfe dieser Aufzeichnungen konnte das Strömungsgeschehen im Boden verfolgt und mit den späteren Berechnungen verglichen werden. Die Saugspannungen wurden über Druckaufnehmer in ein elektrisches Signal umgewandelt und über einen Meßverstärker mit angeschlossenem Schreiber aufgezeichnet.

Die Abb. 5.1 zeigt den Versuchsaufbau in der Versuchsgrube mit Tensiometern,

Meßverstärker und Schreiber am Beispiel des Feldversuchs I schematisch. Im Anhang A sind Fotografien der Versuchsgeräte und des Versuchsaufbaus enthalten.

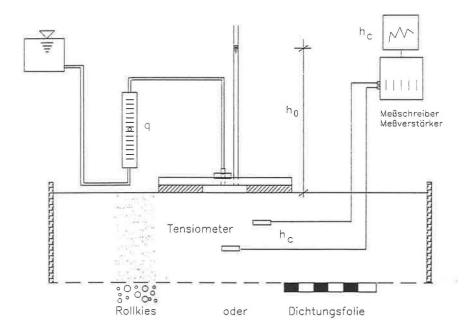


Abbildung 5.1: Schema der Versuchsanordnung mit Meßeinrichtungen (Feldversuch 1)

Die Versuchsböden wurden mit unterschiedlichen Verdichtungsgraden und Schichtdicken eingebaut. Ebenso wurde die Durchlässigkeit des unteren Randes variiert:

k = 0: Einlage einer undurchlässigen Folie  $k_u \to \infty$ : Einbau einer Rollkieslage 16/32

Da die Versuchsgrube mit einem der Versuchsböden (Boden A, s. Abschn. 5.2) ca. 5 m hoch angefüllt war, konnte an diesem Boden auch eine Infiltration in den Halbraum simuliert werden.

### 5.2 Verwendete Korngemische

Die Versuche wurden mit zwei nichtbindigen Korngemischen (Korngrößenverteilungen s. Abb. 5.2) durchgeführt:

Boden A Fein- bis Mittelsand (f-mS, u', g')  $\rho_s = 2,71 \, g/cm^3$   $\rho_{Pr} = 1,79 \, g/cm^3$ 

Boden B Sand-Feinkies (S, fg, u')  $\rho_s = 2{,}71\,g/cm^3$   $\rho_{Pr} = 1{,}92\,g/cm^3$ 

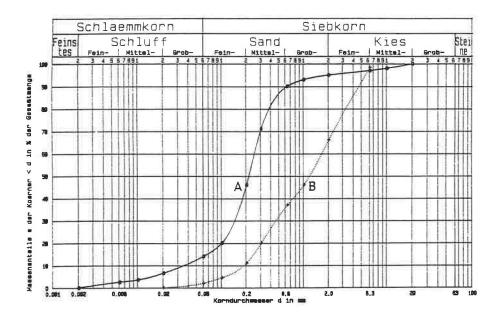


Abbildung 5.2: Korngrößenverteilungen der Versuchsböden

Zur Bestimmung der Durchlässigkeiten der Versuchsböden im Labor wurden Verfahren entsprechend der DIN 18130 (Versuche mit konstanter Druckhöhe) angewendet. Zur Bestimmung der vertikalen Durchlässigkeit wurden die Böden in einen Zylinder eingebaut und von unten nach oben (parallel zur Einbaurichtung) durchströmt. Zur Bestimmung der horizontalen Durchlässigkeit erfolgte der Einbau in einen Versuchskasten, in dem die Proben horizontal (senkrecht zur Einbaurichtung) durchströmt wurden. Die Versuchsgeräte sind in Floss/Berner (1989) beschrieben. Die Einbaudichten in den Laborgeräten wurden entsprechend den bei den Feldversuchen gemessenen Werten gewählt, zusätzlich wurden jeweils noch weitere Verdichtungsgrade untersucht.

Die folgenden Tabellen enthalten die bei den Laborversuchen gemessenen Durchlässigkeitsbeiwerte und die Abbildungen 5.3 und 5.4 zeigen die Abhängigkeit von der Einbaudichte grafisch. Als Regressionskurven (gestrichelter Verlauf) wurden entsprechend den in Abschnitt 2.3.1 vorgestellten Ansätzen für die Abhängigkeit der Durchlässigkeit von der Porenzahl Polynome 2. Ordnung gewählt.

Die Versuchsergebnisse zeigen eine stärkere Abnahme der vertikalen Durchlässigkeit im Vergleich zur Abnahme der horizontalen Durchlässigkeit mit zunehmendem Verdichtungsgrad. Beim feinkörnigeren und hinsichtlich der Korngrößenverteilung weiter gestuften Boden A ist dieses Phänomen ausgeprägter als beim Boden B.

Insgesamt liegt der Rückgang der Durchlässigkeitsbeiwerte bei Erhöhung der Lagerungsdichte vom minimalen auf den maximalen untersuchten Wert etwa bei einer Zehnerpotenz. Da der untersuchte Bereich der Lagerungsdichte beim Boden A etwas größer ist als beim Boden B, ergibt sich sich auch eine größere Schwankungsbreite der Durchlässigkeitsbeiwerte.

Boden A: Durchlässigkeitsbeiwerte aus Laborversuchen (m/s)

$\rho_d$	$D_{P\tau}$	$k_h$	$k_v$
1,60	0,89	$3,7 \cdot 10^{-5}$	$8,4 \cdot 10^{-6}$
1,68	0,94	$3,0\cdot 10^{-5}$	$5,7 \cdot 10^{-6}$
1,71	0,96	$2,6 \cdot 10^{-5}$	$3,4 \cdot 10^{-6}$
1,75	0,98	$1,4 \cdot 10^{-5}$	$2, 1 \cdot 10^{-6}$
1,80	1,01	$6,6 \cdot 10^{-6}$	$6, 5 \cdot 10^{-7}$
1,85	1,04	$2,8 \cdot 10^{-6}$	$1,7 \cdot 10^{-7}$

Boden B: Durchlässigkeitsbeiwerte aus Laborversuchen (m/s)

$\rho_d$	$D_{Pr}$	$k_h$	$k_v$
1,78	0,93	$1.8 \cdot 10^{-4}$	$1,7 \cdot 10^{-4}$
1,84	0,96	$8,0\cdot 10^{-5}$	$7, 2 \cdot 10^{-5}$
1,91	0,99	$5, 4 \cdot 10^{-5}$	$2,6 \cdot 10^{-5}$
1,95	1,02	$3,0\cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$
1,98	1,03	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$7, 1 \cdot 10^{-6}$

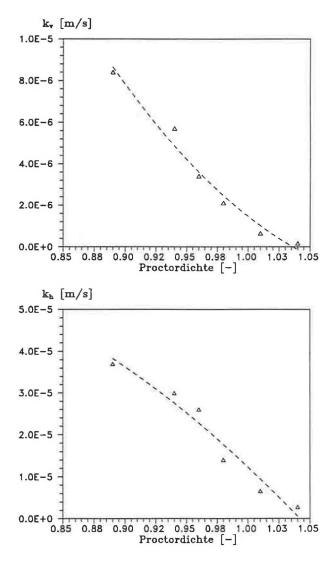


Abbildung 5.3: Boden A:  $k_h$  und  $k_v$  als Funktion der Einbaudichte (Laborversuche)

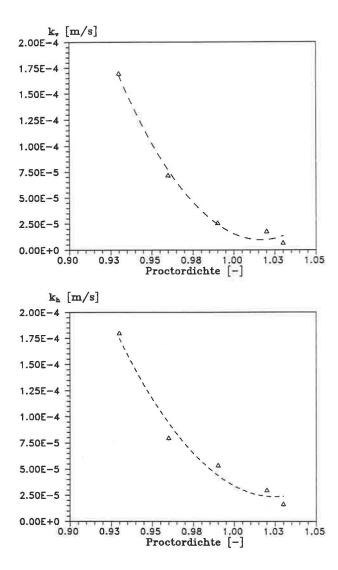


Abbildung 5.4: Boden B:  $k_h$  und  $k_v$  als Funktion der Einbaudichte (Laborversuche)

## 5.3 Messung der Saugspannung mit Tensiometern

Ein Tensiometer ist im wesentlichen eine semipermeable Membran, die für Wasser durchlässig und zugleich für Luft undurchlässig ist. Einen Überblick über Theorie und Anwendung von Tensiometern liefert Stannard (1990). Um die vorgenannten Eigenschaften zu erreichen, muß eine Tensiometerzelle aus einem feinen porösen Medium bestehen, dessen Poren vollständig mit entlüftetem Wasser gefüllt sind. Bei vollständiger Sättigung erreicht die Wasserdurchlässigkeit ihren Maximalwert und die Luftdurchlässigkeit wird zu Null. Entlüftetes Wasser ist zu verwenden, da sonst bei Unterdruck Luftblasen aus dem Wasser ausscheiden (s. Kapitel 2) und somit die Wassersättigung reduziert wird.

Die Tensiometerzelle wird mit dem Boden in Kontakt gebracht, so daß sich zwischen dem Porenwasser im Boden und dem Wasser in den Zellporen ein Kontakt aufbaut. Dann wird der Wasserdruck im Boden auf das Wasser im Tensiometer übertragen und kann von dort über eine Schlauchleitung zu einem Druckaufnehmer geführt werden. Bei positiven Wasserdrücken werden die Meßzellen als Piezometer bezeichnet. Der Unterschied besteht nur darin, daß an Tensiometer wegen der beabsichtigten Saugspannungsmessung höhere Anforderungen (geringere Porengröße, Sättigung mit entlüftetem Wasser) zu stellen sind.

Anschaulich formuliert, besteht das Meßprinzip bei Tensiometern darin, daß das unter der Saugspannung (Unterdruck) stehende Porenwasser im Boden versucht, das Wasser aus der Tensiometerzelle herauszusaugen. Daraus folgt, daß mit Tensiometern stets die aktive Saugspannung gemessen wird. Zur Messung muß sich ein Gleichgewichtszustand zwischen der Spannung des Wassers im Boden und der in der Zelle einstellen. Die Abb. 5.5 zeigt das Prinzip des Meßverfahrens.

Bei der praktischen Durchführung stellt das Erreichen und Halten des Wasserkontaktes ein Problem dar. Dies wurde hier so gelöst, daß nach Einbau der Zelle in den Boden zunächst der Zelle über die Schlauchleitung Wasser unter Überdruck zugeführt wurde, das aus der Zelle in den Boden einströmt. So wird der Kontakt zum Porenwasser hergestellt. Dann wurde die Zufuhr unterbunden und die Schlauchleitung in Verbindung zum Druckaufnehmer geschaltet. Um die Zelle herum ist infolge der Ausströmung zunächst noch ein erhöhter Wassergehalt im Boden vorhanden, der sich jedoch durch Verteilung im gesamten Boden abbaut. Die Verteilungsgeschwindigkeit hängt von den kapillaren Eigenschaften des Bodens, dem vorhandenen Sättigungsgrad und von der eingeströmten Wassermenge ab. Allgemein läßt sich sagen, daß das Erreichen des Gleichgewichtszustandes (Einstellzeit) umso länger dauert, je feinporiger der Boden und je höher die zu messende Saugspannung ist. Die Wassergehaltserhöhung im Boden nach Verteilung der eingeströmten Wassermenge kann bei im Verhältnis zum Bodenvolumen kleinen Wassermengen vernachlässigt werden.

Nach Unterbindung der Wasserzufuhr wird vom Meßsystem zunächst noch der Wasserüberdruck aus der Zufuhrleitung gemessen. Dieser baut sich jedoch infolge der Verteilung des aus der Zelle ausgetretenen Wassers ab und geht in eine Saugspannung (Unterdruck) über, bis schließlich ein Endzustand erreicht ist, der die eigentliche kapillare Saugspannung des Bodens darstellt. Ein typisches Meßsignal bis zum Erreichen dieses Gleichgewichtszustandes ist in der Abbildung 5.6 dargestellt.

Das ganze System Zelle-Schlauch-Druckaufnehmer muß vollständig mit entlüftetem Wasser gefüllt sein. Gerät Luft in die Poren der Tensiometerzelle, so kommt es zu

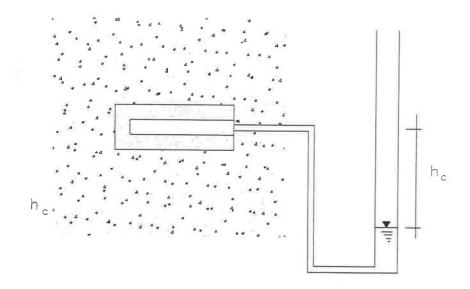


Abbildung 5.5: Messung der Saugspannung mit Tensiometern

einem Abreißen der Kapillarmenisken und die abgerissenen Wassersäulen werden aus der Zelle gesaugt. Dadurch geht der Kontakt verloren, das Meßsignal (der gemessene Unterdruck) bricht zusammen und es wird nur noch die geodätische Höhe der Tensiometerzelle gemessen. Die Abbildung 5.7 zeigt einen Meßschrieb bei diesem Vorgang, wenn sich nach dem Abreißen in einzelnen Bereichen immer wieder ein Meßsignal aufbaut. Das Meßsignal zeigt dann einen charakteristischen sägezahnförmigen Verlauf, da der Unterdruck im Meßsystem bei jedem Abriß schnell abfällt, sich dann langsam wieder aufbaut bis schließlich kein Kontakt mehr vorhanden ist.

Dieses Phänomen tritt umso häufiger auf, je feinporiger der Boden im Verhältnis zu den Porengrößen der Tensiometerzelle ist. Wenn die aktive Saugspannung des Bodens größer als die passive Saugspannung des Tensiometers wird, werden die Tensiometerporen leergesaugt und es ist keine Messung möglich. Aber auch durch Undichtigkeiten im Meßsystem oder durch Erschütterungen kann ein Abreißen der Wassersäulen erfolgen.

Eine zusätzliche zeitliche Verzögerung bei der Messung der Saugspannung kann sich durch Luftblasen im Schlauch oder im Druckaufnehmer ergeben, die sich bei Unterdruck ausdehnen. Diese Ausdehnung bewirkt einen Wasseraustritt an der Tensiometeraußenwand und das ausgetretene Wasser muß sich im Boden erst verteilen bis wieder ein Gleichgewichtszustand herrscht. Dehnen sich die Luftblasen im Leitungssystem bis in die Poren der Tensiometerzelle aus, kann dies einen Abriß des Kontaktes und damit einen Zusammenbruch des Meßsignals zur Folge haben. Wenn jedoch der Kontakt zwischen Porenwasser des Bodens und dem in der Tensiometerzelle hergestellt ist und sich ein Gleichgewichtszustand eingestellt hat, folgt das Meßsignal Wassergehaltsänderungen und damit Saugspannungsänderungen im Boden nahezu verzögerungsfrei.

Bei den hier durchgeführten Versuchen wurden zur Messung des Druckes elektro-

## Messignal h bzw. h.

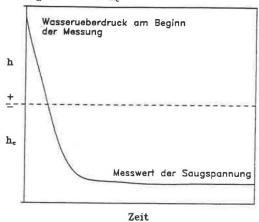


Abbildung 5.6: Verlauf des Meßsignals nach Schließen der Wasserzufuhr bis zum Erreichen des Gleichgewichtszustandes

nische Druckaufnehmer der Firma HBM verwendet. Der Druckaufnehmer besteht aus einem Stahlhohlzylinder, der mit Dehnungsmeßstreifen bestückt ist. Durch Änderung des Druckes im Hohlzylinder verformt sich dieser und die Dehnungsmeßstreifen geben ein der Verformung und damit dem Druck proportionales Signal aus, welches von einem Verstärker aufgenommen und von einem Meßschreiber aufgezeichnet wird.

Als Tensiometer wurden Hohlzylinderzellen aus Sintermetall verwendet. Die in der Bodenkunde üblichen Keramikzellen haben zwar feinere Poren und können damit höhere Saugspannungen aufnehmen, waren aber hier wegen der Gefahr des Zerbrechens bei der Verdichtung der Böden nicht geeignet. In Vorversuchen wurden Zellen mit verschiedenen Abmessungen und Porengrößen getestet. Zellen mit größeren Poren können zwar nur geringere Saugspannungen aufnehmen, haben aber dafür kürzere Einstellzeiten, da die zur Herstellung des Kontaktes mit dem Porenwasser im Boden erforderliche Wassermenge schneller ausströmt. Der Lufteintrittspunkt der Zellporen stellt die obere Grenze für die meßbare Saugspannung dar. Bezüglich der Abmessungen konnte kein Einfluß auf Einstellzeit oder Abrißsicherheit festgestellt werden.

Für die Messungen wurden zwei Typen verwendet, je nach erwartetem Saugspannungsbereich:

$$\begin{array}{lll} d_P = 0,5 \, \mu m & d_P = 2,0 \, \mu m \\ d_i = 2 \, mm & d_i = 4 \, mm \\ d_a = 5,8 \, mm & d_a = 10 \, mm \\ l = 24 \, mm & l = 35 \, mm \\ \\ \text{Meßbereich bis ca. } h_c = -4,8 \, m & \text{Meßbereich bis ca. } h_c = -1,2 \, m \end{array}$$

### Messignal h bzw. he

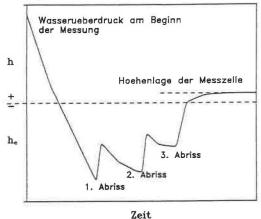


Abbildung 5.7: Abschnittsweiser Abriß des Kontaktes bis kein Unterdruck mehr im Meßsystem übertragen werden kann

mit  $d_P$ : Filterfeinheit

d<sub>i</sub>/d<sub>a</sub>: Innen-/Außendurchmesser
 l: Außenlänge des Hohlzylinders

Die Tensiometerzellen waren mit Teflonschläuchen (Innendurchmesser 2,3 mm) mit dem Druckaufnehmer verbunden (PVC-Schläuche eignen sich nicht, da sie mit der Zeit luftdurchlässig werden). Vor dem Druckaufnehmer war eine Weiche mit Abzweig zu einer Schlauchleitung angeordnet, über die die Zufuhr von Wasser in das Meßsystem möglich war.

## 5.4 Durchgeführte Versuche

Die Versuche wurden bei beiden Böden mit mehreren Verdichtungsgraden, Schichtdicken und unteren Randbedingungen durchgeführt. Wegen der großen Abmessungen der Versuchsfelder war es nicht möglich, den Verdichtungsgrad exakt vorzugeben, er wurde nach Versuchsbeendigung gemessen. Zur Verdichtung wurden ein Stampfer mit Elektroantrieb und ein Fallgewicht auf einer massiven Platte verwendet. Als Versuchsfeld wurden die Böden in stabile Rahmen mit 1,2 m Kantenlänge eingebaut. Diese Abmessung erwies sich als ausreichend, an den Rändern wurde auch nach mehreren Stunden Versuchsdauer nie eine Wassergehaltserhöhung festgestellt. Die Versuchsfelder wurden entweder auf einer Folie ( $k_u=0$ ) oder auf einer ca. 5 cm starken Dränschicht der Körnung 16/32 ( $k_u\to\infty$ ) aufgebaut. Die Bedingungen einer Infiltration in den unendlichen Halbraum ( $d\to\infty$ ) waren bei der Durchführung der Versuche direkt auf dem in der Versuchsgrube mit ca. 5 m Mächtigkeit eingebauten Boden A näherungsweise gegeben.

Da nur zwei Druckaufnehmer zur Verfügung standen, konnte der Saugspannungsverlauf nur an maximal zwei Stellen kontinuierlich verfolgt werden. Die Verwendung eines Verteilerkastens mit Anschluß mehrerer Tensiometer an einen Druckaufnehmer erwies sich wegen der teilweise zu langen Einstellzeiten für das Meßsignal nach dem Umschalten als wenig praktikabel.

Die gemessenen Durchflußraten und Saugspannungsverläufe sind in Abschnitt 7.2 im Zusammenhang mit der rechnerischen Simulation der Versuche im Vergleich mit den berechneten Werten dargestellt.

Die Meßwerte und Regressionsgeraden für  $q(h_0)$  sind in den Abb. 5.8 und 5.9 enthalten. Wie die Abbildungen erkennen lassen, bestätigten die Versuchsmessungen deutlich den linearen Zusammenhang zwischen Durchfluß und Ausgangsdruckhöhe.

Dieser lineare Zusammenhang bleibt auch erhalten, wenn  $h_0$  wieder zurückgefahren und nochmals erhöht wird. Dabei zeigt sich jedoch eine Hysterese in der Weise, daß die einströmenden Wassermengen q bei wiederholter Erhöhung abnehmen (s. Abb. 5.10 und 5.11). Diese Abnahme wird jedoch bei mehrfacher Wiederholung geringer, was auf Konvergenz der Funktion  $q(h_0)$  gegen eine Grenzgerade hindeutet. Die Ursache dieser Erscheinung ist zum einen in der zunehmendem Durchfeuchtung des Bodens mit der Infiltrationsdauer zu suchen, die bewirkt, daß die durchflußerhöhende Saugspannungswirkung immer geringer wird. Zum anderen kann angenommen werden, daß von dem einströmenden, nicht-entlüfteten Wasser mit der Versuchsdauer zunehmend Luftblasen in den Bodenporen abgelagert werden und daher die Sättigung und somit die Durchlässigkeit abnehmen.

Die folgende Tabelle enthält als Übersicht die Randbedingungen bei den durchgeführten Versuchen sowie die über eine lineare Regression bestimmten  $d_i$ - und  $\delta$ -Werte und die daraus nach dem Verfahren in Abschn. 4.3.2 bestimmten Durchlässigkeitsbeiwerte.

