Zur hydraulischen Kontakterosion bei bindigen Basiserdstoffen

Stefan Schmitz

Institut für Bodenmechanik und Grundbau

### ANGABEN IN DEN PFLICHTEXEMPLAREN DER DISSERTATION

#### UNIVERSITÄT DER BUNDESWEHR MÜNCHEN Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen

Thema der Dissertation:	Zur hydraulischen Kontakterosion bei bindigen Basiserdstoffen

Verfasser: Dipl.-Ing. Stefan Schmitz

Promotionsausschuss:

Vorsitzender:	Prof. DrIng. Markus Disse
1. Berichterstatter:	Prof. DrIng. Conrad Boley
2. Berichterstatter:	Prof. DrIng. Pieter Vermeer, Universität Stuttgart

Tag der Prüfung:1. August 2007

Mit der Promotion erlangter akademischer Grad:

Doktor der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

Neubiberg, den 1. August 2007

# Inhaltsverzeichnis

1.	Einl	leitung	1
2.	Gru	undlagen und Begriffe	5
2 2 2 2 2 2	.1 .2 .3 .4 .5 .6	Laminare und turbulente Strömung Strömungsgesetze Turbulente Rohrströmung Kontakterosion Wellen in geschichteten Flüssigkeiten Kritischer hydraulischer Gradient	5 7 8 9 . 13 . 18
3.	Star	Ind des Wissens	. 19
3	.1	Die Faktoren a und b des nicht linearen Strömungsgesetzes	. 19
3	.2	Kritischer hydraulischer Gradient bei der schichtennormalen Durchström	ung
	2.2	1 Untersuchungen von Istomina	. 24
	3.2.	2 Der Ansatz von Davidenkoff	24 28
	3.2.	3 Der Ansatz von Behfeld	20 22
	32	4 Der Ansatz von Tremeid	34
	3.2	5 Der Ansatz von Zou	. 36
3	3	Kritischer hydraulischer Gradient bei der schichtenparallelen Durchström	una
0	.0		. 41
	3.3.	.1 Der Ansatz von Miesel	. 41
	3.3.	.2 Der Ansatz von de Graauw et al.	. 45
	3.3.	.3 Der Ansatz von Brauns	. 46
3	.4	Zusammenfassung	. 51
		-	
4.	Ero	osion infolge schichtennormaler Durchströmung	. 53
4	.1	Allgemeines	. 53
4	.2	Probenmaterial	. 53
4	.3	Versuche mit gelochten Filterplatten	. 57
	4.3.	.1 Versuchsgerät	. 57
	4.3.	.2 Versuchseinbau, -durchführung und -auswertung	. 59
	4.3.	.3 Versuchsprogramm	. 60
	4.3.4	.4 Beobachtungen und Versuchsergebnisse	. 62
	4.3.	.5 Mechanismen beim hydraulischen Durchbruch	. 70
4	.4	Versuche im ödometrischen Spannungszustand	. 72
	4.4.	.1 Probenmaterial	. 72
	4.4.	.2 Versuchsgerät, Versuchseinbau und Auswertung	. 72
	4.4.	.3 Versuchsprogramm	. 73
	4.4.	.4 Beobachtungen und Versuchsergebnisse	. 75
	4.4.	.5 Mechanismen beim hydraulischen Durchbruch	. 78
4	.5	Versuche im triaxialen Spannungszustand	. 79
	4.5.	.1 Probenmaterial	. 79
	4.5.	.2 Versuchsgerät	. 79

4.5.	3 Versuchsprogramm, Durchführung und Auswertung	80
4.5.	4 Beobachtungen und Versuchsergebnisse	82
4.5.	5 Mechanismen beim hydraulischen Durchbruch	86
4.6	Theoretische Ermittlung des kritischen hydraulischen Gradienten	86
4.6.	1 Modell des kritischen hydraulischen Gradienten	86
4.6.	2 Bestimmung der Bodenparameter	93
4.6.	3 Anwendung des theoretischen Modells	107
4.7	Zusammenfassung	111
5. Ero	sion infolge schichtenparalleler Durchströmung	113
5.1	Allgemeines	113
5.2	Versuchsgerät und Versuchseinbau	114
5.3	Probenmaterial	116
5.4	Versuchsprogramm und –durchführung	119
5.5	Beobachtungen	120
5.6	Versuchsergebnis	125
5.6.	1 Einfluss der Auflastspannung	126
5.6.	2 Einfluss der Scherfestigkeit und der Dichte	127
5.6.	3 Einfluss des Filtermaterials	127
5.7	Theoretisches Modell	129
5.8	Anwendung des theoretischen Modells	137
5.8.	1 Bestimmung der Berechnungsparameter	137
5.8.	2 Theoretisches Ergebnis	141
5.9	Zusammenfassung	142
6. Zus	ammenfassung und Ausblick	144
7 14-		4.40
1. LITE	raturverzeicnnis	148