## Durchlässigkeitsbeiwerte aus Feldversuchen

#### Boden A

$\rho_d$	d	$k_u$	$d_1$	$d_2$	$k_h$	$k_v$
1,68	$\infty$		0,0881	0,0638	5,6-10-6	$3,7 \cdot 10^{-6}$
1,80	20	0	0,0092	0,0062	$6,9 \cdot 10^{-7}$	$5,0 \cdot 10^{-7}$
1,75	20	000	0,0286	0,0229	$1,7 \cdot 10^{-6}$	$1, 1 \cdot 10^{-6}$

### Boden B

$\rho_d$	d	$k_u$	$d_1$	$d_2$	k <sub>h</sub>	$k_v$
1,92	20	0	0,4652	0,6369	$7,1\cdot 10^{-5}$	$8,4 \cdot 10^{-6}$
1,95	45	0	0,3986	0,3478	$3, 2 \cdot 10^{-5}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$
1,95	45	$\infty$	0,3468	0,2554	$2, 3 \cdot 10^{-5}$	$1,4 \cdot 10^{-5}$

mit  $\rho_d \text{ in } g/cm^3$  d in cm  $k_h, k_v \text{ in m/s}$   $d_i \text{ in (l s)/(h m cm)}$ 

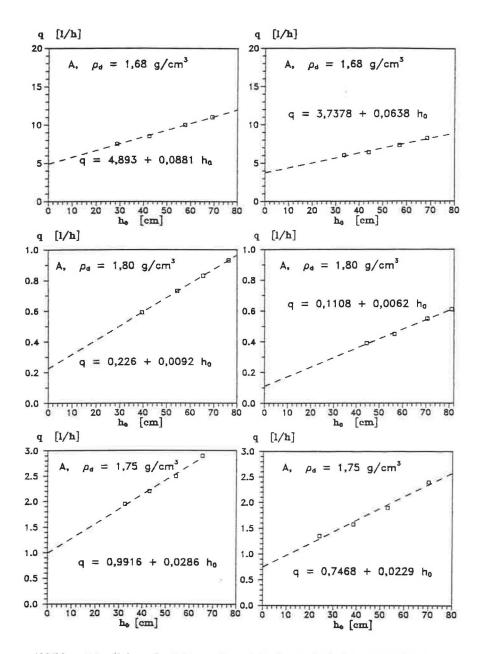


Abbildung 5.8:  $q(h_0)$  aus den Feldversuchen mit Boden A. Linke Seite: FV 1 / Rechte Seite: FV 2

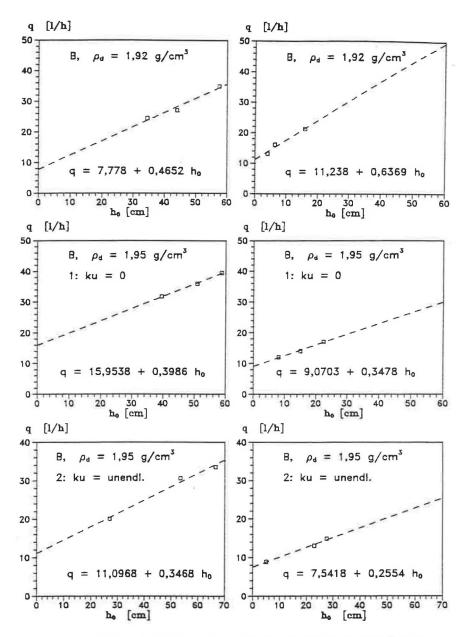


Abbildung 5.9:  $q(h_0)$  aus den Feldversuchen mit **Boden B**. Linke Seite: FV 1 / Rechte Seite: FV 2

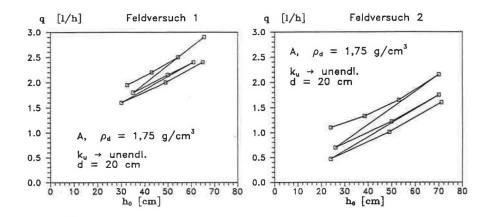


Abbildung 5.10: Hysterese von  $q(h_0)$  bei Feldversuch mit Boden A.

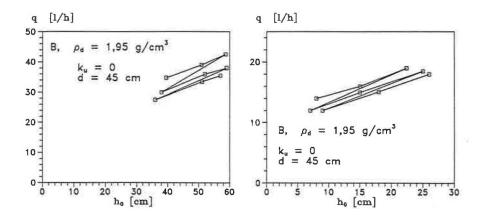


Abbildung 5.11: Hysterese von  $q(h_0)$  bei Feldversuch mit Boden B.

## 5.5 Erreichbare Sättigung bei Infiltration

Wegen der Abhängigkeit der Durchlässigkeit vom Sättigungsgrad ist von Bedeutung, welcher Sättigungsgrad in der durchströmten Zone in Umgebung der Quelle erreicht wurde, d.h. auf welchen Sättigungsgrad die ermittelten Durchlässigkeitswerte zu beziehen sind. Durch den Einschluß von Luftporen beim Vordringen der Feuchtefront entsteht eine nur quasi-gesättigte Zone mit einer gegenüber der Durchlässigkeit  $k_0$  bei voller Sättigung reduzierten Durchlässigkeit. Die Angaben in der Literatur über diese Reduzierung sind unterschiedlich: Bouwer (1969) gibt einen Bereich von  $0, 4 \cdot k_0$  bis  $0, 6 \cdot k_0$  an, Constantz et al. (1988) einen von  $0, 15 \cdot k_0$  bis  $0, 2 \cdot k_0$ .

Constantz et al. (1988) geben an, daß der Einschluß von Luftporen größer wird, je höher die Fließgeschwindigkeiten sind und je mehr große zusammenhängende Porenstrukturen vorhanden sind, d.h. je gleichförmiger die Korngrößenverteilung und je höher der Anteil an grobkörnigen Fraktionen ist.

Eine systematische in-situ-Messung der Sättigung bei den Feldversuchen konnte nicht durchgeführt werden, da das in die Poren eingeströmte Wasser sich zwischen Versuchsende und Probenahme bereits unter Schwerkrafteinfluß weiter in der Schicht verteilt und so keine zuverlässigen Ergebnisse zu erwarten sind. Lediglich beim Boden A wurden einige Wassergehaltsbestimmungen nach Versuchsende vorgenommen, da dieser Boden aufgrund seiner relativ großen kapillaren Rückhaltekräfte langsam entwässert. Die Ergebnisse sind in den Abb. 5.12 und 5.13 dargestellt. Wegen der Unsicherheiten bei der Dichtebestimmung mit dem Ballonverfahren sind jedoch diese Ergebnisse kritisch zu beurteilen. Die Abnahme der Sättigung mit Entfernung von der Quelle zeigt sich jedoch gut, ebenso bestätigt sich die Größenordnung der bei Infiltration erreichbaren Sättigung.

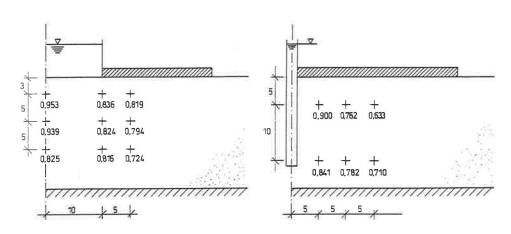


Abbildung 5.12: Sättigungsverteilung nach Feldversuchen mit Boden A FV 1:  $\rho_d = 1,70g/cm^3$  FV 2:  $\rho_d = 1,80g/cm^3$ 

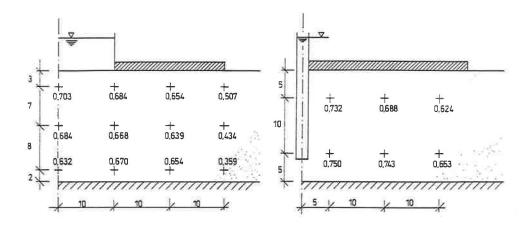


Abbildung 5.13: Sättigungsverteilung nach Feldversuchen mit Boden A FV 1:  $\rho_d = 1,65g/cm^3$  FV 2:  $\rho_d = 1,68g/cm^3$ 

Zur systematischen Untersuchung des Sättigungsverhaltens der Versuchsböden wurden eindimensionale Infiltrationsversuche im Labor durchgeführt. Bei diesen Versuchen wurden die Böden mit verschiedenen Dichten und Wassergehalten in einen Zylinder eingebaut und dann von unten her Wasser unter einem ebenfalls variierten Ausgangsdruck infiltriert. Die Versuchsanordnung ist in Bild 5.14 dargestellt.

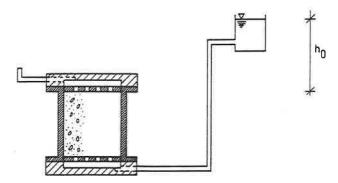


Abbildung 5.14: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Sättigung nach einer Infiltration

Die Bestimmung der erreichten Sättigung nach der Infiltration erfolgte nach dem von *Chapuis/Baas* (1989) vorgeschlagenen Verfahren über Wägung des Versuchszylinders mit enthaltener Probe und Wasser.

Beim Boden A zeigten sich nur sehr geringe Schwankungen der erreichten Sättigung.

Der Mittelwert der Messungen lag bei 0,72 und die Extremwerte waren 0,67 und 0,74 (Standardabweichung s = 0,0175). Eine geringe Tendenz läßt sich allenfalls bei der Abhängigkeit von der Ausgangssättigung erkennen, hier deuten die Meßergebnisse auf eine Abnahme der erreichten Sättigung mit zunehmender Ausgangssättigung hin.

Beim Boden B hingegen können in allen drei Beziehungen Tendenzen abgelesen werden: So zeigen die Messungen eine Zunahme der erreichten Sättigung sowohl mit steigender Druckhöhe als auch mit größer werdender Porenzahl. Wie beim Boden A, nur ausgeprägter, zeigt sich eine Abnahme der erreichten Sättigung mit wachsender Ausgangssättigung. Unter Berücksichtigung aller Messungen mit dem Boden B ergeben sich ein Mittelwert der nach Infiltration erreichten Sättigung von 0,72 (wie bei Boden A) und der Minimal- und Maximalwert zu 0,61 bzw. 0,83 (Standardabweichung s = 0,0524).

Die Abb. 5.15 zeigt die erreichten Sättigungsgrade für beide Versuchsböden. In der Abb. 5.16 sind die erreichten Sättigungsgrade in Abhängigkeit von der Einbaudichte, der Ausgangssättigung und der Ausgangsdruckhöhe dargestellt.

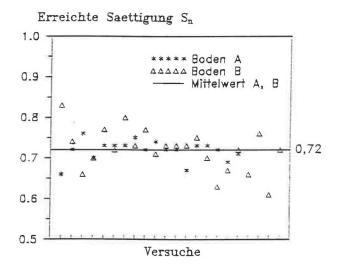


Abbildung 5.15: Sättigung nach eindimensionaler vertikaler Infiltration bei Boden  ${\bf A}$  und  ${\bf B}$ .

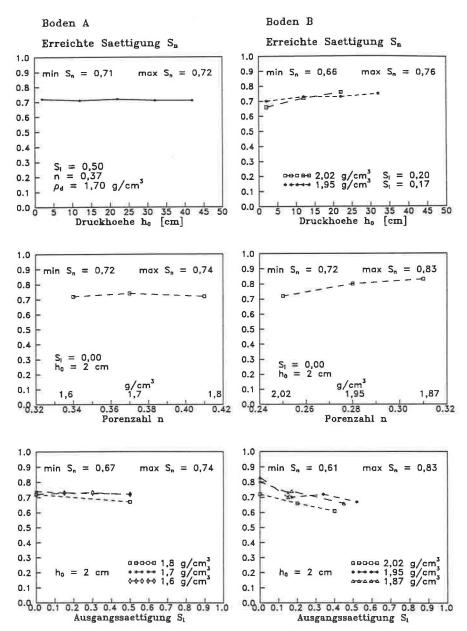


Abbildung 5.16: Abhängigkeiten der Sättigung nach Infiltration bei Boden A und B von verschiedenen Parametern.

## 5.6 Vergleich mit Ergebnissen von Laborversuchen

Bei dem Vergleich von Feldversuchsergebnissen mit Laborversuchsergebnissen ist bei gestörten Proben zu berücksichtigen, daß die Durchlässigkeit neben der Streuung der Kornzusammensetzung und der Lagerungsdichte auch vom Einbauvorgang abhängt. Es ist somit *nicht* zu erwarten, daß - selbst bei fehlerfreier Bestimmung der k-Werte - sich eine exakte Übereinstimmung der Feld- und Laborversuchsergebnisse ergibt. Dennoch ist für die Bedürfnisse der Praxis von Bedeutung, welche Abweichungen auftreten, da an Proben Eignungsprüfungen im Labor und am eingebauten Material Kontrollprüfungen auf der Baustelle ausgeführt und beurteilt werden müssen.

Bei den folgenden Vergleichen wurden zusätzlich zu den hier durchgeführten Versuchen noch Versuchsergebnisse aus Floss/Berner (1989) an verschiedenen grobkörnigen, nichtbindigen Korngemischen mit aufgenommen. Sowohl die Labor- wie auch die Feldversuche wurden aus Gründen der Vergleichbarkeit mit Leitungswasser durchgeführt, die Wassertemperatur lag dabei zwischen 12 und 15 Grad C. Verglichen werden jeweils der  $k_h$ - und der  $k_v$ -Wert sowie als mittlerer Durchlässigkeitsbeiwert die erste Invariante des Durchlässigkeitstensors  $k_m$  (s. Gl. 2.7).

In der Abb. 5.17 bzw. 5.18 sind die Ergebnisse für die Durchlässigkeitsbeiwerte jeweils gegeneinander aufgetragen. Wegen der Bandbreite der Durchlässigkeiten der untersuchten Böden wurde eine logarithmische Achseneinteilung gewählt. Anhand der Versuchspunkte zeigt sich keine signifikante Abhängigkeit der Streubreite oder der Abweichung von der Größe der Durchlässigkeit. Eine Zunahme der Abweichung der Feldversuchsergebnisse von den Laborversuchsergebnissen ergibt sich jedoch aus den gestrichelt dargestellten Regressionsfunktionen, für die ein Exponentialansatz gewählt wurde. Diese Funktionen entfernen sich mit steigendem Durchlässigkeitsbeiwert zunehmend von der Identitätsgerade.

In der Abb. 5.19 sind die Quotienten der im Labor und mit den Feldversuchen bestimmten Durchlässigkeitsbeiwerte aufgetragen.

Es ergeben sich daraus folgende statistische Kenngrößen für die Quotienten:

Feldversuchserge	hnis	Laborversuchsergebnis

Quotient aus	Mittelwert $\bar{x}$	Standardabweichung s			
$k_h$	0,45	0,50			
$k_v$	0,72	0,86			
$k_m$	0,50	0,45			

Die Durchlässigkeitsbeiwerte aus den Feldversuchen ergeben sich demnach geringer als aus Laborversuchen am gleichen Material. Eine Ursache neben den oben genannten ist möglicherweise eine höhere Sättigung der Proben bei den Laborversuchen. Die Laborversuche wurden unter konstanter Druckhöhe durchströmt, dabei betrug der Wasserdruck über die gesamte Probe jeweils mindestens 1 m Wassersäule. Bei den Feldversuchen hingegen nimmt der Ausgangsdruck sehr schnell mit Entfernung von der Quelle ab. Aus den Gl. 2.1 und 2.2 läßt sich eine Sättigungszunahme von ca. 3,2 % errechnen,

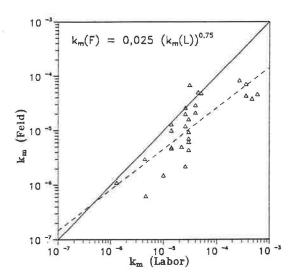


Abbildung 5.17: Mittlerer Durchlässigkeitsbeiwert (1. Invariante des Durchlässigkeitstensors) aus Labor- und Feldversuchen

wenn eine Druckerhöhung um 1 m erfolgt und die Sättigung vor Druckerhöhung 0,8 betrug. Wegen der Steilheit der Funktion für die relative Durchlässigkeit im oberen Sättigungsbereich folgt allein daraus bereits eine deutliche Zunahme der Durchlässigkeit.

Auffallend ist die etwas bessere Übereinstimmung aber auch größere Streubreite der vertikalen Durchlässigkeit. Werden nur die Mittelwerte betrachtet, sind die Abweichungen in Anbetracht der Empfindlichkeit und großen Bandbreite der Durchlässigkeit relativ gering. Wird jedoch auch die Streubreite berücksichtigt, so zeigt sich, daß die Abweichungen der Feldversuchsergebnisse von den Laborversuchsergebnissen auch eine Zehnerpotenz betragen können.

Bei der Auswertung der Feldversuche nach  $k_h$  und  $k_v$  ergeben sich im Vergleich zu den Laborergebnissen geringere Anisotropieverhältnisse  $\alpha$ , die teilweise sogar unter 1 liegen. Dies ist möglicherweise auch eine Folge der mit der Tiefe variierenden Lagerungsdichte. Beim Feldversuch 1 sind die Lagerungsverhältnisse in unmittelbarer Nähe der Oberfläche maßgebend für die einströmende Wassermenge, beim Feldversuch 2 diejenigen im Bereich der Stablänge l. Bei einer kombinierten Auswertung verzerrt demnach ein inhomogener Schichtaufbau das Ergebnis. Die Laborversuche werden dagegen getrennt und bezüglich  $k_h$  und  $k_v$  unabhängig voneinander durchgeführt und ausgewertet, zudem ist die Dichtebestimmung genauer als bei den Feldversuchen (Ballonverfahren). Da die Dicke der einzelnen Einbaulagen das Anisotropieverhältnis beeinflußt, kann die in der Regel geringere Lagendicke bei den Laborversuchen erhöhte  $\alpha$ -Werte zur Folge haben.

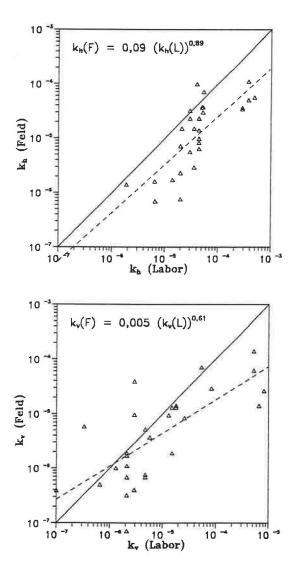


Abbildung 5.18: Durchlässigkeitsbeiwerte aus Labor- und Feldversuchen mit Regressionsfunktionen

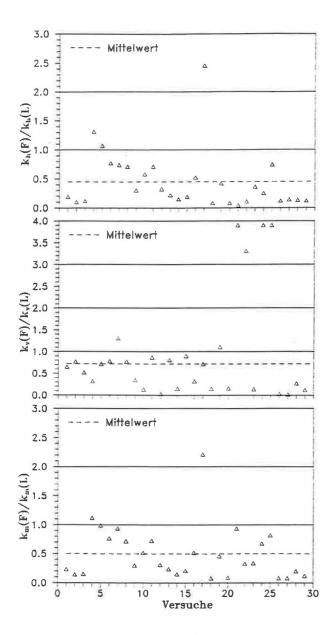


Abbildung 5.19: Verhältnis der Durchlässigkeitsbeiwerte aus Labor- und Feldversuchen

# Bestimmung der kapillaren Eigenschaften der Versuchsböden

## 6.1 Verwendetes Modell

Für die Analyse der Infiltrationsvorgänge ist die Kenntnis der Beziehungen  $h_c(S)$  und k(S) notwendig. Die Funktion k(S) wird vereinfachend als in horizontaler und vertikaler Richtung gleich angesetzt, so daß das Anisotropieverhältnis  $\alpha$  konstant und unabhängig von der Sättigung ist. Es sei hier erwähnt, daß diese Annahme umstritten ist: Mualem (1984) gibt an, daß bei Böden, bei denen die Anisotropie aus einer inhomogenen Schichtung resultiert,  $\alpha$  von der Sättigung abhängt und daß nur bei homogenen Böden mit aufgrund der Porenkonfiguration anisotropen Durchlässigkeitseigenschaften  $\alpha$  konstant ist. Demgegenüber zeigen Berechnungen von Bear et al. (1987) an einem dreidimensionalen Modell einer homogenen Bodenschicht mit orthogonalen Kapillarröhrensystemen auch eine Zunahme von  $\alpha$  mit abnehmender Sättigung.

Da die experimentelle Bestimmung der Durchlässigkeits-Sättigungs-Funktion sehr aufwendig ist, wurde das Modell von Riedi/Stauffer (1982), bei dem beide Funktionen mit den gleichen Parametern mathematisch beschrieben werden, verwendet. Die Parameter des Modells werden durch Anpassung der Ansatzfunktion für  $h_c(S)$  an Meßergebnisse dieser einfacher zu messenden Größe ermittelt. Das Verfahren der Anpassung einer Ansatzfunktion bietet den Vorteil einer Glättung von Meßfehlern.

Die verwendete Saugspannungs-Sättigungs-Beziehung  $h_c(S)$  stellt eine Modifizierung der Ansätze von Brooks/Corey~(1964) bzw. von Su/Brooks~(1976) dar, in dem zum einen durch ein Korrekturglied die typische S-Form dieser Kurve abgebildet und zum anderen durch die Einführung des Parameters  $S_m$  (maximale Sättigung) der Einschluß von Luftporen berücksichtigt werden. Zudem sind alle Parameter physikalisch interpretierbar. Die Beziehung lautet:

$$h_c = h_b S_e^{-\frac{1}{\lambda}} \left( \frac{S_m - S}{S_m - S_r} \right)^{\delta}$$
 (6.1)

mit

S: Sättigungsgrad

Se: Effektiver Sättigungsgrad

 $S_m$ : Maximaler Sättigungsgrad

Sr: Restsättigungsgrad

h<sub>c</sub>: Saugspannung

h<sub>b</sub>: Kapillardruck beim Wendepunkt der Kurve (Lufteintrittspunkt)

λ: Verteilungsindex für Poren mit kontinuierlicher Phase

δ: Verteilungsindex für Poren mit diskontinuierlicher Luftphase

Abweichend von dem von Riedi und Stauffer verwendeten Ansatz wird hier die Funktion für die Durchlässigkeits-Sättigungs-Beziehung k(S) mit dem Modell von Mualem (1976 und 1978) gebildet und es ergibt sich:

$$k_{\tau} = S_e^{2.5 + \frac{2}{\lambda}} \tag{6.2}$$

Die Hysterese der kapillaren Eigenschaften wird hier nicht berücksichtigt, da nur einfache Imbibitionsvorgänge betrachtet werden.

# 6.2 Verwendetes Meßverfahren für die Saugspannungsfunktion

Zur Messung der Saugspannungen wurden die Bodenproben mit vorgegebener Dichte und Wassergehalt in Stahlzylinder mit 14 cm Durchmesser mit einer Höhe von ca. 10 cm (je nach Lagerungsdichte) eingebaut. In die Bodenprobe wurde eine Tensiometerzelle eingelegt, die über einen Teflonschlauch, der durch eine seitliche Bohrung in den Stahlzylinder geführt wurde, mit dem Druckaufnehmer verbunden war. Es wurde dasselbe Meßsystem mit Tensiometern verwendet wie bei den Feldversuchsmessungen (s.Abschn. 5.3). Die Bodenproben wurden jeweils mit dem gewünschten Wassergehalt mit einem Fallgewicht in den Stahlzylinder eingestampft.

Bei den Messungen wurde neben der Sättigung auch die Lagerungsdichte variiert, um Erkenntnisse über den Zusammenhang zwischen den kapillaren Eigenschaften und der Lagerungsdichte zu gewinnen und diesen Einfluß bei der folgenden rechnerischen Simulation der Feldversuche zu erfassen. Daneben ist dieser Zusammenhang z.B. auch bei Dränageschichten oder kapillarbrechenden Schichten zu beachten, da an diese Schichten auch Verdichtungsanforderungen gestellt werden und somit eine Wechselwirkung zwischen den verschiedenen Anforderungen zu erwarten ist.

## 6.3 Bestimmung der Parameter

Die Parameter der Ansatzfunktion für  $h_c(S)$  wurden mittels einer Regressionsanalyse so bestimmt, daß sich eine möglichst gute Anpassung der Kurven an die Meßpunkte ergab. Wie bereits erwähnt, nahmen die Parameter dabei zum Teil Werte an, die

der physikalischen Definition der Parameter im Modell widersprechen. Der Versuch, bei der Bestimmung der Parameter als zusätzliche Bedingung physikalisch sinnvolle Schranken vorzugeben, führte zu wesentlich schlechteren Kurvenanpassungen und teilweise zu Konvergenzproblemen bei dem verwendeten numerischen Verfahren. Durch die optimale Anpassung büßt die verwendete Ansatzfunktion allerdings den Vorteil der physikalischen Deutbarkeit der Parameter ein.

Eine Abhandlung des Problems der Parameteranpassung bei Ansatzfunktionen für die kapillaren Eigenschaften an Meßwerte liefern Kool/Parker (1987). Dabei muß zunächst eine Zielfunktion Z(P) definiert werden, die von dem Parametervektor P abhängt und ein Maß für die Abweichung der gemessenen von den berechneten Werten ist. Die Zielfunktion kann grundsätzlich auf zwei verschiedenen Wegen erhalten werden: Zum einen durch die Formulierung des Problems als Minimierungsaufgabe der Abweichungen der berechneten von den gemessenen Werten, üblicherweise mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate, zum anderen kann die Zielfunktion mit der Maximum-Likelihood-Methode bestimmt werden, wobei die Modellparameter P als deterministische Größen betrachtet werden und die Wahrscheinlichkeit maximiert wird, die Meßdaten aus der Ansatzfunktion zu erhalten. Hier wurde der erstgenannte Weg beschritten, die allgemeine Form der Minimierung der gewichteten kleinsten Fehlerquadrate ergibt sich somit in Matrixschreibweise wie folgt:

$$\min_{P} Z(P) = \frac{1}{2} [h_{cm} - h_c(P)]^T W [h_{cm} - h_c(P)] + \frac{1}{2} (P_m - P)^T V (P_m - P)$$
 (6.3)

 $h_{cm}$  Meßwerte der Saugspannung  $h_c(P)$  Mit der Ansatzfunktion und P berechnete Saugspannungen P Parametervektor  $P = (\lambda, \delta, h_b, S_r, S_m)$  Schätz- oder Meßwerte von P Wichtungsmatrix für Meßgenauigkeit

V Wichtungsmatrix für Korrelationen zwischen Parametern

Der erste Term der Zielfunktion beinhaltet die Fehlerquadrate, multipliziert mit einer symmetrischen Wichtungsmatrix W, mit der unterschiedliche Meßgenauigkeiten berücksichtigt werden können. Der zweite Term stellt ein Plausiblitätskriterium dar und gewichtet durch die Matrix V die Abweichung der berechneten Parameter von plausiblen Werten, die entweder durch direkte Messung oder durch Abschätzung entsprechend der physikalischen Bedeutung bekannt sind. In die Matrix V können Korrelationen zwischen verschiedenen Parametern aufgenommen werden.

Da die Saugspannungsmessungen alle mit dem gleichen Verfahren (gleiche Meßgenauigkeit) und unabhängig voneinander durchgeführt wurden, wurde keine Wichtungsmatrix eingeführt. Auf ein Plausibilitätskriterium, mit dem z.B. die Parameter in physikalisch sinnvolle Grenzen gedrängt werden könnten, wurde zunächst ebenfalls verzichtet, um eine optimale Anpassung zu erhalten. Somit gilt:

$$W = 1 \quad \text{und} \quad V = 0 \tag{6.4}$$

Aus der allgemeinen Formulierung des gewichteten Problems der kleinsten Fehlerquadrate wird dann eine gewöhnliche Minimierungsaufgabe nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate:

$$\min_{P} Z(P) = \frac{1}{2} [h_{cm} - h_{c}(P)]^{T} [h_{cm} - h_{c}(P)]$$
(6.5)

Durch Einsetzen von Gl. 6.1 für  $h_{\rm c}(P)$  ergibt sich die Zielfunktion als Summe der Fehlerquadrate:

$$Z(P) = \sum_{i=1}^{m} |h_{cm}(i) - h_c(P)|^2$$
 (6.6)

Zur Lösung des Minimierungsproblems wurde ein Programm aus der IMSL- Programmbibliothek verwendet, die für Forschungsaufgaben auf einem Großrechner des Leibniz-Rechenzentrums zur Verfügung steht. Das Verfahren beruht auf einer Quasi-Newton-Methode als Algorithmus zur Minimierung und Parameterberechnung.

Aufgrund der hohen Anzahl von Parametern im Vergleich zu den vorhandenen Meßwerten ergaben sich bei den ersten Rechenläufen Konvergenzprobleme. Die Parameter  $S_\tau$  und  $S_m$  wurden deshalb aus dem Parametervektor herausgenommen und das EDV-Programm PARA entwickelt, bei dem ein Raster mit Kombinationen dieser Werte abgelaufen wird und für jede Kombination ein Rechenlauf mit IMSL zur Minimierung der Zielfunktion mit den restlichen drei Parametern erfolgt. Die Zielfunktion und die Eingangswerte der Parameter werden von PARA bereitgestellt und der IMSL-Minimierungsalgorithmus als Unterprogramm aufgerufen. Die Kombination von  $S_\tau$  und  $S_m$ , bei der sich die beste Anpassung der Ansatzfunktion an die Meßwerte ergibt, stellt dann die Lösung dar. Auf diese Weise konnten auch für  $S_m$  und  $S_\tau$  noch physikalisch sinnvolle Grenzen vorgegeben werden. Als Plausibilitätsbedingung für die drei verbliebenen Parameter  $(\lambda, \delta, h_b)$  wurde nur festgelegt, daß sich keine negativen Werte ergeben dürfen.

# 6.4 Ergebnisse der Messungen und Parameteranpassungen

Die folgenden Tabellen enthalten die mit der im vorhergehenden Abschn. beschriebenen Methode berechneten Parameter der Ansatzfunktion Gl. 6.1:

Boden A:

$\rho_d$	$S_r$	$S_m$	λ	δ	$h_b$	fvalue
1,60	0,10	0,76	1,05	0,08	0,26	0,153
1,68	0,02	0,86	0,45	0,11	0,16	0,148
1,71	0,09	0,83	0,77	0,00	0,26	0,210
1,75	0,00	0,88	0,71	0,39	0,51	0,442
1,80	0,00	0,92	1,29	0,92	1,21	0,220

Boden B:

$\rho_d$	$S_{\tau}$	$S_m$	λ	δ	$h_b$	fvalue
1,78	0,10	0,66	2,39	0,03	0,09	0,045
1,84	0,02	0,71	2,92	0,47	0,17	0,016
1,92	0,09	0,67	1,67	0,42	0,13	0,070
1,98	0,09	0,74	1,16	0,03	0,09	0,147

Der Wert fvalue ist als Summe der Abweichungsquadrate ein Maß für die Genauigkeit der Funktionsanpassung. Die deutlich stärkere Streuung der Meßwerte beim Boden A (Fein- bis Mittelsand) zeigt sich auch an der geringeren erreichten Genauigkeit (höhere fvalue) der Kurvenanpassung gegenüber den Resultaten beim Boden B. Insgesamt zeigt sich eine Zunahme der Streuung mit steigender Verdichtung.

Die Darstellung der Regressionskurven der Saugspannungsfunktion für die verschiedenen Dichten in jeweils einem Diagramm (s. Abb. 6.1) zeigt für den Boden A keine durchgehende Tendenz, wohingegen sich beim Boden B deutlich eine Erhöhung der Saugspannungen mit zunehmendem Verdichtungsgrad zeigt. Daß diese physikalisch plausible Tendenz (höherer Verdichtungsgrad  $\rightarrow$  kleinere Poren  $\rightarrow$  höhere Saugspannung) beim Boden A nicht durchgehend vorhanden ist, könnte zum einen eine Konsequenz der stärkeren Meßwertstreuung und der daraus folgenden geringeren Genauigkeit der Kurvenanpassung sein oder zum anderen auf eine bestimmte Porengrößenverteilung (Fehlen von Grobporen auch bei geringerer Lagerungsdichte) hinweisen.

Insgesamt ist eine Zunahme der Saugspannung bei geringen Sättigungsgraden um ca. den Faktor 2 zu beobachten, bei höheren Sättigungsgraden (ab etwa S=0.5) tritt nur eine schwache Abhängigkeit der Saugspannung von der Lagerungsdichte auf. Daraus kann gefolgert werden, daß der Feinporenanteil bei Erhöhung der Lagerungsdichte überproportional steigt.

Die Abb. 6.2 zeigt die Regressionskurven für die relative Durchlässigkeit. Beim Boden B zeigt sich deutlicher als beim Boden A eine stärkere Krümmung der Kurve mit zunehmender Lagerungsdichte.

Die Abbildungen 6.3 bis 6.4 zeigen für die verschiedenen Verdichtungsgrade die einzelnen Meßwerte der Saugspannungen sowie die Regressionskurven für  $h_c(S)$  mit den ermittelten Parametern. Die stärkere Streuung der Meßwerte beim Boden A und die Zunahme der Streuung mit steigender Verdichtung sind deutlich zu erkennen.

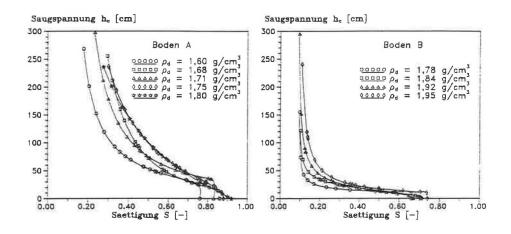


Abbildung 6.1: Regressionskurven für  $h_c(S)$  bei verschiedenen Lagerungsdichten

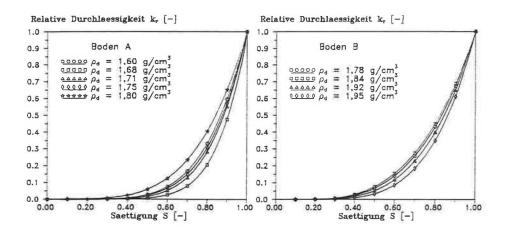


Abbildung 6.2: Regressionskurven für  $k_r(S)$  bei verschiedenen Lagerungsdichten

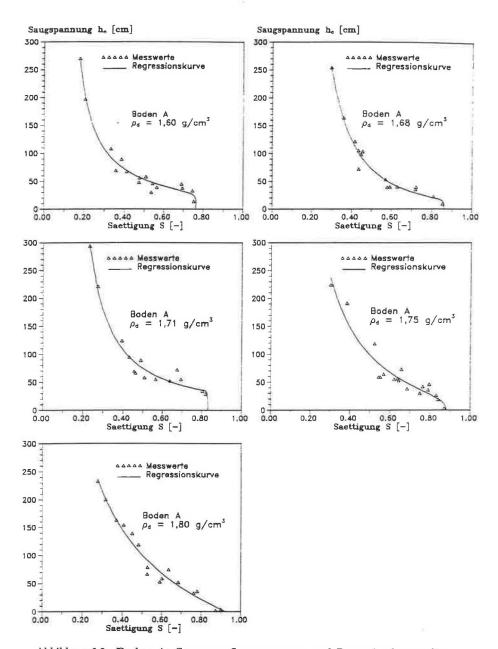


Abbildung 6.3: Boden A: Gemessene Saugspannungen und Regressionskurven für  $h_c(S)$ 

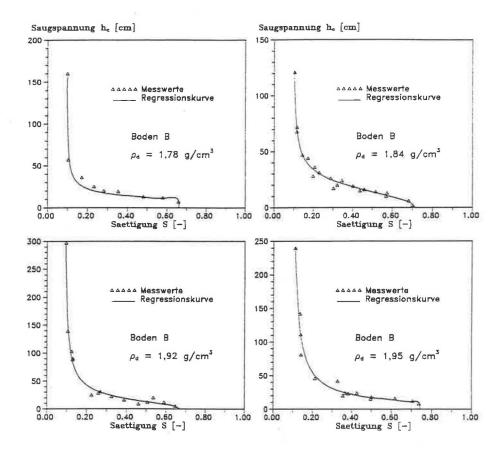


Abbildung 6.4: Boden B: Gemessene Saugspannungen und Regressionskurven für  $h_c(S)$ 

## 6.5 Vergleich mit Meßergebnissen nach dem Verfahren von Baker und Seiler

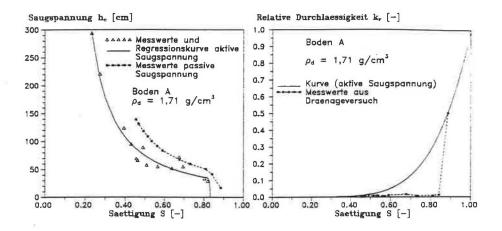
Zu Vergleichszwecken wurden die kapillaren Eigenschaften der Versuchsböden zusätzlich mit einem von Baker und Seiler (1982) entwickelten Verfahren bestimmt. Bezüglich der genauen Beschreibung des Versuchsaufbaus und -ablaufs sei hier auf die Originalliteratur (s.o.) verwiesen. Das Verfahren erlaubt die experimentelle Bestimmung der passiven Saugspannung und der relativen Durchlässigkeit als Funktionen der Sättigung durch Aufzeichnung des Entwässerungsverlaufs einer anfänglich gesättigten Bodenprobe. Die Entwässerungsströmung erfolgt in Einbaurichtung, somit wird beim Versuch die vertikale Durchlässigkeit gemessen.

Wegen der sehr langen Versuchszeiten (Entwässerungsdauer nur unter Schwerkrafteinfluß) konnte jeder Boden nur mit einer Lagerungsdichte untersucht werden. Zum Vergleich herangezogen wurden jeweils die Regressionskurven aus Abschn. 6.4 für Lagerungsdichten, die den bei den Entwässerungsversuchen vorhandenen Einbaudichten am nächsten liegen. Die Abweichung der Lagerungsdichten lag bei  $0.01\ g/cm^3$ .

Die Abbildung 6.5 zeigt die mit dem Verfahren von Baker und Seiler gemessenen Werte der Saugspannung bzw. der relativen Durchlässigkeit im Vergleich zu den nach dem in Abschn. 6.3 beschriebenen Verfahren bestimmten Funktionen für diese Beziehungen. Als Referenzwert für die relative Durchlässigkeit wurde die Durchlässigkeit bei der höchsten erreichten Sättigung gewählt.

Beim Vergleich der Ergebnisse muß berücksichtigt werden, daß das Verfahren von Baker und Seiler auf einem Dränageversuch aufbaut, d.h. es wird die passive Saugspannung gemessen, demgegenüber wird bei dem hier verwendeten Verfahren die aktive Saugspannung gemessen. Die Ergebnisse spiegeln dies gut wider, da die passiven Saugspannungen über den aktiven liegen. Beim grobkörnigeren Boden B ist diese Erscheinung weniger ausgeprägt, die Ergebnisse der unterschiedlichen Verfahren stimmen nahezu überein.

Der extrem starke Abfall der relativen Durchlässigkeit, wie er für den Boden A bei dem Dränageversuch gemessen wurde, ist eine Folge von hohen rückhaltenden Saugspannungen bei der Entwässerung. So liegt der starke Rückgang der relativen Durchlässigkeit genau am Lufteintrittspunkt der Saugspannungskurve bei etwa S = 0,83. Bei einem Absinken der Sättigung auf diesen Punkt nimmt die Saugspannung schnell ansteigend von 0 auf ca. 50 cm WS zu, so daß ab dann nur noch eine durch Saugspannungswirkung verzögerte Entwässerung der feineren Poren stattfindet.



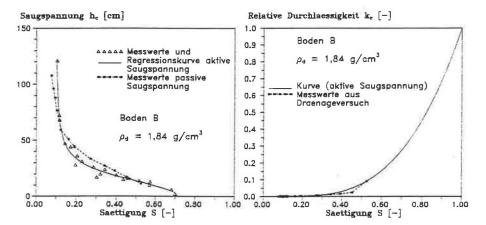


Abbildung 6.5: Messwerte und Regressionskurven nach den Verfahren von Riedi u. Stauffer (aktive Saugspannung) und nach dem Verfahren von Baker u. Seiler (passive Saugspannung, Dränageversuch)

# Numerische Simulation der Infiltrationsströmungen unter Berücksichtigung der kapillaren Eigenschaften

Bei den Berechnungen zur Bestimmung der Formfaktoren für die Auswertung der Feldversuche wurde vereinfachend von einer stationären Strömung ausgegangen und die kapillaren Eigenschaften vernachlässigt. Um die daraus enstehenden Fehler bei der Bestimmung der Durchlässigkeit zu untersuchen, werden im folgenden die bei den Feldversuchen auftretenden Infiltrationsströmungen unter Berücksichtigung des instationären Verhaltens und der kapillaren Eigenschaften numerisch simuliert. Dazu wird in einem ersten Schritt durch Nachrechnungen der durchgeführten Versuche die Anwendbarkeit des Rechenmodells und des Modells für die kapillaren Eigenschaften überprüft und in einem zweiten Schritt werden dann einige Parameterstudien durchgeführt.

## 7.1 Berechnungsverfahren

Für die Berechnungen wurde das numerische Verfahren der Finite-Element-Methode auf der Basis einer Galerkin-Formulierung des Strömungsproblems mit der Methode der gewichteten Reste verwendet. Die Integration über die Zeit erfolgt dabei iterativ mit dem Differenzenverfahren durch Extrapolation über einen Zeitschritt und anschließende Rückrechnung bis die gewünschte Genauigkeit erreicht ist.

Als Basis wurde das Programm UNSAT (Neumann et al. (1974)) übernommen, das einen FE-Algorhitmus für instationäre und ungesättigte Strömungen enthält. Der FE-Algorhitmus basiert auf der Formulierung der Strömungsdifferentialgleichung als Funktional L:

$$L(h) = \frac{\partial}{\partial x_i} \left[ k_r(h) k_{ij}^S \frac{\partial h}{\partial x_j} + k_r(h) k_{i3}^S \right] - \left[ C(h) + \beta S_S \right] \frac{\partial h}{\partial t} + q = 0$$
 (7.1)

mit

 $k_r(h)$  Relative Durchlässigkeit als Funktion des Wasserdrucks  $k_{ij}^S$  Durchlässigkeitstensor bei Sättigung  $x_i$  Raumkoordinaten, i = 1,2,3 ( $x_3$  vertikal)

 $\begin{array}{ll} C(h) & \text{Spezifische Speicherfähigkeit} = \frac{\partial \{nS\}}{\partial h} \\ S_S & \text{Spezifischer Speicherkoeffizient} \\ \beta & = 0 \text{ im ungesättigten Bereich}, = 1 \text{ im gesättigten Bereich} \\ q & \text{Zu- bzw. Abfluß aus Quelle bzw. Senke} \\ \end{array}$ 

Der Wasserdruck h (im ungesättigten Bereich negativ) ist also hier die unabhängige Variable, deren Größe und Verteilung gesucht ist. Da jedoch z.B. die Durchlässigkeit k im ungesättigten Bereich eine Funktion von h ist (über den Zusammenhang mit der Sättigung), kann die Lösung nur iterativ erfolgen.

Über die Galerkin-Methode und die Diskretisierung des Strömungsraumes in Finite Elemente ergibt sich ein System von quasi-linearen Differentialgleichungen mit Ableitungen nach der Zeit. Um diese Gleichungen zu integrieren, wird die Zeit in eine Folge von Zeitschritten diskretisiert und die Zeitableitungen werden durch finite Differenzen ersetzt (Differenzenverfahren). Es ergibt sich so ein nichtlineares Gleichungssystem, bei dem die Koeffizienten sowohl von der Zeit t als auch von dem zu berechnenden Wasserdruck h abhängen. Zur Lösung müssen zunächst die Wasserdrücke für den nächsten Zeitschritt extrapoliert werden. Mit den extrapolierten Wasserdrücken werden dann die Koeffizienten berechnet und das Gleichungssystem iterativ gelöst. Die Lösung des Gleichungssystems erfolgt mittels einer Gauß-Elimination. Die so berechneten Wasserdrücke werden mit den extrapolierten verglichen und wenn die Abweichungen größer als ein vorgegebenes Maß sind, erfolgt ein weiterer Rechengang. Somit sind für jeden zu berechnenden Zeitschritt zwei Iterationsverfahren notwendig: Eine innere Iteration zur Lösung des Gleichungssystems und eine äußere Iteration bis die extrapolierten Wasserdrücke mit den berechneten übereinstimmen.

Bei nichtlinearen Systemen tritt häufig ein Oszillieren der berechneten Werte um einen Mittelwert auf und die Iteration konvergiert nicht. Zur Dämpfung dieses möglichen Verhaltens werden die Koeffizienten des Gleichungssystems hier nicht für die aus dem vorhergehenden Iterationsschritt berechneten bzw. für die (am Anfang eines neuen Zeitschrittes) extrapolierten Wasserdrücke berechnet, sondern für den Mittelwert der Wasserdrücke aus dem vorhergehenden und dem neuen Zeitschritt.

Bei der Integration über die Zeit mit dem Finite-Differenzen-Verfahren taucht der a priori unbekannte Durchschnittswert des Wasserdrucks im betrachteten Zeitinkrement im Gleichungssystem auf. Er wird als lineare Kombination aus dem Ausgangswert  $h^n$  und dem Endwert  $h^{n+1}$  berechnet (n: Zeitschrittnr.):

$$h = \varepsilon h^n + (1 - \varepsilon)h^{n+1}$$
 mit  $0 \le \varepsilon \le 1$  (7.2)

Mit der Konstanten  $\varepsilon$  können die Einflüße des Ausgangs- und Endwertes auf den Durchschnittswert gewichtet werden. Die Wahl dieser Konstanten hängt ab von der Art der zu berechnenden Strömung. Sind, wie bei den hier berechneten Strömungen, zumindest Teile des Strömungsraumes gesättigt, so hat dort eine plötzliche Änderung der Randbedingungen auch eine sofortige Änderung des Wasserdruckes zur Folge und der Wasserdruck ist keine stetige Funktion der Zeit mehr. Daraus folgt, daß der (schlagartig veränderte) Wasserdruck am Anfang des Zeitschrittes  $(h^k)$  bereits unbekannt ist. Um dieses Problem zu lösen, wird  $\varepsilon$  gleich Null gesetzt (Backward difference scheme). Dadurch entfallen im Gleichungssystem alle Terme mit dem Ausgangswert des Wasserdruckes. Die Wahl  $\varepsilon < 0,5$  wird für alle instationären Prozesse empfohlen, die mit der Zeit in einen stationären Zustand übergehen (Bear/Verruijt (1987)).

Für die hier durchgeführten Berechnungen wurde das Programm weiterentwickelt. Eingebaut wurden eine an das instationäre Verhalten von Infiltrationsströmungen angepaßte automatische Zeitschrittgenerierung, Abbruchbedingungen bei Erreichen des stationären Zustandes, eine Grenzwertbestimmung für physikalisch mögliche Wasserdrücke sowie ein Programmodul zur grafischen Darstellung und Ausgabe der Potentiallinien und der Isobaren. Zur Beschreibung der kapillaren Eigenschaften wurde das Modell von Riedi und Stauffer implementiert. Das weiterentwickelte und auf einem PC lauffähige Rechenprogramm wird mit UNSATB bezeichnet.

Da das Konvergenzverhalten des zu berechnenden Systems a priori unbekannt und damit eine sinnvolle Vorgabe der Zeitschritte bei Programmstart oft nicht möglich ist, wurde hier folgende automatische Zeitschrittgenerierung eingefügt: Nach Abschluß jeden Zeitschritts wird die maximale Knotendruckänderung (dhm) zum vorhergehenden Zeitschritt bestimmt. Dann wird die Steigung des Knotendruckverlaufes durch Division von dhm durch die Zeitschrittgröße dt errechnet. Die nächste Zeitschrittgröße wird berechnet durch Multiplikation der aktuellen Zeitschrittgröße mit dem Quotient der Steigungen des Knotendruckverlaufes (maximale Knotendruckänderung) aus aktuellem und vorhergehendem Zeitschritt:

$$dt_{n+1} = \left(\frac{dhm_{n-1}}{dt_{n-1}}\right) / \left(\frac{dhm_n}{dt_n}\right) \cdot dt_n \tag{7.3}$$

mit n Zeitschrittnummer

dhm<sub>n</sub> Maximale Änderung der Knotendruckhöhe

dt<sub>n</sub> Zeitschrittgröße

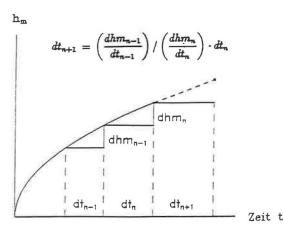


Abbildung 7.1: Zeitschrittentwicklung in Abhängigkeit der Änderung der Knotendruckhöhen

Durch diesen Algorithmus wird die Zeitschrittgröße stets an das Konvergenzverhalten (Änderung der Berechnungsgrößen mit der Zeit) angepaßt. Nur die ersten zwei Zeitschritte müssen vorgegeben werden. In der Abb. 7.1 ist das Prinzip dieser Zeitschrittgenerierung dargestellt.

Als Abbruchkriterium bei Erreichen des stationären Zustandes kann eine maximale Knotendruckänderung und/oder Durchflußänderung festgelegt werden, die bei zwei aufeinanderfolgenden Zeitschritten unterschritten werden müssen. Sinnvollerweise werden dafür Zahlenwerte vorgegeben, die mindestens die Größe der Rechengenauigkeit aufweisen.

$$dhm_{n-1}$$
 und  $dhm_n \leq dhm_a$  (7.4)  
 $dq_{n-1}$  und  $dq_n \leq dq_a$  (7.5)

mit  $dhm_a$  Abbruchkriterium für Knotendruckänderung  $dq_a$  Abbruchkriterium für Durchflußänderung

Für die Darstellung von  $h_c(S)$  und  $k_r(S)$  wurden die Ansätze nach Gl. 6.1 und 6.2 implementiert. Dabei erwies sich die Einführung von Grenzwerten für Saugspannungen als notwendig, da sich bei der iterativen numerischen Lösung der Differentialgleichung teilweise physikalisch nicht mögliche Werte ergaben. Als untere Grenze für die Saugspannung kann z.B. die Feldkapazität eingegeben werden. Die Iteration bei einem Zeitschritt muß dann solange erfolgen, bis auch die Bedingung erfüllt ist, daß dieser Grenzwert nicht unterschritten wird.

# 7.2 Berechnungen und Vergleich mit Meßergebnissen

Die durchgeführten Feldversuche wurden unter Ansatz der in Abschn. 6.4 bestimmten Bodenparameter mit dem Programm UNSATB nachgerechnet. Um als Eingangsgrößen in die Berechnung möglichst zutreffende Durchlässigkeitsbeiwerte zu wählen, wurden die Versuche zunächst nachgerechnet mit den direkt aus den Versuchen bestimmten Durchlässigkeitsbeiwerten. Aus den berechneten  $q(h_0)$ -Funktionen wurden dann erneut die Durchlässigkeitsbeiwerte bestimmt. Aufgrund der im Auswertungsverfahren enthaltenen Näherungen und Vernachlässigungen ergeben sich aus der Auswertung der rechnerisch simulierten Versuche nicht die Eingangswerte für die Durchlässigkeitsbeiwerte. In der untenstehenden Tabelle sind die Eingangswerte für die Berechnung (Ergebnisse der Feldversuche), die Ausgangswerte (aus der Auswertung der Berechnungen) und die Quotienten (Korrekturfaktor für den Wert aus der Auswertung) daraus enthalten.

-		Eingangswerte				Ausgangswerte				Korrekturfaktoren	
Boden	$\rho_d$	$k_h$		$k_v$		$k_h$		$k_v$		$f_h$	$f_v$
A	1,68	$5,6$ $10^{-6}$	*	$3,7$ $10^{-6}$	2	4, 2 10 <sup>-6</sup>	:3	$5,4$ $10^{-6}$	(2)	1,33	0,69
A	1,80	6,9 10 <sup>-7</sup>	3#6	$5,0$ $10^{-7}$	81	$6, 2$ $10^{-7}$	#6	$3,6$ $10^{-6}$	(60	1,11	0,14
Á	1,75	1,7 10 <sup>-6</sup>	٠	$1, 1$ $10^{-6}$	\$1	1, 1 10 <sup>-6</sup>	÷	$1, 1$ $10^{-6}$	(F)	1,55	1,00
В	1,92	7, 1 10 <sup>-5</sup>		$8,4$ $10^{-6}$	*1	5,4 10 <sup>-5</sup>	33	$1,2$ $10^{-5}$	œ.	1,31	0,70
В	1,95	$3,2$ $10^{-5}$	*	1,3 10 <sup>-5</sup>	*0	2,9 10 <sup>-5</sup>	•2	1, 1 10 <sup>-5</sup>	000	1,10	1,18
В	1,95	2,3 10 <sup>-5</sup>	*	$1,4$ $10^{-5}$	ş	2,1 10 <sup>-5</sup>	•3	1,6 10 <sup>-5</sup>	80	1,10	0,88
						Mi	tte	lwerte	:	1,25	0,77

#### Korrekturfaktoren:

 $f_h = k_h(\text{Eingangswert})/k_h(\text{Ausgangswert})$  $f_v = k_v(\text{Eingangswert})/k_v(\text{Ausgangswert})$ 

Eingangswert: Eingabewert in Berechnung

Ausgangswert: Auswertung der Berechnungsergebnisse

Im Mittel ergaben sich die  $k_h$ -Werte aus der Auswertung der Berechnungen (Ausgangswerte) um den Faktor 1,25 zu gering und die  $k_v$ -Werte um den Faktor 0,77 zu groß. Als Eingangsgrößen für einen zweiten Berechnungsdurchgang wurden deshalb die aus den Versuchen bestimmten Durchlässigkeitsbeiwerte mit den Korrekturfaktoren multipliziert.  $^1$ 

Im Anhang C sind die Berechnungsergebnisse dargestellt. Die Abbildungen zeigen die verwendeten Elementnetze (Radius 50 cm, Höhe entsprechend Schichtstärke beim Versuch) und die zeitliche Entwicklung von zwei charakteristischen Isobaren im Verlauf der Versuche. Die gewählten Zeitpunkte liegen jeweils direkt vor der Erhöhung des Ausgangsdruckes, d.h. zu diesen Zeitpunkten werden die für die Auswertung verwendeten  $q(h_0)$ -Werte abgelesen.

Zum einen ist immer die Isobare h=0 dargestellt, da sie die Grenze bildet zwischen gesättigter und ungesättigter Zone. Es ist so deutlich zu erkennen, daß eine Sättigung v.a. beim Boden A nur in Umgebung der Quelle stattfindet und daß große Bereiche des Strömungsgebietes während der gesamten Versuchsdauer ungesättigt bleiben.

Zum anderen ist bei allen Berechnungen noch eine Isobare enthalten, die eine gegenüber der Ausgangssaugspannung etwas erhöhte Saugspannung repräsentiert. Dadurch wird die zeitliche Entwicklung der Sättigungsfront aufgezeigt.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup>Für den Eingabedatensatz müssen die ermittelten und zu  $S_m$  gehörenden Durchlässigkeitsbeiwerte mit den in Abschn. 6.3 bestimmten k(S)-Funktionen auf die Werte für S=1,0 hochgerechnet werden.

Die Darstellung von Isobaren bietet bei Strömungen in der ungesättigten Zone aus den o.g. Gründen den Vorteil der größeren Anschaulichkeit der Vorgänge gegenüber der sonst üblichen Darstellung von Äquipotentiallinien. Die zeitliche Entwicklung von Äquipotentiallinien ist zum Vergleich für zwei Versuche ebenfalls dargestellt.

Zur Überprüfung des Berechnungsverfahrens wurden die berechneten Verläufe von q und  $h_c$  mit den Meßwerten verglichen. Für den Vergleich der Saugspannungen bzw. Wasserdrücke wurden die Elementnetzknoten herangezogen, die der Lage der Tensiometer bei den Messungen entsprechen.

Insgesamt zeigt sich gute Übereinstimmung von Messung und Berechnung. Ungenauigkeiten ergeben sich zweifellos aus der Vorgabe der  $k_h$ - und  $k_v$ - Werte in der Berechnung. Wie auch die o.g. Korrekturfaktoren zeigen, resultieren die dem Auswertungsverfahren zugrundeliegenden Vereinfachungen in Ungenauigkeiten, deren Größenordnung in der Praxis jedoch nicht relevant ist. Dazu kommt der Fehler aus der Abbildung des Strömungsraumes mit der Finiten-Element-Methode und den zugrundegelegten Gesetzmäßigkeiten für die Strömung und Bodeneigenschaften.

Beim Vergleich der Saugspannungen ist zu beachten, daß Lageungenauigkeiten der Tensiometer in cm-Größenordnung auch bei sorgfältigem Einbau nicht auszuschließen sind. Zudem wird durch die Abmessungen der Tensiometer die Saugspannung nicht punktförmig abgegriffen, sondern ein Bodenvolumen ebenfalls mit Abmessungen im cm-Bereich erfaßt. Wegen der großen Potentialgradienten im Bereich der Quelle wirken sich dort Lagedifferenzen erheblich aus.

Sowohl bei den Saugspannungs- wie auch bei den Durchflußverläufen zeigen die Meßwerte unmittelbar nach einer Druckerhöhung an der Quelle eine stärkere Reaktion (Ausschlag) als die berechneten Werte. Dieser Effekt ist möglicherweise verursacht durch Bodenauflockerungen oder Ausspülung von Luftblasen infolge des Druckstoßes und wird dann mit dem Rechenmodell nicht nachvollzogen.

Die Zeitabhängigkeit und das Konvergenzverhalten der Strömungen werden durch das Rechenmodell gut nachvollzogen. Die Verläufe zeigen sich durchweg synchron.

In den Abb. 7.2 bis 7.5 sind zur Erläuterung die Ergebnisse der Messungen und Nachrechnungen von zwei Versuchen mit unterschiedlichen Schichtstärken und Randbedingungen dargestellt. Die linke Bildhälfte zeigt den der Berechnung zugrundegelegten Bodenausschnitt mit Isobaren zu drei verschiedenen Versuchszeitpunkten, nämlich jeweils vor Erhöhung des Ausgangsdruckes  $h_0$  an der Quelle auf die nächste Stufe. Die Randbedingungen für den seitlichen und unteren Rand sind durch durchgezogene Linien (undurchlässig) bzw. gestrichelte Linien (Sickerfläche) dargestellt.

Die Diagramme in der rechten Bildhälfte enthalten die gemessenen und berechneten Werte für den Durchfluß und die Saugspannungen bzw. Wasserdrücke an zwei Meßpunkten. Die Lage der Meßpunkte (Tensiometer) bzw. der betrachteten Elementnetzknoten ist durch die Koordinaten r und z angegeben (Koordinatenursprung in der linken oberen Ecke) sowie in den Isobarendarstellungen eingezeichnet.

Bei dem Versuch mit der geringen Schichtstärke 20 cm und undurchlässigem unterem Rand zeigt sich bei Feldversuch 1 eine rasche Sättigung nahezu des gesamten betrachteten Bodenvolumens. Beim Feldversuch 2 hingegen bleibt während der Versuchsdauer über der Nullisobare ein durchströmter Kapillarsaum erhalten, d.h. hier beeinflußt die Durchlässigkeit des ungesättigten Bodens noch den Durchfluß. Insgesamt stellt sich hier die dem Auswertungsverfahren zugrundegelegte gesättigte, stationäre Strömung ein.

Bei dem Versuch mit 45 cm Schichtstärke und durchlässigem unterem Rand (Sickerfläche) bleibt sowohl während Feldversuch 1 wie auch während Feldversuch 2 der überwiegende Teil des Strömungsraumes ungesättigt. Um die Quelle herum bildet sich jeweils ein ellipsoidenförmiger gesättigter Bereich aus, der die Ränder des Strömungsraumes innerhalb der Versuchszeit nicht erreicht. Damit weicht das Strömungsbild deutlich von den Annahmen des Auswertungsverfahrens ab, dies beeinflußt jedoch die Genauigkeit des Auswertungsergebnisses nicht, wie die Korrekturfaktoren von  $f_h=1,10$  und  $f_v=0,88$  zeigen.

Der Verlauf der Isobare  $h=-10\,\mathrm{cm}$  bei  $t=20\,\mathrm{min}$  zeigt das Phānomen eines Aufstaus an einem durchlässigen Rand:

Die Isobare baut sich auch am unteren Rand (Sickerfläche) auf. Das bedeutet, daß das durch die ungesättigte Zone nach unten sickernde Wasser sich zunächst am unteren, durchlässigen Rand staut und wegen der kapillaren Rückhaltekräfte nicht nach unten ausströmt. Erst bei 30 Minuten Versuchsdauer erfolgt eine Ausströmung nach unten.

Die Diagramme zeigen bei beiden Versuchen die Annäherung des Durchflusses und der Saugspannungen an einen stationären Zustand auf jeder Druckstufe. Beim Vergleich der gemessenen und berechneten Saugspannungen fällt auf, daß die Meßwerte sehr schnell horizontal verlaufen, d.h. stationäres Verhalten zeigen, wohingegen bei den berechneten Verläufen durchweg bis zum Ende der Versuchsdauer noch eine geringe Steigung vorhanden ist.

Der Vergleich der Meßwerte mit den Berechnungsergebnissen zeigt, daß sich die Strömungvorgänge bei den Feldversuchen mit den verwendeten Ansätzen und mit den durch die Korrekturfaktoren verbesserten Durchlässigkeitsbeiwerten gut simulieren lassen.

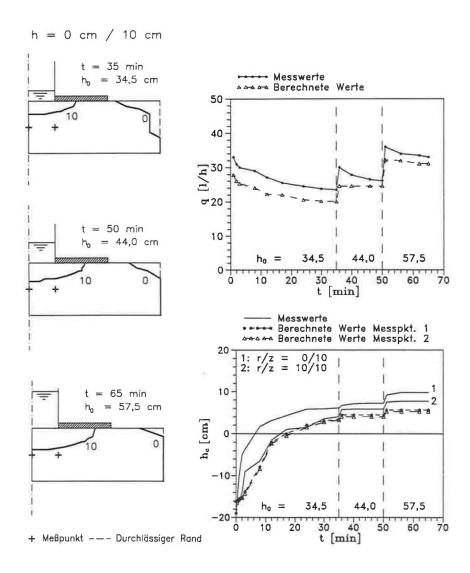


Abbildung 7.2: Boden B, FV 1

$$\rho_d = 1,92 \, g/cm^3 \quad d = 20 \, cm \quad k_u = 0 
k_h = 9,3 \cdot 10^{-5} \, m/s \quad k_v = 5,9 \cdot 10^{-6} \, m/s$$

Linke Seite: Entwicklung der Isobaren aus Berechnung. Rechte Seite: Durchfluß und Saugspannungen aus Berechnung und Messung.

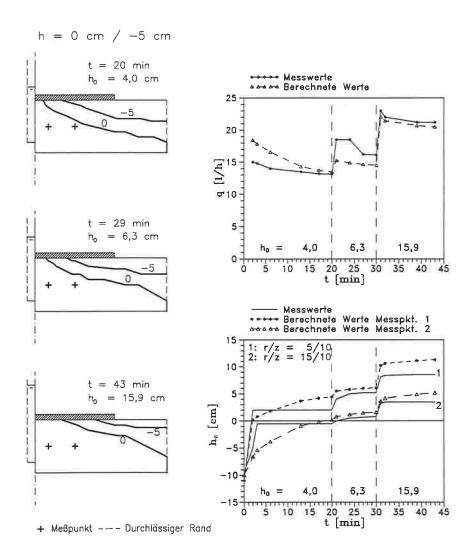


Abbildung 7.3: Boden B, FV 2

$$\begin{array}{lll} \rho_d = 1,92\,g/cm^3 & d = 20\,cm & k_u = 0 \\ k_h = 9,3\cdot 10^{-5}\,m/s & k_v = 5,9\cdot 10^{-6}\,m/s \end{array}$$

Linke Seite: Entwicklung der Isobaren aus Berechnung. Rechte Seite: Durchfluß und Saugspannungen aus Berechnung und Messung.

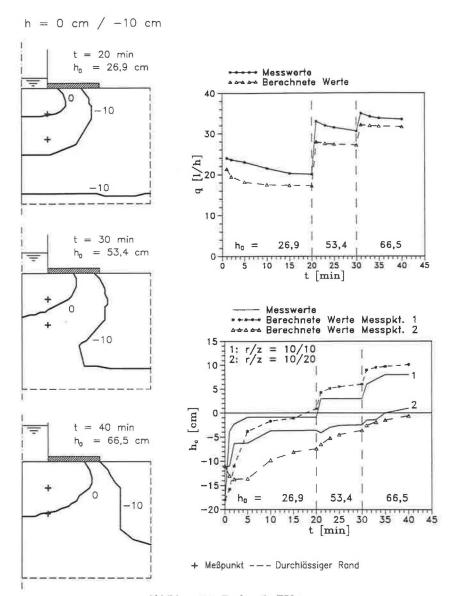


Abbildung 7.4: Boden B, FV 1

$$\begin{array}{lll} \rho_d = 1,95\,g/cm^3 & d = 45\,cm & k_u \to \infty \\ k_h = 2,5\cdot 10^{-5}\,m/s & k_v = 1,2\cdot 10^{-5}\,m/s \end{array}$$

Linke Seite: Entwicklung der Isobaren aus Berechnung. Rechte Seite: Durchfluß und Saugspannungen aus Berechnung und Messung.

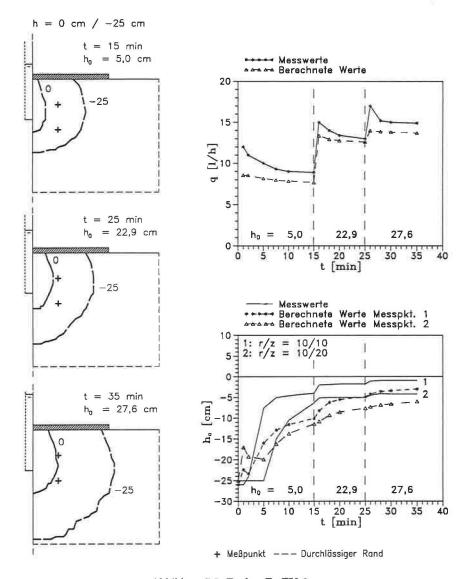


Abbildung 7.5: Boden B, FV 2

$$\begin{array}{lll} \rho_d = 1,95\,g/cm^3 & d = 45\,cm & k_u \to \infty \\ k_h = 2,5\cdot 10^{-5}\,m/s & k_v = 1,2\cdot 10^{-5}\,m/s \end{array}$$

Linke Seite: Entwicklung der Isobaren aus Berechnung. Rechte Seite: Durchfluß und Saugspannungen aus Berechnung und Messung.

### 7.3 Parameterstudien

Wie die Messungen bei den Feldversuchen zeigen, ist teilweise, je nach Durchlässigkeit und Kapillarität des Bodens sowie nach Schichtdicke und Randbedingungen, nur ein relativ kleiner Bereich in Umgebung der Quelle gesättigt und auch ein stationärer Zustand ist, selbst wenn sich keine merkliche Durchflußänderung mehr zeigt, bei praxisnahen Versuchszeiten oft noch nicht erreicht. Diese Beobachtung wird auch durch die Nachrechnungen der Feldversuche mit Berücksichtigung der kapillaren Eigenschaften bestätigt.

Um den Einfluß der kapillaren Eigenschaften auf die entstehenden Strömungen bei den Feldversuchen und auf das Auswertungsergebnis zu untersuchen, wurden mit dem Programm UNSATB Feldversuche rechnerisch simuliert und Parameterstudien durchgeführt. Dabei wurden in Anlehnung an die Ergebnisse in Abschnitt 6 zwei fiktive Modellböden zugrunde gelegt, die bezüglich des Verlauß der  $h_c(S)$ - Funktion Böden mit geringer und ausgeprägter Kapillarität repräsentieren. Der Modellböden 1 stellt somit einen gemischtkörnigen oder bindigen und der Modellböden 2 einen nichtbindigen Boden dar. Die Abb. 7.6 zeigt die angenommenen  $h_c(S)$ - und  $k_{\tau}(S)$ -Funktionen.

Mit dem verwendeten Elementnetz wurde ein Bodenkörper von 50 cm Radius und 70 cm Höhe (Schichtdicke) mit durchlässigen Randern abgebildet. Die Ausgangsdruckhöhen  $h_0$  wurden in den Zeitintervallen

$$\Delta t = 20/15/15min$$

durchgeführt, d.h. die simulierten Versuche dauerten jeweils 50 Minuten.

Die simulierten Versuche wurden nach  $k_h$  und  $k_v$  ausgewertet und die Eingangswerte (Eingabewerte) mit den Ausgangswerten (Auswertungsergebnisse) verglichen.

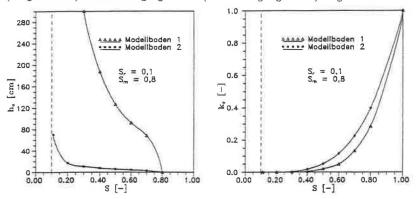


Abbildung 7.6: Saugspannungsverlauf und relative Durchlässigkeit der Modellböden für die Parameterstudien

### 7.3.1 Einfluß der Funktion der kapillaren Eigenschaften

Zunächst wurde die Durchlässigkeit bei beiden Modellböden gleich groß angesetzt, um die Auswirkung der unterschiedlichen Form der  $h_c(S)$ -Funktion zu studieren. Es wurde der Fall einer gleichen Ausgangssaugspannung zu Beginn der Versuche  $(h_{ci})$  und der Fall unterschiedlicher Saugspannungen untersucht (s. Abb. 7.7 und 7.8).

Eingangswerte:  $k_h = k_v = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ 

Parameter	Ausgangswerte		Korrektı	ırfaktoren
Modellboden / $h_{ci}$	$k_h$	$k_v$	$f_h$	$f_v$
1 / -20 cm	$8,0 \cdot 10^{-6}$	$8,9 \cdot 10^{-6}$	1,25	1,12
2 / -20 cm	$8,1\cdot 10^{-6}$	$1,4 \cdot 10^{-5}$	1,23	0,71

Parameter	Ausgangswerte		Korrekturfaktore	
Modellboden / hci	$k_h$	$k_v$	$f_h$	$f_v$
1 / -100 cm	$8,7 \cdot 10^{-6}$	$9,3 \cdot 10^{-6}$	1,15	1,08
2 / -10 cm	$8,3 \cdot 10^{-6}$	$1,4 \cdot 10^{-5}$	1,20	0,71

Es ergeben sich im wesentlichen für  $k_h$  in etwa die gleichen Korrekturfaktoren aber für  $k_v$  ergibt sich bei Modellboden 2 ein um ca. 35 % geringerer Faktor. Eine Veränderung der Ausgangssaugspannung zeigt zwar eine Veränderung des Durchflusses  $q(h_0)$  aber nur geringe Auswirkung auf das Auswertungsergebnis bei beiden Modellböden. Der Einfluß der  $h_c(S)$ -Funktion kann somit (bei gleicher Durchlässigkeit) als relativ gering angesehen werden.

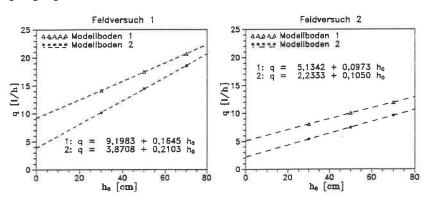


Abbildung 7.7: Parameterstudie: Variation der  $h_c(S)$ -Funktion

Modellboden 1:  $h_{ci} = -20 \, cm$   $k_h = k_v = 10^{-5} \, m/s$ Modellboden 2:  $h_{ci} = -20 \, cm$   $k_h = k_v = 10^{-5} \, m/s$ 

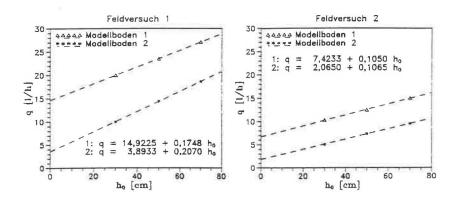


Abbildung 7.8: Parameterstudie: Variation der  $h_c(S)$ -Funktion

Modellboden 1:  $h_{ci} = -100 \, cm$   $k_h = k_v = 10^{-5} \, m/s$ Modellboden 2:  $h_{ci} = -10 \, cm$   $k_h = k_v = 10^{-5} \, m/s$ 

### 7.3.2 Einfluß der Ausgangssaugspannung

Im folgenden wird dem Modellboden 1 eine seiner kapillaren Charakteristik entsprechende geringere Durchlässigkeit von 10<sup>-8</sup> m/s zugeordnet.

Die Abb. 7.9 und 7.10 zeigen den Einfluß unterschiedlicher Ausgangssaugspannungen im Boden auf die Funktionen  $q(h_0)$ . Bei dem Modellboden 2 zeigt sich nur ein sehr geringer gleichmäßiger Anstieg der Durchflüsse mit zunehmender Saugspannung. Beim Modellboden 1 überlagern sich der Effekt, daß bei höherer Saugspannung wegen der damit einhergehenden geringeren Sättigung sich die Strömung nur langsam ausbreitet und der Effekt, daß die höhere Saugspannung den Durchfluß erhöht. Es kommt somit zu einem ungleichmäßigen Ansteigen des Durchflusses.

Beim Modellboden 1 liegt der Auswertungsfehler, ausgedrückt durch  $f_h$  und  $f_v$  bei ca. einer halben Zehnerpotenz. Beim Modellboden 2 ist keine wesentliche Veränderung zu erkennen (s. untenstehende Tabellen).

#### Modellboden 1:

Eingangswerte:  $k_h = k_v = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ 

Parameter	Ausgangswerte		Korrekturfaktor	
$h_{ci}$	$k_h$	$k_v$	$f_h$	$f_v$
-200 cm	$1,7 \cdot 10^{-9}$	$5,4\cdot 10^{-8}$	5,88	0,19
-100 cm	$1,4 \cdot 10^{-8}$	$4,6 \cdot 10^{-8}$	0,71	0,22
- 50 cm	$1,2 \cdot 10^{-8}$	$2, 2 \cdot 10^{-9}$	0,83	4,55

Unterschiedliche Ausgangssaugspannung bei FV 1 und FV 2:

FV 2: - 50 cm	Ausgangswerte		Korrekturfaktor	
FV 1: h <sub>ci</sub> =	$k_h$	k,	$f_h$	$f_{u}$
-100 cm	$6, 2 \cdot 10^{-9}$	$8, 2 \cdot 10^{-8}$	1,61	0,12
-200 cm	$9,8 \cdot 10^{-9}$	$1,5 \cdot 10^{-8}$	1,02	0,67

#### Modellboden 2:

Eingangswerte:  $k_h = k_v = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ 

Parameter	Ausgangswerte		Korrekturfaktor	
h <sub>ci</sub>	$k_h$	$k_v$	$f_h$	$f_v$
-20 cm	$8, 1 \cdot 10^{-6}$	1,4 · 10-5	1,23	0,71
-10 cm	$8,3 \cdot 10^{-6}$	$1,4\cdot 10^{-5}$	1,20	0,71
- 1 cm	$8,6 \cdot 10^{-6}$	$1,4\cdot 10^{-5}$	1,16	0,71

Der Fall einer bei Feldversuch 1 höheren Saugspannung als bei Feldversuch 2 ist in der Praxis häufig zu erwarten, da der Feldversuch 2 im Anschluß an Feldversuch 1 an gleicher Stelle durchgeführt werden sollte. Deshalb ist bei Feldversuch 2 noch eine Durchfeuchtung des Bodens aus dem vorhergehenden Feldversuch vorhanden. Beim Modellboden 2 wurde auf die Berechnung dieses Einflusses verzichtet, da ohnehin nur ein sehr geringer Einfluß aus der Ausgangssaugspannung zu erkennen ist. Beim Modellboden 1 zeigt sich eine deutliche Wirkung der unterschiedlichen Ausgangssaugspannung, wobei sich eine größere Differenz hier eher günstig auf die Auswertungsgenauigkeit auswirkt.

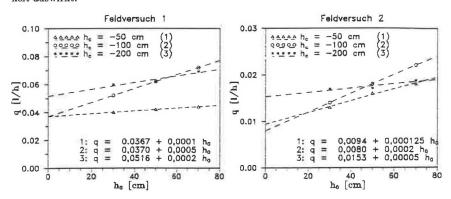


Abbildung 7.9: Parameterstudie: Variation der Ausgangssaugspannung Modellboden 1:  $k_h=k_v=10^{-8}\,m/s$ 

# 7.3.3 Einfluß der Durchlässigkeit

Die Größenordnung der Durchlässigkeit bestimmt die Ausbreitungsgeschwindigkeit der einströmenden Wassermenge bei den Feldversuchen. Je nach Durchlässigkeit werden demnach innerhalb der Versuchszeit die Schichtgrenzen erreicht oder nicht und das Strömungsbild entspricht mehr oder weniger dem der Auswertung zugrundeliegenden. Durch Variation der Durchlässigkeitsgrößenordnung bei den rechnerisch simulierten Versuchen wurde dieser Effekt untersucht.

### Modellboden 1:

Eingangswerte:

$$h_{ci} = -100 \text{ cm}$$

Parameter	Ausgangswerte		Korrekturfaktoren	
$k_h = k_v =$	$k_h$	$k_v$	$f_h$	$f_v$
$10^{-5}$	$8,7 \cdot 10^{-6}$	$9,3 \cdot 10^{-6}$	1,15	1,08
10-8	$1,4 \cdot 10^{-8}$	$4,6 \cdot 10^{-8}$	0,71	0,22

#### Modellboden 2:

Eingangswerte:

$$h_{ci} = -10 \text{ cm}$$

Parameter	Ausgangswerte		Korrekturfaktoren	
$k_h = k_v =$	$k_h$	$k_{v}$	$f_h$	0,77
10-3	$8,6 \cdot 10^{-4}$	$1, 3 \cdot 10^{-3}$	1,16	0,77
10-5	$8,3 \cdot 10^{-6}$		1,20	0,71

Die Ergebnisse zeigen, daß sich die Auswertungsgenauigkeit bei geringerer Durchlässigkeit wesentlich verschlechtert. Die Charakteristik der kapillaren Eigenschaften wirkt sich hingegen geringer aus. Die Erhöhung der Durchlässigkeit von  $10^{-5}$  auf  $10^{-3}$  m/s bei den rechnerisch simulierten Versuchen bringt keine relevante Steigerung der Auswertungsgenauigkeit mehr.

Die Abb. 7.11 zeigt die Korrekturfaktoren  $f_h$  und  $f_v$  als Funktion der Durchlässigkeit für den Modellboden 2. Ab etwa einer Durchlässigkeit von  $10^{-7}m/s$  liegt der Auswertungsfehler, ausgedrückt durch die Korrekturfaktoren unter dem Faktor 2.

### 7.3.4 Einfluß der Zeit

Bei der Anwendung des vorgeschlagenen Auswerteverfahrens wird idealisierend vorausgesetzt, daß auf jeder Druckstufe der stationäre Zustand erreicht ist. In der Praxis kann jedoch sinnvollerweise nur mit begrenzten Versuchszeiten gearbeitet werden. Zudem ist eine weitere Abnahme des Durchflusses nicht mehr feststellbar, wenn die Änderung des Durchflußes kleiner wird als die Meßgenauigkeit der Durchflußmeßgeräte bzw. als die Ablesegenauigkeit. Der Einfluß der Versuchsdauer (bzw. der Standzeit der einzelnen Druckhöhen) wurde untersucht durch Simulation von Versuchen mit verdoppelter Versuchsdauer, also mit den Zeitintervallen

$$\Delta t = 40/30/30 min$$

d.h. mit auf 100 Minuten erh\u00f6hter Versuchszeit pro Versuch. Die berechneten Durchflu\u00dfraten f\u00fcr einfache und verdoppelte Versuchsdauer sind in Abb. 7.12 und 7.13 dargestellt.

#### Modellboden 1:

Eingangswerte:

$$k_h = k_v = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

Parameter	Ausgangswerte		Korrekturfaktore	
$\Delta t$	$k_h$	$k_v$	$f_h$	$f_v$
20/15/15	$1,4 \cdot 10^{-8}$	$4,6 \cdot 10^{-8}$	0,71	0,22
40/30/30	$1,2\cdot 10^{-8}$	$8,4\cdot 10^{-9}$	0,83	1,19

### Modellboden 2:

Eingangswerte:

$$k_h = k_v = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Parameter	Ausgangswerte		Korrekturfaktoren	
$\Delta t$	$k_h$	$k_v$	$f_h$ $f_v$	
20/15/15	$8,3 \cdot 10^{-6}$	$1,4\cdot 10^{-5}$	1,20	0,71
40/30/30	$8, 3 \cdot 10^{-6}$	$1,4\cdot 10^{-5}$	1,20	0,71

Die Ergebnisse zeigen, daß bei geringerer Durchlässigkeit (Modellboden 1) eine Verbesserung des Auswertungsergebnisses auftritt. Die berechneten Durchflußraten liegen bei längerer Versuchsdauer v.a. für die erhöhten Druckstufen unter denen bei kürzerer Versuchsdauer, was auf eine bessere Annäherung an den stationären Zustand hinweist. Für den Modellboden 2 hingegen ergeben sich nur unwesentlich und gleichmäßig geringere Durchflußraten und somit identische Auswertungsergebnisse.

### 7.3.5 Einfluß der unteren Randbedingung

Um den Einfluß der Randbedingung für den unteren Rand zu untersuchen, wurden die Feldversuche mit einer 20 cm dicken Schicht simuliert. Mit beiden Modellböden wurde jeweils der Fall einer undurchlässigen unteren Schichtgrenze  $(k_u=0)$  und einer durchlässigen unteren Schichtgrenze (Sickerfläche,  $k_u\to\infty$ ) berechnet.

Beim Modellboden 1 ergaben sich identische Berechnungsergebnisse (s. Abb. 7.14), innerhalb der Versuchsdauer von 50 Minuten sind demnach die Bodenelemente am unteren Rand noch nicht voll gesättigt, so daß das Wasser dort noch kapillar gehalten wird. Der untere Rand wirkt dann in beiden Fällen wie eine undurchlässige Begrenzung.

Beim Modellboden 2 liegen die Durchflußraten bei offenem unteren Rand über denen bei undurchlässigem unteren Rand (s. Abb. 7.14). Wegen der geringeren Kapillarität und der größeren Durchlässigkeit tritt das Phänomen eines Aufstaus an einem durchlässigen Rand infolge rückhaltender Saugspannungen hier nicht auf.

#### Modellboden 1:

Eingangswerte:

$$k_h = k_v = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$
  
 $h_{ci} = -100 \text{ cm}$ 

Parameter	Ausgan	angswerte   I		ekturfaktoren
$k_u$	$k_h$	$k_v$	$f_h$	$f_v$
0	$2,0\cdot 10^{-8}$	$3, 1 \cdot 10^{-7}$	0,50	0,03
$\rightarrow \infty$	$8,1\cdot 10^{-9}$	$4,3 \cdot 10^{-8}$	1,23	0,23
$d \to \infty$	$1,0 \cdot 10^{-8}$	$6,8 \cdot 10^{-8}$	1,00	0,15

#### Modellboden 2:

Eingangswerte: 
$$k_h = k_v = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$
  
 $h_{ci} = -10 \text{ cm}$ 

Parameter	Ausgangswerte		Korrekturfaktorer	
$k_u$	$k_h$	$k_v$	$f_h$	$\int f_{v}$
0	$9,0\cdot 10^{-6}$	$7,9 \cdot 10^{-6}$	1,11	1.27
$\rightarrow \infty$	$7,3 \cdot 10^{-6}$	$1, 1 \cdot 10^{-5}$	1,37	0,91

Auswertung unter Ansatz falscher Randbedingungen:

Parameter	Ausgangswerte		Korrekturfaktore	
$k_u$	$k_h$	$k_v$	$f_h$	$f_v$
$\rightarrow \infty$	$5, 5 \cdot 10^{-6}$	$6,0\cdot 10^{-6}$	1,82	1.67
0	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$2, 1 \cdot 10^{-5}$	0,77	0,48
		$d \to \infty$		
-	$6,9 \cdot 10^{-6}$	$6,3 \cdot 10^{-6}$	1,45	1,59
5	$9,2 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	1,09	0,77

Die Auswertungen ergeben für den Modellboden 1 die bereits bei den Berechnungen mit größerer Schichtdicke festgestellte Abweichung von den Eingabewerten für die Durchlässigkeitsbeiwerte. Das beste Ergebnis wird hier erzielt bei Annahme unendlicher Schichtdicke (Infiltration in den Halbraum).

Für den Modellboden 2 bestätigt sich, daß der Fehler aus der Annahme einer falschen unteren Randbedingung knapp unter dem Faktor 2 liegt. Bei größerer Schichtdicke nimmt dieser Fehler rasch ab.

Für die praktische Vorgehensweise kann daher empfohlen werden, bei Unsicherheiten über die untere Randbedingung bzw. darüber, ob dort ein Aufstau infolge rückhaltender kapillarer Saugspannungen auftritt, bei der Auswertung von einer Infiltration in den Halbraum auszugehen.

### 7.3.6 Einfluß der Anisotropie

Durch eine Anisotropie bezüglich der Durchlässigkeit mit  $\alpha=10$  wird beim Modellboden 1 die Auswertungsgenauigkeit aufgrund der Erhöhung der mittleren Durchlässigkeit gesteigert. Dies zeigt sich bei beiden untersuchten Schichtdicken und Randbedingungen, wobei insbesondere der vertikale Durchlässigkeitsbeiwert wesentlich genauer bestimmt wird. Beim Modellboden 2 hingegen ist diese Tendenz nicht zu verzeichnen, hier liegt die mittlere Durchlässigkeit bereits bei  $\alpha=1$  in einer Größenordnung, bei der gute Ergebnisse erzielt werden. Die berechneten Durchflußraten für  $\alpha=10$  sind in der Abb. 7.15 dargestellt.

Die Wirkung der vergrößerten horizontalen Durchlässigkeit wurde bei zwei verschiedenen Schichtdicken mit unterschiedlichen Randbedingungen untersucht. Beim

Modellboden 1 haben die Schichtdicke und die untere Randbedingung wegen der geringen vertikalen Durchlässigkeit nahezu keinen Einfluß auf die Durchflußraten. Ebenso ist eine geringe Verbesserung des Auswertungsergebnisses bei der Schichtstärke 20 cm zu erkennen.

### Modellboden 1:

Eingangswerte:

$$k_v = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$h_{ci} = -50 \text{ cm}$$

$$d = 70cm \quad k_u \to \infty$$

Parameter	Ausgangswerte		Korrekturfaktoren	
$k_h$	$k_h$	$k_v$	$f_h$	$f_v$
$1 \cdot 10^{-7}$	$9,1\cdot 10^{-8}$	$1, 1 \cdot 10^{-8}$	1,10	0,91
$1 \cdot 10^{-8}$	$1, 2 \cdot 10^{-8}$	$2, 2 \cdot 10^{-9}$	0,83	4,55

Eingangswerte:

$$k_v = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$
  
 $h_{ci} = -50 \text{ cm}$   
 $d = 20cm$   $k_u = 0$ 

Parameter	Ausgangswerte		Korrekturfaktoren	
$k_h$	$k_h$	$k_v$	$f_h$	$f_v$
$1 \cdot 10^{-7}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$	9,8 - 10-9	1,00	1,02
$1 \cdot 10^{-8}$	$1,4\cdot 10^{-8}$	$3,7 \cdot 10^{-9}$	0,71	2,70

### Modellboden 2:

Eingangswerte:

$$k_v = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$
  

$$h_{ci} = -10 \text{ cm}$$
  

$$d = 70cm \quad k_u \to \infty$$

Parameter	Ausgangswerte		Korrekturfaktoren	
$k_h$	$k_h$	$k_v$	$f_h$	$f_v$
$1 \cdot 10^{-4}$	8,2 - 10-5	$6,8 \cdot 10^{-6}$	1,22	1,47
$1 \cdot 10^{-5}$	$8, 3 \cdot 10^{-6}$	$1,4 \cdot 10^{-5}$	1,20	0,71

Eingangswerte:

$$k_v = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$
  
 $h_{ci} = -10 \text{ cm}$   
 $d = 20cm$   $k_u = 0$ 

Parameter	Ausgangswerte		Korrekturfaktoren	
$k_h$	k <sub>h</sub>	$k_{v}$	$f_h$	$f_v$
$1 \cdot 10^{-4}$	$8,0 \cdot 10^{-5}$	$1, 2 \cdot 10^{-5}$	1,25	0,83
1 - 10-5	$9,0 \cdot 10^{-6}$	$7,9 \cdot 10^{-6}$	1,11	1,27

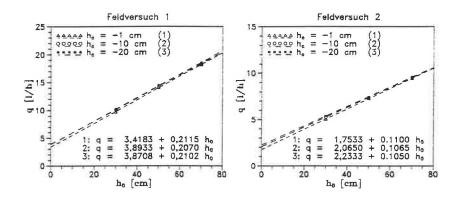


Abbildung 7.10: Parameterstudie: Variation der Ausgangssaugspannung Modellboden 2:  $k_h=k_v=10^{-5}\,m/s$ 

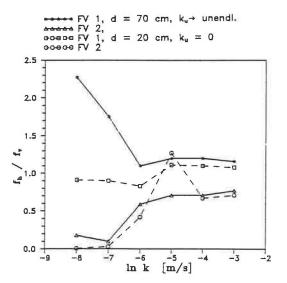


Abbildung 7.11: Parameterstudie: Korrekturfaktoren in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit bei unterschiedlichen Schichtdicken und Randbedingungen Modellboden 2:  $k_h=k_v$   $h_{ci}=-10cm$ 

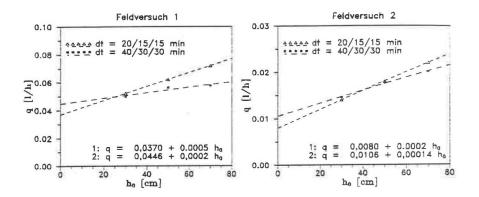


Abbildung 7.12: Parameterstudie: Variation der Versuchsdauer Modellboden 1:  $k_h=k_v=10^{-8}\,m/s$   $h_{ci}=-100cm$ 

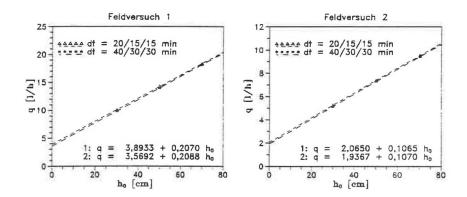


Abbildung 7.13: Parameterstudie: Variation der Versuchsdauer Modellboden 2:  $k_h=k_v=10^{-5}\,m/s$   $h_{ci}=-10cm$ 

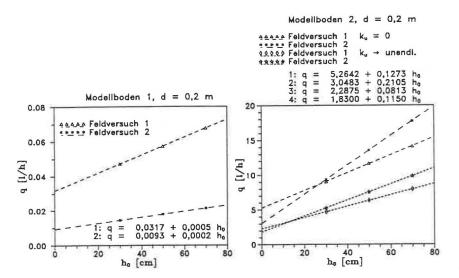


Abbildung 7.14: Parameterstudie: Variation der unteren Randbedingung

Modellboden 1:  $k_h=k_v=10^{-8}~m/s~h_{ci}=-100cm$  Identische Ergebnisse für  $k_u=0~{\rm und}~k_u\to\infty$  Modellboden 2:  $k_h=k_v=10^{-5}~m/s~h_{ci}=-100cm$  Unterschiedliche Ergebnisse für  $k_u=0~{\rm und}~k_u\to\infty$ 

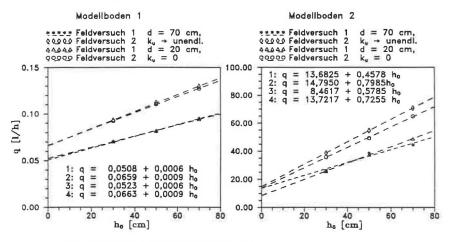


Abbildung 7.15: Parameterstudie: Anisotropieverhältnis  $\alpha = 10$ 

Modellboden 1:  $k_v = 10^{-8} \, m/s$   $h_{ci} = -100 cm$ Modellboden 2:  $k_v = 10^{-5} \, m/s$   $h_{ci} = -10 cm$ 

# Eingrenzung der Anwendbarkeit des Verfahrens und Fehlerabschätzungen

# 8.1 Auswertungsverfahren

Der Fehler bei der Auswertung der Infiltrationsversuche infolge des instationären Verhaltens und der Kapillarität wurde in Abschn. 7 mit Hife einer rechnerischen Simulation der Versuche untersucht. Die daraus folgenden Aussagen sind somit noch mit den Ungenauigkeiten des Rechenverfahrens und der Modellierung des Strömungsraumes und der Strömungsgesetzmäßigkeiten behaftet. Dennoch lassen sich aus den Parameterstudien qualitative und quantitative Fehlerabschätzungen vollziehen, da die in Abschn. 7.2 dargestellten Vergleiche von Messungen und Nachrechnungsergebnissen durchgeführter Versuche eine gute Übereinstimmung zeigten. Der Vorteil dieser Vorgehensweise besteht darin, daß Fehler aus der Versuchsdurchführung oder Schichtinhomogenität ausgeschlossen bleiben.

Die Parameterstudien wie auch die Nachrechnung der durchgeführten Versuche zeigen, daß sich der  $k_v$ -Wert überwiegend zu hoch und der  $k_h$ -Wert zu niedrig ergibt. Ausgedrückt wird dies durch die Faktoren  $f_h$  und  $f_v$ , die sich bei den Versuchsböden und den Berechnungen am Modellboden 2 (nichtbindige Böden) zu folgenden *Mittelwerten* ergaben:

- Mittelwert  $f_h = 1,23$
- Mittelwert  $f_{\nu} = 0.81$

Für nichtbindige Böden im betrachteten Durchlässigkeitsbereich, also etwa von  $10^{-3}$  bis  $10^{-7}$  m/s, wird damit die mögliche Fehlergrößenordnung aus dem Auswertungsverfahren angezeigt.

Bei geringerer Durchlässigkeit, wie sie bei gemischtkörnigen oder bindigen Böden auftritt, steigt die Ungenauigkeit der Auswertung rasch an. Wie die Parameterstudien zeigen, können hier die Fehler aus dem Auswertungsverfahren die Größenordnung bis zu einer Zehnerpotenz erreichen. Verringern läßt sich dieser Fehler durch Verlängerung der Versuchsdauer.

# 8.2 Fehler bei der Versuchsdurchführung

Bei der Durchführung der Feldversuche können folgende Fehlerursachen auftreten:

Meßfehler: Bei der Versuchsdurchführung werden die Größen  $h_0$  und q gemessen. Die Druckhöhe  $h_0$  wird bei Feldversuch 1 direkt über ein Standrohr an der Quelle abgegriffen, so daß lediglich Ableseungenauigkeiten auftreten können. Beim Feldversuch 2 wird die Druckhöhe am oberen Ende des Hohlstabes gemessen. Bei der Durchströmung des Hohlstabes und der seitlichen Öffunungen im Boden entsteht jedoch noch ein zusätzlicher Druckverlust, der von der Rauhigkeit der Hohlstabinnenwandung und der Ausbildung der Öffnungen abhängt. Bei den durchgeführten Versuchen wurde ein Stahlrohr mit 8 mm Innendurchmesser und Längsschlitzen mit 1,5 mm Öffnungsweite verwendet. Damit läßt sich der Druckhöhenverlust folgendermaßen abschätzen:  $^1$ 

 $\Delta h = \Delta h_R (\text{Rohrdurchströmung}) + \Delta h_A (\text{Austrittsverlust})$ 

$$\begin{array}{rcl} \Delta h_R & = & \lambda \frac{L}{d} \frac{v_m^2}{2g} \\ \\ \frac{1}{\sqrt{\lambda}} & = & -2 \cdot \log(\frac{k_{SR}/d}{3,71}) \\ \\ \Delta h_R & = & 0,8 \cdot \frac{v_m^2}{2g} \\ \end{array} \qquad \begin{array}{rcl} \Delta h_A & = & \xi_K \frac{v_m^2}{2g} \\ \\ \Delta h_A & = & 1,0 \cdot \frac{v_m^2}{2g} \end{array}$$

mit  $L \approx 30$  cm d=8 mm  $k_{SR}=1\cdot 10^{-5}$  m (Āquivalente Sandrauhigkeit)  $\xi_k \approx 1,0$ 

Für q = 100 l/h ergibt sich damit ein Druckhöhenverlust von:

$$\Delta h = 2.8 \, cm$$

Das bedeutet, daß erst bei Durchflußraten ab dieser Größenordnung relevante Druckhöhenverluste auftreten.

Der Fehler bei der Durchflußmessung hängt vom Meßverfahren und der Größenordnung des Durchflusses ab. Bei dem hier verwendeten Schwebekörperverfahren muß darauf geachtet werden, daß keine Partikel oder Luftblasen am Schwebekörper hängenbleiben und den Strömungswiderstand erhöhen. Bei Durchlässigkeiten von  $10^{-8}$  m/s und kleiner sind Durchflüsse von 0,001 l/h und geringer zu erwarten. Dies stellt Anforderungen an Meß- und Ablesegenauigkeit, die mit diesem Verfahren nicht mehr zu erfüllen sind, zumal dann auch äußere Einflüsse wie z.B. Temperatur nicht mehr vernachlässigt werden können.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup>Darcy-Weisbach Ansatz für Druckhöhenverlust bei geraden Rohren und Prandtl-Colebrook-Ansatz für hydraulisch rauhe Wandungen

Umläufigkeiten: Die Gefahr von Umläufigkeiten zwischen Plattenunterseite und Bodenoberfläche bzw. Ausgleichsschicht nimmt mit steigender Druckhöhe und Versuchsdauer zu. Dieser Gefahr kann begegnet werden durch sorgfältige Aufbringung der Ausgleichsschicht (Bentonit-Sand-Gemisch) und hohe Belastung der Platte. Die Belastung muß dabei mindestens den herrschenden Wasserdruck an der Plattenunterseite übersteigen. Beim Feldversuch 1 kann unter der Annahme eines linear nach außen hin abfallenden Druckes (sichere Seite) die nach oben gerichtete Wasserdruckkraft  $F_W$  bei 1 m Wassersäule abgeschätzt werden:

$$F_W = \frac{\pi \cdot 10}{3} (0, 3^2 + 0, 1^2 + 0, 3 \cdot 0, 1) kN$$
  
$$F_W = 1,36 kN$$

Bei den durchgeführten Versuchen wurde eine Gewichtsauflast von 1,6 kN verwendet, so daß noch ein ausreichender Anpreßdruck vorhanden war.

Treten Umläufigkeiten auf (erkennbar am Wasserdurchbruch oder einem drastischem Durchflußanstieg) muß der Versuch abgebrochen werden.

Abweichung vom linearen Strömungsgesetz: Die bei bindigen Böden auftretenden Abweichungen sollen hier nicht behandelt werden. Bei nichtbindigen Böden ist bei großer Durchlässigkeit ein Übergang zu einem turbulenten Strömungszustand zu befürchten. Eine näherungsweise Abschätzung für den Übergang wird im folgenden für die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich der Quelle abgeleitet.

Wenn die kritische Reynoldszahl gleich 1 und ein maximaler Durchfluß von 100 l/h angesetzt wird, ergibt sich für den wirksamen Porendurchmesser d:

$$Re = 1 = (T/n) \cdot \frac{q \cdot d}{A \cdot \nu}$$
$$d = 0,0081 \, m^{-2} \cdot A$$

mit

$$\nu=1,12\cdot 10^{-6}m^2/s$$
 (dynam. Zähigkeit bei 15 Grad C)  $T=1,5$  (Tortuosität)  $n=0,3$  (Porenanteil)

Feldversuch 1: 
$$A = \pi \cdot 0, 1m^2 \Rightarrow d = 0, 25 mm$$
  
Feldversuch 2:  $A = \pi \cdot 0, 012 \cdot 0, 16m^2 \Rightarrow d = 0, 05 mm$ 

Die angesetzten Bahngeschwindigkeiten treten nur direkt an der Quelle auf und nehmen wegen der Zunahme der durchströmten Fläche A ungefähr quadratisch mit dem Abstand von der Quelle ab. Ebenso ist der Ansatz der kritischen Reynoldszahl vorsichtig gewählt. Da die Durchflußraten beim Feldversuch 2 bei gleicher Druckhöhe geringer sind als beim Feldversuch 1, ist die Turbulenz bei beiden Versuchen in etwa beim gleichen wirksamen Porendurchmesser zu erwarten. Als Kriterium für den Übergang zur Turbulenz kann somit  $d \leq 0,25\,mm$  bei 100 l/h Durchfluß bei Feldversuch 1 gesetzt werden. Nach Cavicchia/Peixoto~(1989) kann näherungsweise  $d=d_{10}$  angenommen werden. Damit ist beim Versuchsboden B mit  $d_{10}=0,2\,mm$  das Kriterium noch eingehalten.

Schichtinhomogenität: In der Praxis treten im Erdbau häufig zwei Effekte auf, die eine Inhomogenität bezüglich der Durchlässigkeit nach sich ziehen: Zum einen werden die Poren an der Oberfläche durch Kornzertrümmerung bei der Verdichtung und Feinteilablagerung verschlossen, so daß Wasser nur erschwert durch die Oberfläche in die Schicht eindringen kann. Zum anderen kann v.a. bei dynamischer Verdichtung die Oberfläche aufgelockert werden. In beiden Fällen führt die kombinierte Auswertung der beiden Feldversuche zu falschen Ergebnissen, wobei je nach Grad der Inhomogenität die Durchlässigkeitsbeiwerte um Zehnerpotenzen falsch berrechnet werden können.

Diesem Effekt kann nur begegnet werden, in dem die Versuche getrennt ausgewertet werden. Die aus dem Feldversuch 2 ermittelte Durchlässigkeit kann dann ohne großen Fehler als über die Stablänge mittlere horizontale Durchlässigkeit betrachtet werden. Die aus dem Feldversuch 1 ermittelte Durchlässigkeit kann näherungsweise als vertikale Durchlässigkeit der Schichtoberfläche angesehen werden, jedoch ist diese Näherung mit einem größeren Fehler wegen der nicht nur vertikalen Stromlinien behaftet.

Veränderung der Lagerungsverhältnisse beim Versuch: Insbesondere bei steigendem Feinkorngehalt kann es beim Feldversuch 1 zu einem Aufweichen der Oberfläche im Quellenbereich kommen. Der daraus resultierende mögliche Fehler kann abgeschätzt werden durch die Grenzbetrachtung, daß eine halbkugelförmige Auflockerungszone (Radius  $r_1$ ) mit unendlich großer Durchlässigkeit entsteht. Durch diese Quellenform ändert sich der  $d_1$ -Wert um den Faktor  $\pi/2$ . Der daraus resultierende Fehler für den  $k_h$ -Wert bei der Auswertung kann vernachlässigt werden, der  $k_v$ -Wert wird jedoch bei Anisotropieverhältnissen zwischen 1 und 10 um ca. den Faktor 3 bis 2,5 zu hoch berechnet.

Bei zu hohem Wasserdruck kann sog. "Hydraulic Fracturing" auftreten. Wenn der bei den Feldversuchen aufgebrachte Wasserdruck größer ist als die ursprünglichen effektiven horizontalen Spannungen treten nach Chapuis et al. (1990) instabile hydraulische Bedingungen auf, d.h. die Lagerungsverhältnisse ändern sich. Beim Feldversuch 1 ist somit zumindest an der Oberfläche dieser Effekt in Form einer Auflockerung nicht auszuschließen. Der daraus resultierende Fehler kann durch die obigen Überlegungen zur Aufweichung abgeschätzt werden. Da der Wasserdruck sehr schnell mit Abstand von der Quelle abnimmt, ist ein größerer Fehler nicht zu erwarten. Günstig wirken hier die Gewichtsauflast und Verspannungseffekte bei der Verdichtung.

# 8.3 Empfehlungen für Versuchsanwendung, - durchführung und -auswertung

Wie die vorstehenden Untersuchungen zeigen, können aus den Annahmen und Vereinfachungen, die der Bestimmung der Formfaktoren für die Auswertung zugrundeliegen, Fehler bei der Bestimmung des  $k_h$ - und des  $k_v$ -Wertes resultieren. Bei nichtbindigen Böden im Durchlässigkeitsbereich  $10^{-3}$  bis  $10^{-7}$  m/s liegen die Ungenauigkeiten noch innerhalb einer Zehnerpotenz. Lediglich bei Schichtinhomogenitäten kann diese Größenordnung überschritten werden. In Anbetracht der großen Schwankungsbreite der Durchlässigkeit sind die Ergebnisse des Verfahrens für nichtbindige Schichten hinreichend genau. Die Größenordnung des Fehlers sollte aber bei Anwendung als Kon-

trollprüfung im Erdbau und Beurteilung der Ergebnisse berücksichtigt werden.

Bei geringeren Durchlässigkeiten, so wie sie bei gemischtkörnigen und feinkörnigen Böden auftreten, steigt allein der Fehler aus dem Auswertungsverfahren stark an, kann jedoch durch Ausdehnung der Versuchsdauer wieder verringert werden. Damit steigt jedoch erfahrungsgemäß die Gefahr von Umläufigkeiten und die bei diesen Böden zu erwartenden Quell- und Konsolidationseffekte verändern die Durchlässigkeit. Wegen der geringen Durchflußraten wirken sich bereits geringe Umläufigkeiten oder auch die Durchlässigkeit der Ausgleichsschicht auf das Versuchsergebnis aus. Die hier verwendeten Schwebekörperdurchflußmeßgeräte lassen sich bei Durchflußraten kleiner als 0,1 l/h nicht mehr verwenden. Eventuell könnte hier - analog zu Laborversuchen - das Verfahren für fallende Druckhöhe modifiziert werden.

Bei der praktischen Versuchsdurchführung sollten Druckhöhen über 1 m Wassersäule vermieden und mit hoher Gewichtsauflast gearbeitet werden. Bei der Herstellung der Ausgleichsschicht ist mit größter Sorgfalt vorzugehen. Diese Maßnahmen wirken Umläufigkeiten entgegen, die erfahrungsgemäß das größte Versuchsrisiko bilden.

Wenn bei der Auswertung Unklarheiten über Schichtdicken und untere Randbedingung bestehen, bzw. darüber, ob an einem durchlässigen unteren Rand ein Aufstau durch die rückhaltenden kapillaren Saugspannungen auftritt, sollten die Formfaktoren für die Infiltration in den Halbraum Anwendung finden. Damit werden die Fehler aus dem Ansatz falscher Schichtdicken oder Randbedingungen minimiert, da der Einfluß der unteren Randbedingung mit zunehmender Schichtdicke und mit zunehmendem Anisotropieverhältnis rasch abnimmt.

# Zusammenfassung und Schlußfolgerung

Wegen der Bedeutung einer ausreichenden Wasserdurchlässigkeit für Trag- und Dränageschichten werden im Rahmen der Qualitätssicherung im Erdbau Verfahren erforderlich, mit denen die Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit in-situ möglich ist. Auch für mineralische Dichtungsschichten, z.B. im Deponiebau, werden Kontrollverfahren, hier jedoch im Hinblick auf eine maximal zulässige Durchlässigkeit, gefordert.

In der vorliegenden Arbeit wird ein Verfahren entwickelt, das die Bestimmung der horizontalen und vertikalen Durchlässigkeit von oberflächigen Schichten aus nichtbindigen Böden in-situ erlaubt. Dabei müssen zwei Feldversuche durchgeführt werden, bei denen eine Infiltration von Wasser unter konstantem Ausgangsdruck erfolgt. Die Feldversuche unterscheiden sich hinsichtlich der Quellenform, so daß verschiedene Strömungsbilder entstehen und die Auswertung nach den beiden Durchlässigkeitsbeiwerten  $k_h$  und  $k_v$  möglich ist. Beim Feldversuch 1 erfolgt die Infiltration aus einer kreisförmigen Quelle an der Schichtoberfläche, bei Feldversuch 2 aus einer stabförmigen Quelle in der Schicht. Mittels Berechnungen mit der Finiten-Element-Methode wurden Beziehungen (Formfaktoren) aufgestellt für die Abhängigkeit des Durchflusses von der Ausgangsdruckhöhe unter Berücksichtigung der Schichtdicke und der unteren Randbedingung. Über eine gedachte geometrische Verzerrung der Schicht können die Feldversuche mit den entwickelten Formfaktoren ausgewertet werden. Dazu müssen bei den Feldversuchen die Durchflüsse bei verschiedenen Ausgangsdruckhöhen gemessen werden. Der Durchfluß bei konstanter Ausgangsdruckhöhe verhält sich instationär, er ist zunächst hoch und nimmt dann in Annäherung an einen stationären Zustand ab. Zur Auswertung wird der Durchfluß im stationären Zustand herangezogen.

Ein Vergleich von mit dem Feldverfahren bestimmten Durchlässigkeitsbeiwerten mit aus Laborversuchen ermittelten zeigt, daß sich aus den Feldversuchen etwa halb so große Werte ergeben wie aus den Laborversuchen. Dieser Effekt ist auf unterschiedliche Einbau- und Lagerungsverhältnisse sowie auf höhere Sättigung bei den Laborversuchen zurückzuführen.

Bei den Strömungen, die bei den Feldversuchen entstehen, handelt es sich um Infiltrationsvorgänge in ungesättigte Böden. Die Strömungen sind instationär und werden beeinflußt von den kapillaren Eigenschaften des Bodens. Um die Auswirkung dieser bei dem entwickelten Auswertungsverfahren vernachlässigten Phänomene zu studieren, wurden großmaßstäbliche Versuche an zwei Versuchsböden mit Messungen der Saugspannung im Boden während der Feldversuche durchgeführt und ein Rechenverfahren entwickelt, mit dem die Simulation der Feldversuche gelingt.

Die kapillaren Eigenschaften der Versuchsböden, d.h. die Abhängigkeit der Saugspannung und der Durchlässigkeit von der Sättigung, wurden bei verschiedenen Lagerungsdichten über Tensiometermessungen bestimmt. Unter Ansatz dieser Eigenschaften wurden mit dem auf der Finiten-Element-Methode basierenden Rechenverfahren die durchgeführten Feldversuche nachgerechnet. Es zeigte sich eine gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit den Messungen. Das Rechenverfahren wurde daraufhin eingesetzt für Parameterstudien zur Eingrenzung des Fehlers aus der Vernachlässigung der Kapillarität und des instationären Verhaltens. Aus den durchgeführten Versuchen und den Parameterstudien geht hervor, daß der Fehler selbst bei ungünstiger Parameterkombination bei nichtbindigen Böden im Durchlässigkeitsbereich  $10^{-3}$  bis  $10^{-7}$  m/s noch unter einer Zehnerpotenz liegt. Das Verfahren liefert somit hinreichend genaue Ergebnisse in diesem Anwendungsbereich.

Bei größerer Durchlässigkeit können zum einen Abweichungen vom laminaren Strömungszustand und zum anderen versuchspraktische Schwierigkeiten wegen der großen Durchflußmengen auftreten. Bei kleinerer Durchlässigkeit sind die kapillaren und instationären Effekte so groß, daß der Fehler bei der Auswertung die Größenordnung einer Zehnerpotenz erreichen kann. Die dann auftretenden geringen Durchflußmengen lassen ebenfalls versuchstechnische Schwierigkeiten erwarten.

### Literaturverzeichnis

- Ahuja, L.R. (1974), Unsaturated hydraulic conductivity from cumulative inflow data, Soil Sci. Soc. Am. Proc., Vol.38
- [2] Alexander, L., Skaggs, R.W. (1987), Predicting unsaturated hydraulic conductivity from soil texture, J. of Irrigation and Drainage Engineering, Vol.113, No. 2
- [3] Arya, L.M., Paris, J.F., (1981), A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data, Soil Sci. Soc. Am. J. 45
- [4] Baker, F.G. (1977), Factors influencing the crust test for in situ measurement of hydraulic conductivity, Soil Sci. Soc. Am.J., Vol.41
- [5] Baker, D., Seiler, K.-P. (1982), Zur Wasserbewegung in wasserungesättigten Lockergesteinen, Gesellswchaft für Strahlen- und Umweltforschung, München, GSF-Bericht R 290
- [6] Baumgart, H.-C. (1969), Modellversuche zur Bestimmung der Wasserleitleitfähigkeit k<sub>f</sub> des Bodens auf dem Wege der Infiltration von Wasser mit dem Doppelrohrgerät, Deutsche Gewässerkundl. Mitteilungen, Jg.13, H.2, 1969
- [7] Baver, L.D., Gardner, W.H., Gardner, W.R. (1972), Soil physics, Wiley, New York
- [8] Bear, J. (1972), Dynamics of fluids in porous media, Elsevier, New York
- [9] Bear, J., Verruijt, A. (1987), Modelling groundwater flow and pollution, Reidel, Dordrecht
- [10] Bear, J., Braester, C., Menier, C., (1987), Effective and relative permeabilities of anisotropic porous media, Transport in Porous Media 2 (1987)
- [11] Bouwer, H. (1961a), A double tube method for measuring hydraulic conductivity of soil in situ above a water table, Soil Science Society Proc.
- [12] Bouwer, H. (1961b), Field determination of hydraulic conductivity above a water table with the double tube method, Soil Sci. Soc. Proc.
- [13] Bouwer, H. (1964), Measuring horizontal and vertical hydraulic conductivity of soil with the double tube method, Soil Sci. Soc.
- [14] Bouwer, H. (1969), Theory of seepage from open channels, Advances in Hydroscience, Vol. 5, Academic Press

- [15] Bresler, E., Russo, D., Miller, R.D. (1978), Rapid estimate of unsaturated hydraulic conductivity function, Soil Sci. Soc. Am.J., Vol.42
- [16] Busch, K.F., Luckner, L. (1974), Geohydraulik, F. Enke, Stuttgart
- [17] Brooks, R.H., Corey, A.T. (1964), Hydraulic properties of porous media, Hydrology Papers, Colorado State Univ.
- [18] Campbell, G.S. (1974), A simple method for determining unsaturated hydraulic conductivity from moisture retention data, Soil Sci., Vol.117, No.6
- [19] Cavicchia, L.R., Peixoto, T.L., (1989), Some considerations about the control of the laminar flow in the percolation through porous media, Proceedings, ICSMFE, Rio de Janeiro 1989
- [20] Chapuis, R.P., Denis E.G., Baass, K. (1989), Laboratory permeability tests on sand: influence of the compaction method on anisotropy, Can. Geotech. J. Vol 26, 1989
- [21] Chapuis, R.P., Baass, K. (1989), Granular Soils in Rigid-Wall Permeameters: Method for determining the Degree of Saturation, Can. Geotech. J. Vol 26, 1989
- [22] Chapuis, R.P., Soulie, M., Sayegh, G. (1990), Laboratory modelling of field permeability tests in cased boreholes, Can. Geotech. J. Vol 27, 1990
- [23] Childs, E.C., Collis-George, N. (1950), The permeability of porous materials, Proc. Roy. Soc.
- [24] Childs, E.C. (1969), Soil water phenomena, Wiley, London
- [25] Collis-George, N. (1977), Infiltration equations for simple soil systems, Water Res. Res., Vol.13, No.2
- [26] Constantz, J., Herkelrath, W.N., Murphy, F. (1988), Air Encapsulation during Infiltration, Soil Sci. Soc. Am. J. 52, 1988
- [27] Dagan, G., (1989), Flow and transport in porous formations, Springer Verlag Berlin Heidelberg
- [28] Daniel, D.E.D. (1989), In situ hydraulic conductivity tests for compacted clay, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 9
- [29] Das, B.M. (1983), Advanced soil mechanics, McGraw-Hill
- [30] Dempsey, B.J., Elzeftawy, A. (1976), Mathematical model for predicting moisture movement in pavement systems, Transp. Res. Rec., 612
- [31] Dirksen, C. (1974), Measurement of hydraulic conductivity by means of steady spherically symmetric flows, Soil Sci. Soc. Am. Proc., Vol.38
- [32] Elzeftawy, A., Mansell, R.S. (1975), Hydraulic conductivity calculations for unsaturated steady-state and transient-state flow in sand, Soil Sci Soc. Am. Proc., Vol.39

- [33] Elzeftawy, A., Dempsey, B.J. (1977), Prediction model for unsaturated hydraulic conductivity of highway soils, Transp. Res. Rec., 642
- [34] Fernuik, N., Haug, M. (1990), Evaluation of in situ permeability testing methods, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 2
- [35] Floss, R. (1968), Anwendung eines Isotopenmeßverfahrens zur Untersuchung der kapillaren Wasserbewegung in sandig kiesigen Böden, Straße und Autobahn, 7, 1968
- [36] Floss, R., Berner, U. (1989), Eine Methode zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit ungebundener Tragschichten, Straße und Autobahn, 6, 1989
- [37] Fredlund, D.G. (1981), Seepage in unsaturated Soils, 10. Internat. Conf. on Soil Mech. and Foundat. Eng., Stockholm 1981, Vol. 4
- [38] Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. (1977), Stress State Variables for unsaturated Soils, J. of the Geotech. Eng. Div. ASCE Vol. 103, No. GT5, 1977
- [39] van Genuchten, M.Th. (1980), A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Sci. Soc. Am. J., 44
- [40] Ghosh, R.K. (1976), Determination of unsaturated hydraulic conductivity from moisture retention function, Soil Sci., Vol.124, No.2
- [41] Hanks, R.J., Bowers, S.A. (1962), Numerical solution of the moisture flow equation for infiltration into layered soils, SoilSci. Soc. Proc.
- [42] Halek, V., Svec, J. (1979), Groundwater hydraulics, Elsevier
- [43] Hartge, K.H. (1978), Einführung in die Bodenphysik, F. Enke, Stuttgart
- [44] Hjortnaes-Pedersen, A.G.I., Bezuijen, A., Best, H., (1987), Non stationary flow under revetments using the Finite- Element-Method, 9. ECSMFE, Dublin, Proceedings
- [45] Horn, A. (1988), Bemessung und Prüfung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, Geotechnik 1 / 1988
- [46] Jayawardena, A.W., Kaluarachchi, J.J. (1986), Infiltration into decomposed granite soils: Numerical modelling, application and some laboratory observations, J. Hydrology, 84
- [47] Jeppson, R.W., Rawls, W.J., Hamon, W.R., Schreiber, D.L. (1975), Use of axisymmetric infiltration modell and field data todetermine hydraulic properties of soil, Water Resources Research, Vol.11, No.2
- [48] Kenney, T.C., Lau, D., Ofoegbu, G.I., Permeability of compacted granular materials, Can. Geotechn. J. Vol. 21, 1984
- [49] Kezdi, A. (1969), Handbuch der Bodenmechanik, VEB Verlag f.Bauwesen, Berlin

- [50] Kezdi, A. (1976), Fragen der Bodenphysik, VDI-Verlag
- [51] Kiefer, E.M., Liedl, R., Schmitz, G.H., Seus, G.J. (1990), Konservative Strömungsmodelle auf der Basis krummliniger Koordinaten unter besonderer Berücksichtigung von Wasserbewegungen im ungesättigt-gesättigten Boden, Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der Technischen Universität München, Bericht Nr. 64
- [52] Kirkham, D., Powers, W.L. (1972), Advanced soil physics, Wiley, New York
- [53] Körner, H. (1957), Die Prüfung der Durchlässigkeit von Lockergesteinsinjektionen im Bauzustand, Die Wasserwirtschaft 1957, S. 199 ff
- [54] Kool, J.B., Parker, J.C., (1987), Development and evaluation of closed-form expressions for hysteretic soil hydraulic properties, Water Resources Research, Vol. 23, No. 1
- [55] Laliberte, G.E., Corey, A.T., Brooks, R.H. (1966), Properties of unsaturated porous media, Hydr. Papers, Colorado State Univ.
- [56] Lambe, W.T., Whitman, R.V. (1969), Soil mechanics, Wiley
- [57] Lam, L., Fredlund, D.G., Barbour, S.L. (1987), Transient Seepage Model for saturated-unsaturated Soil Systems: A geotechnical Engineering Approach, Can. Geotech. J., Vol. 24, 1987
- [58] Langguth, H.-R., Voigt, R. (1980), Hydrogeologische Methoden, Springer-Verlag
- [59] Leroueil, S., Bouclin, G., Tavenas, F., Bergeron, L., La Rochelle, P., Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain, Can. Geotech. J., Vol. 27, 1990
- [60] Marshall, T.J., Holmes, J.W. (1979), Soil physics, Cambridge Univ. Press
- [61] Maytin, I.L. (1962), A new field test for highway shoulder permeability, Highway Research Board, Proc., 41 st Annual Meeting
- [62] Mishra, S., Parker, J.C., Singhal, N., (1989), Estimation of soil hydraulic properties and their uncertainty from particle size distribution data, J. Hydrology, 108
- [63] Mishra, S., Parker, J.C.(1989), Effects of parameter uncertainty on predictions of unsaturated flow, J. Hydrology, 108
- [64] Möller, H.-W. (1972), Durchlässigkeit von Lockersedimenten, Schriftenreihe des Vereins für Wasser-, Boden- und Lufthygiene, 36
- [65] Morel-Seytoux (1973), H.-J., Two-phase flows in porous media, Advances in Hydroscience, Vol. 9, Academic Press
- [66] Moulton, L.K., Seals, R.K. (1977), In-situ determination of permeability of base and subbase courses, Phase 1, West Virginia Univ.

- [67] Mualem, Y. (1976), A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Water Res., Vol.12, No.3
- [68] Mualem, Y. (1978), Hydraulic conductivity of unsaturated porous media: Generalized macroscopic approach, Water Res. Res., Vol.14, No.2
- [69] Mualem, Y. (1984), Anisotropy of unsaturated soils, Soil Sci. Soc. Am. J. 48
- [70] Muth, W. (1987), Mischfilter aus Kiessand für die Bauwerksdränung, Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau, 12 / 1987
- [71] Neumann, S.P., Feddes, R.A., Bresler, E. (1974), Finite element simulation of flow in saturated-unsaturated soils considering water uptake by plants, Israel Inst. of Technology, Haifa
- [72] Philip, J.R. (1968), Steady infiltration from buried point sources and spherical cavities, Water Res. Res., Vol.4, No.5
- [73] Philip, J.R. (1969), Theory of infiltration, Advances in Hydroscience, Vol. 5, Academic Press
- [74] Philip, J.R. (1985), Approximate analysis of the borehole permeameter in unsaturated soil, Water Res. Res., Vol.21, No.7
- [75] Philip, J.R. (1986a), Steady infiltration from buried discs and other sources, Water Res. Res., Vol.22, No.7
- [76] Philip, J.R. (1986b), Steady infiltration from spheroidal cavities in isotropic and anisotropic soils, Water Res. Res., Vol.22, No.13
- [77] Philip, J.R. (1987), The quasilinear analysis, the scattering analog, and other aspects of infiltration and seepage, Infiltration Development and Application, Fok., Y.-S. (Ed.), Honolulu
- [78] Polubarinova-Kochina, P.Ya. (1962), Theory of groundwater movement, Princeton Univ. Press
- [79] Riedi, G.A., Stauffer, F. (1982), Hydraulische Charakteristika von Sandpackungen mit Berücksichtigung des Hysteresiszyklus Drainage-Imbibition Forschungsbericht R 17-82, Institut f. Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Zürich
- [80] Sai, J.O., Anderson, D.C. (1990), Field hydraulic conductivity tests for compacted soil liners, Geotechnical Testing Journal, Vol. 13, No. 3, ASTM
- [81] Scheffer, F., Schachtschabel, P. (1976), Lehrbuch der Bodenkunde, F. Enke Verl., Stuttgart
- [82] Schildknecht, F., Schneider, W. (1987), Über die Gültigkeit des Darcy-Gesetzes in bindigen Sedimenten bei kleinen hydraulischen Gradienten - Stand der wissenschaftlichen Diskussion, Geol. Jb., Hannover

- [83] Schmid, W.E. (1966), Field determination of permeability by the infiltration test, Symp. on Permeability and Capillarity of Soils, ASTM
- [84] Schmitz, G.H. (1989), Strömungsvorgänge auf der Oberfläche und im Bodeninnern beim Bewässerungslandbau, Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der Technischen Universität München, Bericht Nr. 60
- [85] Schulte, K. (1988), Wasserbewegung in ungesättigten feinkörnigen Böden, Mitteilungen Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität-Gesamthochschule Essen, Heft 13
- [86] Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., Talbot, J.R., (1984), Basic properties of sand and gravel filters, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 6
- [87] Stannard, D.I. (1990), Tensiometers theory, construction and use, Ground water and vadose zone monitoring, ASTM STP 1053, Philadelphia 1990
- [88] Stauffer, F., Themistocles, D. (1986), Experimental and numerical study of water and solute infiltration in layered porous media, J. of Hydrology, 84
- [89] Stewart, J.P., Nolan, Th.W. (1987), Infiltration testing for hydraulic conductivity of soil liners, ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol.10, No.2
- [90] Talsma, T. (1970), Some aspects of three-dimensional infiltration, Aust. J. Soil Res., 8
- [91] Tavenas, F., Diene, M., Leroueil, S. (1990), Analysis of the in-situ constant-head permeability test in clays, Can. Geot. J., Vol. 27
- [92] Thomas, H.R., Rees, S.W. (1990), Modeling Field Infiltration into unsaturated Clay, J. of Geotech. Eng., ASCE, Vol 116, No. 10, 1990
- [93] Waechter, R.T., Philip, J.R. (1985), Steady two- and three-dimensional flows in unsaturated soil: The scattering analog, Water Res. Res., Vol.21, No.12
- [94] Witt, K.J., Brauns, J. (1981), Durchlässigkeitsanisotropie von Haufwerken infolge Kornplattigkeit und Kornorientierung, Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik Nr. 87, TH Karlsruhe
- [95] Wösten, J.H.M., van Genuchten, M.Th. (1988), Using texture and other soil properties to predict the unsaturated soil hydraulic functions, Soil Sci. Soc. Am. J. 52
- [96] Wooding, R.A. (1968), Steady infiltration from a shallow circular pond, Water Res. Res., Vol.4 No.6
- [97] Youngs, E.G. (1963), An infiltration method of measuring the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Soil Sci., Vol. 106

# Anhang A

# Feldversuche

Die folgenden Bilder zeigen die Versuchsausstattung und -einrichtung für die Feldversuche, die im Rahmen dieser Arbeit in der Versuchshalle des Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München durchgeführt wurden.



Abbildung A.1: Versuchsausstattung für die Feldversuche: Wasserbehälter mit Überlauf auf höhenverstellbarem Tisch; Schwebekörperdurchflußmeßgeräte für drei verschiedene Durchflußmengenbereiche; PVC-Platten mit untergeklebter Zellgummischicht für Feldversuch 1 und 2 (mit Hohlstab).

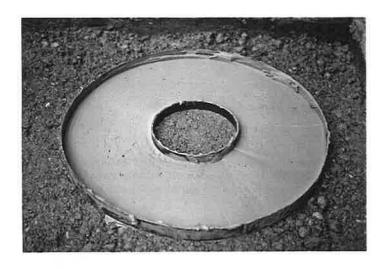


Abbildung A.2: Ausgleichsschicht aus Bentonit-Sand- Gemisch zur planen Auflage der Versuchsplatten und Verhinderung von Umläufigkeiten

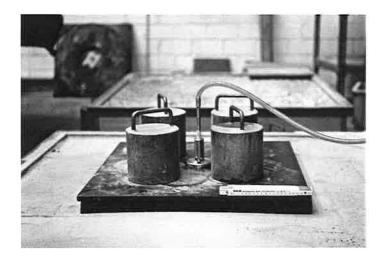


Abbildung A.3: Feldversuch 2 mit Versuchsplatte, Gewichtsauflast und Hohlstab mit Führungshülse.

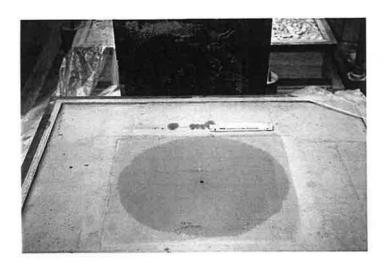


Abbildung A.4: Durchfeuchteter Bereich nach Feldversuch 2 an Versuchsboden A (Fein-Mittelsand)

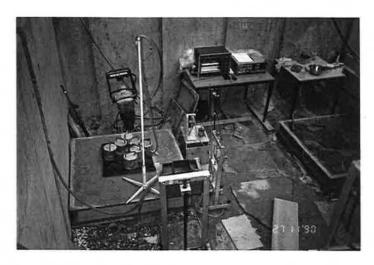
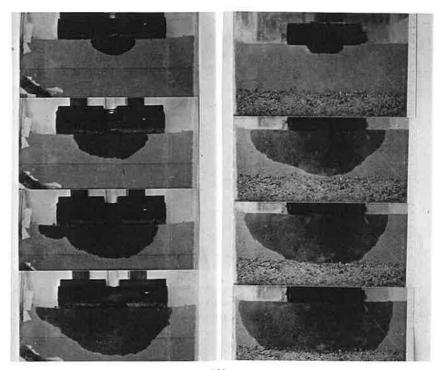


Abbildung A.5: Versuchsaufbau für die großmaßstäblichen Feldversuche mit den in Rahmen mit 1,2 m Kantenlänge eingebauten Versuchsböden und den Geräten zur Messung und Aufzeichnung der Saugspannungen im Boden.

# Anhang B

# Modellversuche

Die untenstehende Abbildung zeigt zwei Versuche an einem Modell des Feldversuchs 1, bei dem der Boden in einen Plexiglaskasten eingebaut und eine halbkreisförmige Zellgummischeibe mit 15 cm Durchmesser und einer halbkreisförmigen Quelle (Durchmesser 4 cm) verwendet wurde. Bei beiden Versuchen wurde ein Zwei-Schichtpaket eingebaut. Das linke Bild zeigt den Versuchsboden A (Fein-Mittelsand) über einem nahezu reinen Schluffboden. Die Feuchtefront läuft ohne Unterbrechung über die Schichtgrenze weiter. Das rechte Bild zeigt den Versuchsboden B (Feinkies) als untere Schicht. Das Phänomen eines Aufstaus infolge rückhaltender Saugspannungen an der Schichtgrenze ist deutlich zu erkennnen: Trotz der größeren Durchlässigkeit des unteren Bodens wirkt die Schichtgrenze wie ein undurchlässiger Rand, da das infiltrierte Wasser in der oberen Schicht durch deren höhere Kapillarität zurückgehalten wird.



# Anhang C

# Meßergebnisse und Nachrechnung der Feldversuche

Im folgenden sind die Ergebnisse der Durchfluß- und Saugspannungsmessungen bei den Feldversuchen an den Versuchsböden im Vergleich zu den mit *UNSATB* berechneten Werten bzw. Verläufen wiedergegeben.

Die in den Tabellen angegebenen Durchlässigkeitsbeiwerte sind die mit den Korrekturfaktoren verbesserten Auswertungsergebnisse.

Zu jedem Versuch ist das für die Nachrechnung verwendete Elementnetz mit zwei Isobaren dargestellt. Die Isobaren sind im Elementnetz zu verschiedenen Zeitpunkten eingetragen und zwar jeweils direkt vor Erhöhung auf die nächste Stufe des Ausgangsdruckes  $h_0$  an der Quelle. Die Darstellungen enthalten jeweils die Isobare h=0, welche die Grenze zwischen gesättigtem und ungesättigtem Bereich wiedergibt sowie eine Isobare mit gegenüber der vor dem Versuch im Boden vorhandenen Saugspannung erhöhtem Druck.

Bei den Versuchen Nr. 2 und 3 sind als Vergleich zur zeitlichen Isobarenentwicklung noch Äquipotentiallinien zu den selben Zeitpunkten dargestellt.

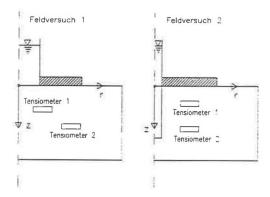
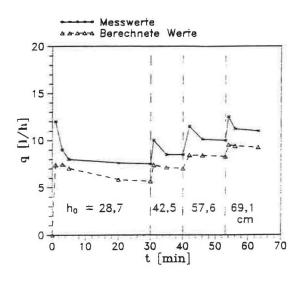


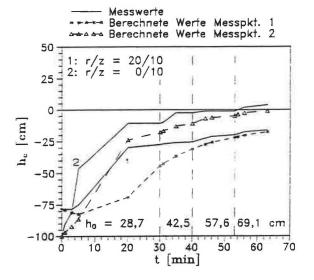
Abbildung C.1: Koordinatensystem und Ausschnittsbegrenzung für die folgenden Darstellungen

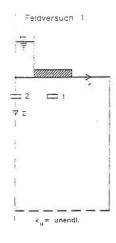
Versuch Nr. 1: Boden A

$\rho_d(g/cm^3)$	d (cm)	$k_u(m/s)$	$k_h(m/s)$	$k_v(m/s)$
1,68	$\rightarrow \infty$	-	$7,4 \cdot 10^{-6}$	$2,6 \cdot 10^{-6}$

Feldversuch 1: Durchfluß und Saugspannungen

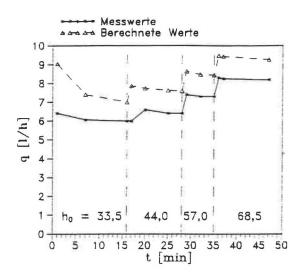


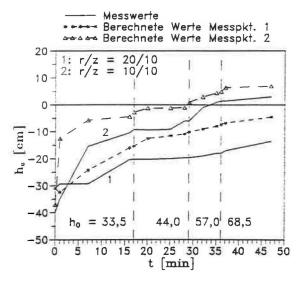


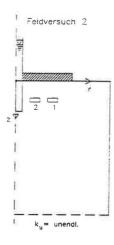


### Versuch Nr. 1, Boden A:

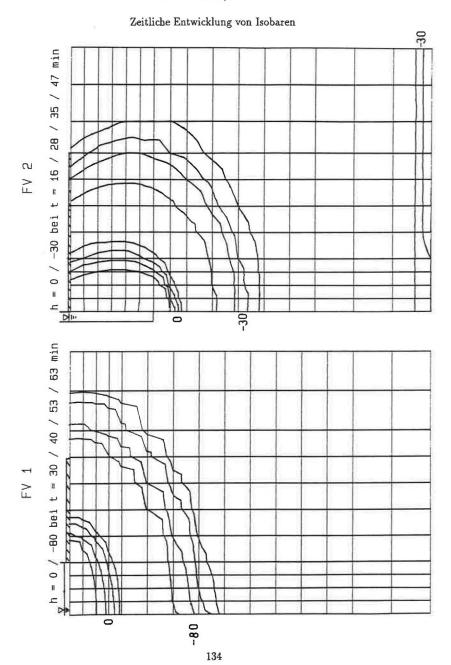
Feldversuch 2: Durchfluß und Saugspannungen







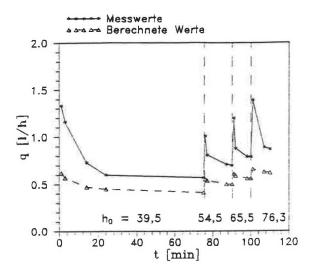
Versuch Nr. 1, Boden A

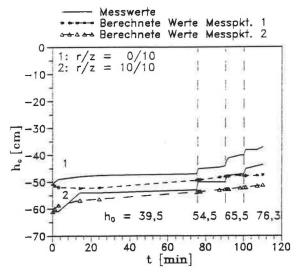


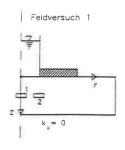
Versuch Nr. 2: Boden A

$\rho_d(g/cm^3)$	d (cm)	$k_u(m/s)$	$k_h(m/s)$	$k_v(m/s)$
1,80	20	0	$7,7 \cdot 10^{-7}$	$7,0\cdot 10^{-8}$

Feldversuch 1: Durchfluß und Saugspannungen

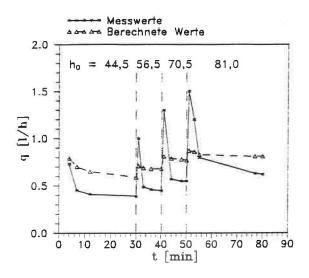


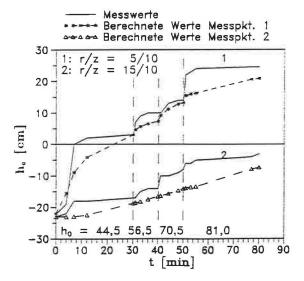


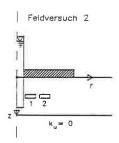


### Versuch Nr. 2, Boden A:

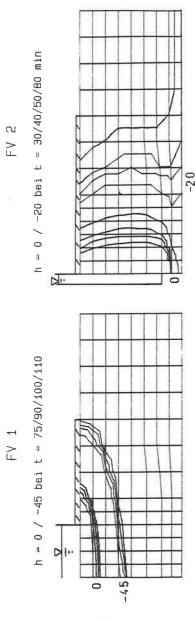
Feldversuch 2: Durchfluß und Saugspannungen





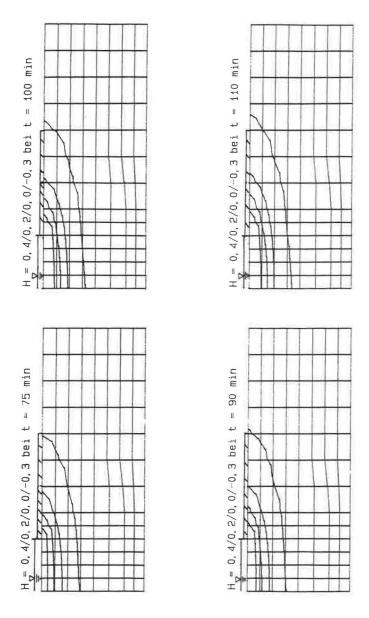


### Versuch Nr. 2, Boden A:



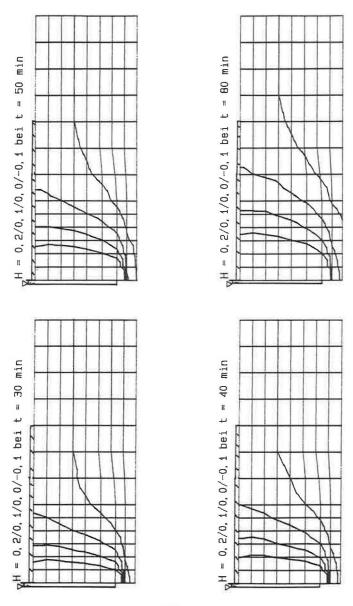
## Versuch Nr. 2, Boden A:

Feldversuch 1: Äquipotentiallinien



## Versuch Nr. 2, Boden A:

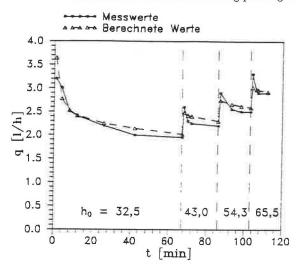
Feldversuch 2: Äquipotentiallinien

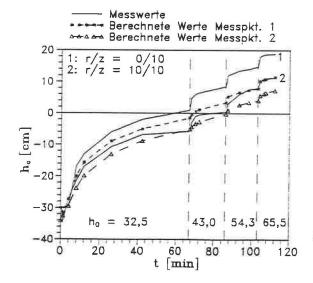


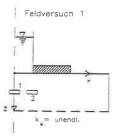
Versuch Nr. 3 Boden A:

$\rho_d(g/cm^3)$	d (cm)	$k_u(m/s)$	$k_h(m/s)$	$k_v(m/s)$
1,75	20	$\rightarrow \infty$	$2,6 \cdot 10^{-6}$	$1, 1 \cdot 10^{-6}$

Feldversuch 1: Durchfluß und Saugspannungen

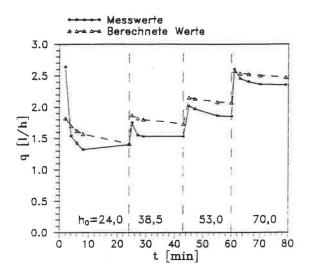


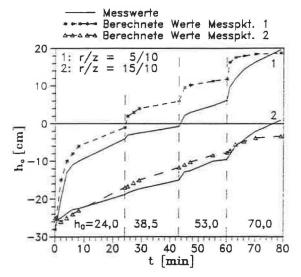


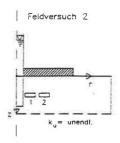


#### Versuch Nr. 3, Boden A:

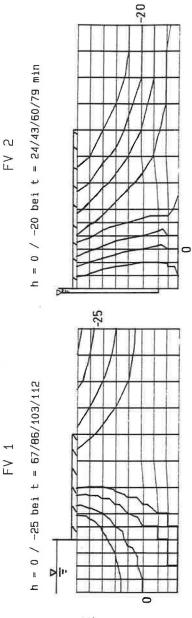
#### Feldversuch 2: Durchfluß und Saugspannungen





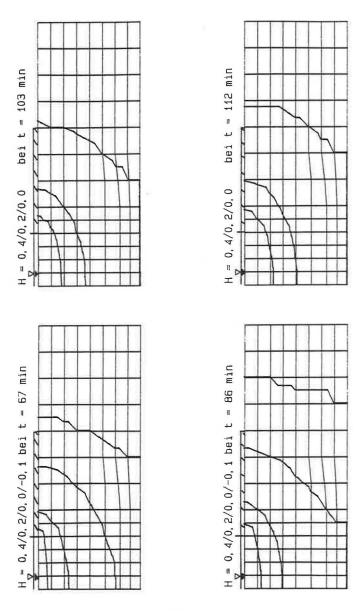


Versuch Nr. 3: Boden A:



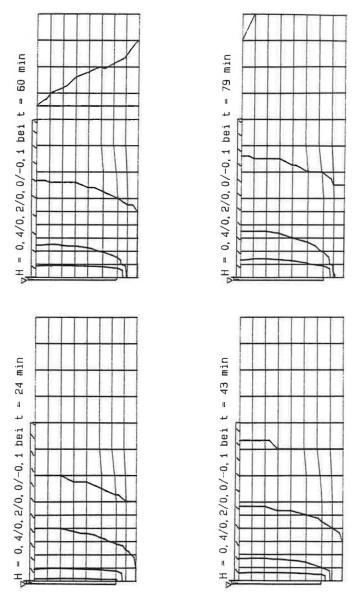
## Versuch Nr. 3, Boden A:

Feldversuch 1: Äquipotentiallinien



### Versuch Nr. 3, Boden A:

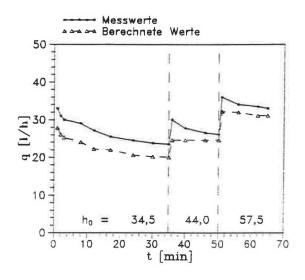
Feldversuch 2: Āquipotentiallinien

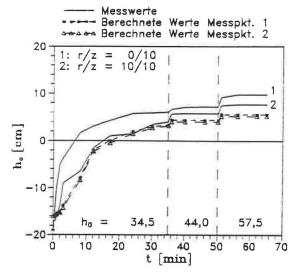


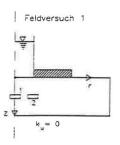
Versuch Nr. 4: Boden B

$\rho_d(g/cm^3)$	d (cm)	$k_u(m/s)$	$k_h(m/s)$	$k_v(m/s)$
1,92	20	0	$9.3 \cdot 10^{-5}$	$5,9 \cdot 10^{-6}$

Feldversuch 1: Durchfluß und Saugspannungen

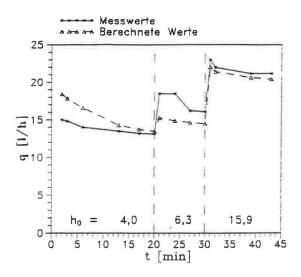


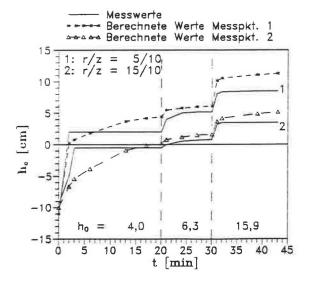


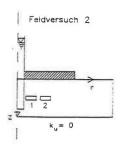


#### Versuch Nr. 4, Boden B:

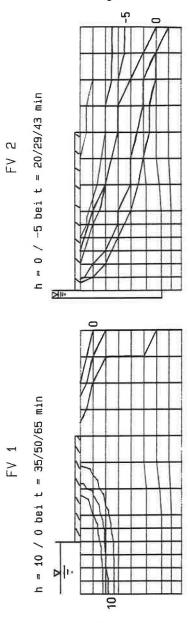
Feldversuch 2: Durchfluß und Saugspannungen







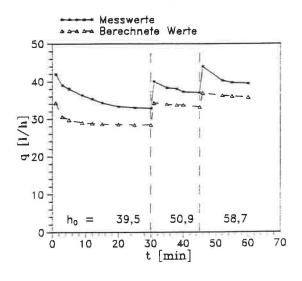
## Versuch Nr. 4, Boden B:

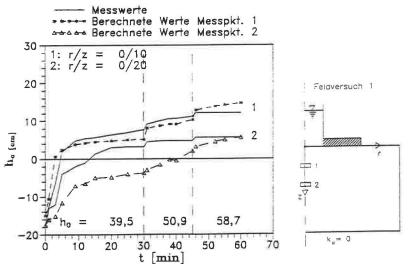


Versuch Nr. 5 Boden B

$\rho_d(g/cm^3)$	d (cm)	$k_u(m/s)$	$k_h(m/s)$	$k_v(m/s)$		
1,95	45	0	3,5 - 10-5	$1.5 \cdot 10^{-5}$		

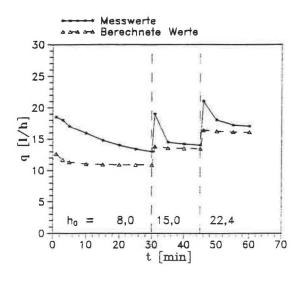
Feldversuch 1: Durchfluß und Saugspannungen

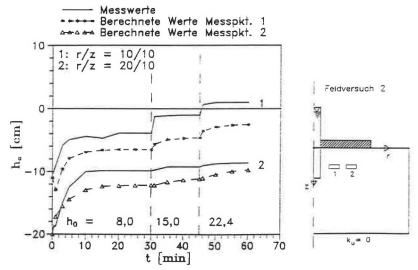




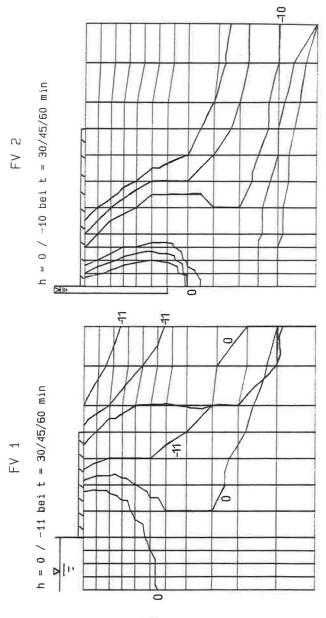
#### Versuch Nr. 5, Boden B:

Feldversuch 2: Durchfluß und Saugspannungen





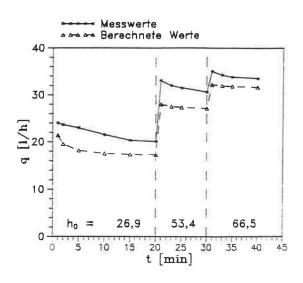
## Versuch Nr. 5, Boden B:

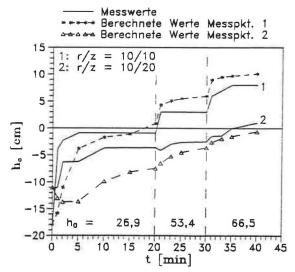


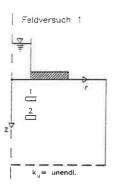
Versuch Nr. 6: Boden B

$\rho_d(g/cm^3)$	d (cm)	$k_u(m/s)$	$k_h(m/s)$	$k_v(m/s)$
1,95	45	$\rightarrow \infty$	2,5 · 10-5	$1, 2 \cdot 10^{-5}$

Feldversuch 1: Durchfluß und Saugspannungen

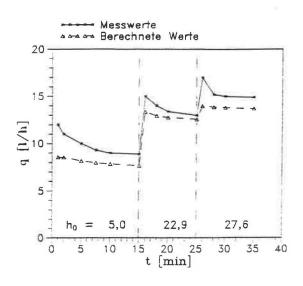


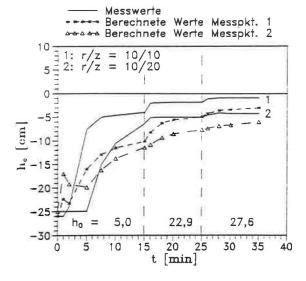


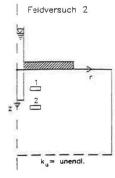


#### Versuch Nr. 6, Boden B:

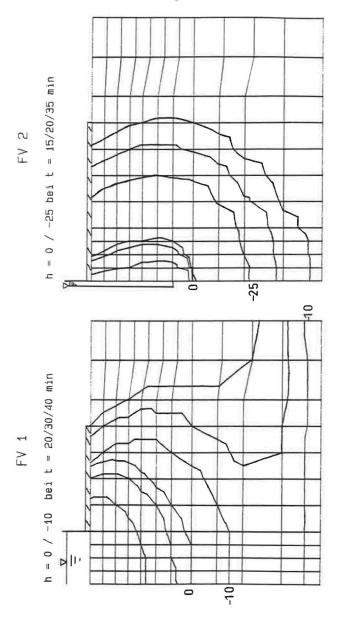
#### Feldversuch 2: Durchfluß und Saugspannungen







### Versuch Nr. 6, Boden B:



# Anhang D

# Verwendete Formelzeichen

Formelzeichen	Definition	Dimension
α	Anisotropieverhältnis $k_h/k_v$	
$c_1, c_2$	Ordinatenabschnitt der Beziehung zwischen Durchfluß und Ausgangsdruckhöhe bei Feldversuch 1 bzw. 2 $(q=c_i+d_i\cdot h_0 \ i=1,2)$	$(l\cdot s)/(h\cdot m)$
d	Schichtdicke	cm
$d_1, d_2$	Steigung der Beziehung zwischen Durchfluß und Ausgangsdruckhöhe bei Feldversuch 1 bzw. 2 ( $q=c_i+d_i\cdot h_0$ $i=1,2$ )	$(l \cdot s)/(h \cdot m \cdot cm)$
δ	$d_1/d_2$	783
$f_h$	Korrekturfaktor für Auswertungsergebnis der Feldversuche: $k_h = f_h \cdot k_h (Auswertung)$	18:
$f_{ u}$	Korrekturfaktor für Auswertungsergebnis der Feldversuche: $k_v = f_v \cdot k_v(Auswertung)$	
h	Wasserdruck	cm
$h_0$	Wasserdruck an der Quelle bei den Feldversuchen	cm
$h_c$	Kapillare Saugspannung	cm
$h_{ci}$	Kapillare Saugspannung bei Beginn des Versuchs	cm
$h_b$	Luft- / Wassereintrittspunkt	cm
k	Durchlässigkeitsbeiwert nach Darcy	m/s
$k_h$	Horizontaler Durchlässigkeitsbeiwert	m/s
$k_m$	Mittlerer Durchlässigkeitsbeiwert. 1. Invariante des Durchlässigkeitstensors $(k_m = (k_v + 2k_h)/3)$	m/s

Formelzeichen	Definition	Dimension
$k_{ au}$	Relativer Durchlässigkeitsbeiwert $(k_{\tau} = k(S)/k_0)$	
$k_v$	Vertikaler Durchlässigkeitsbeiwert	m/s
$k_0$	Durchlässigkeitsbeiwert bei voller Sättigung	m/s
1	Stablänge bei Feldversuch 2	cm
q	Durchfluß	l/h
$r_1$	Radius der Kreisquelle bei Feldversuch 1	cm
$r_2$	Radius des Stabes bei Feldversuch 2	cm
$ ho_d$	Trockendichte	$g/cm^3$
S	Sāttigungsgrad	-
$S_e$	Effektive Sättigung $(S_e = (S - S_r)/(1 - S_r))$	•
$S_m$	Erreichbare Sättigung bei Infiltration	
$S_{\tau}$	Restsättigung	
T	Tortuositāt	-
v	Filtergeschwindigkeit	m/s
$v_a$	Abstandsgeschwindigkeit	m/s
$v_B$	Bahngeschwindigkeit	m/s



### Schriftenreihe

# Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München

#### Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik

Heft	1	Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden	1982	(vergriffen)
Heft	2	Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983	(vergriffen)
Heft	3	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach	1984	(vergriffen)
Heft	4	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten sili- katgel-injizierter Sande	1985	(vergriffen)
Heft	5	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985	
Heft	6	Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986	(vergriffen)
Heft	7	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Boden- kennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986	(vergriffen)
Heft	8	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986	
Heft	9	Testing of bentonit suspensions	1987	
Heft	10	Beiträge zur Felsmechanik	1987	
Heft	11	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988	(vergriffen)
Heft	12	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988	
Heft	13	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989	
Heft	14	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989	
Heft	15	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989	
Heft	16	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990	
Heft	17	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrie- rend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990	

Heft	18	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993	
Heft	19	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993	
Heft	20	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994	(vergriffen)
Heft	21	Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anläßlich des 60. Geburtstages von UnivProf. DrIng. R. Floss)	1995	
Heft	22	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995	