## Abkürzungen

# a) Lateinische Buchstaben

Symbol	Bedeutung	Dimension
а	Parameter des nicht linearen Wider- standsgesetzes (linearer Anteil)	[T/L]
b	Parameter des nicht linearen Wider- standsgesetzes (nicht-linearer Anteil)	[T²/L²]
С	Formfaktor	[1]
$C_K$	Kozeny-Carman Konstante	[1]
$C_{II}$	Formfaktor in Abhängigkeit der Kornform	[1]
С	(c'effektive, c <sub>u</sub> undrainierte) Kohäsion	[F/L²]
С	Fortpflanzungsgeschwindigkeit einer Welle	[L/T]
<b>C</b> <sub>0</sub>	Zugfestigkeit eines bindigen Bodens	[F/L²]
$D_0$	Lochdurchmesser bei Davidenkoff	[L]
d	Durchmesser	[L]
d <sub>I,maßg.</sub>	Maßgebender Porendurchmesser nach Pavcic	[L]
<i>d</i> <sub>F,50</sub>	Korndurchmesser bei 50 % Massen- durchgang des Filtermaterials	[L]
<i>d</i> <sub>17</sub>	Korndurchmesser bei 17 % Massen- durchgang	[L]
$d_L$	Lochdurchmesser der gelochten Filter- platte	[L]
$d_w$	Wirksamer Korndurchmesser	[L]
$d_{ ho}$	Porendurchmesser nach PAVCIC	[L]
<b>d</b> <sub>p,maßg</sub>	Maßgebender Porendurchmesser	[L]
d <sub>F</sub>	Filterkorndurchmesser	[L]
d <sub>B</sub>	Basiskorndurchmesser	[L]
$d_v$	Durchmesser des Schlotes bei MIESEL	[L]
Es	Steifemodul	[F/L²]
е	Porenzahl	[1]
Fr	Froude-Zahl	[1]
f <sub>s</sub>	Spezifische Strömungskraft	[F/L³]
g	Erdbeschleunigung	[L/T²]
∆h	Hydraulischer Energiehöhenunterschied	[L]
h	Probenhöhe bzw. Schichtdicke	[L]
h <sub>A</sub>	Hydraulische Druckhöhe bei Material- austrag nach Miesel	[L]

i	(i <sub>krit</sub> kritischer) hydraulischer Gradient	[1]
K <sub>0</sub>	Erdruhedruckbeiwert	[1]
k	Durchlässigkeitsbeiwert nach Darcy	[L/T]
k <sub>sch</sub>	Durchlässigkeitsbeiwert nach Schesi- Krasnopolskische	[L/T]
L	Dicke der durchsickerten Schicht	[L]
L <sub>1</sub>	Tatsächlicher Sickerweg	[L]
1	Hydraulische Sickerweglänge	[L]
n	Porenanteil	[1]
n <sub>F</sub>	Porosität des Filtermaterials	[1]
Ρ	Punktlast	[F]
р	Auflastspannung	[F/L²]
$\rho_w$	Wasserdruck	[F/L²]
<b>p</b> <sub>a</sub>	Atmosphärischer Druck	[F/L²]
$p_u$	Wasserdruck auf die Probe im Triaxial- gerät	[F/L²]
$\Delta p_{m,i}$	Massenanteil der Kornfraktion i	[1]
p <sub>i</sub>	Konsolidationslast	[F/L²]
$p_{ll}$	Versuchslast	[F/L²]
$p_1$	Atmosphärendruck	[F/L²]
Q	Fluidmenge	[L³]
Re	Reynoldszahl	[1]
r	Radius	[L]
Т	Tortuosität	[1]
<i>T</i> <sub>1</sub>	Tortuosität (Definition nach Zou)	
t	Zeit	[T]
$t_0$	Dicke der bindigen Schicht bei MIESEL	[L]
t <sub>u</sub>	Dicke des gespannten Grundwasserträ- gers bei MIESEL	[L]
U	Ungleichförmigkeitszahl	[1]
U	Porenwasserdruck	[F/L²]
V	Filtergeschwindigkeit	[L/T]
V∞	Strömungsgeschwindigkeit der ungestör- ten Außenströmung	[L/T]
<i>V</i> *	Schubspannungsgeschwindigkeit	[L/T]
V <sub>krit</sub>	Kritische Strömungsgeschwindigkeit	[L/T]
V <sub>krit,fest</sub>	Kritische Strömungsgeschwindigkeit bei der Annahme eines festen Basismateri- als	[L/T²]

Vkrit,flüssig	Kritische Strömungsgeschwindigkeit bei der Annahme eines flüssigen Basismate-	[L/T²]
V <sub>m</sub>	rials Kritische Strömungsgeschwindigkeit für den Übergangsbereich von festem zu weichem bindigem Beden	[L/T²]
V <sub>w</sub>	Weichem bindigem Boden Wahre Strömungsgeschwindigkeit im Porenkanal	[L/T²]
V∞	Strömungsgeschwindigkeit außerhalb der Grenzschicht	[L/T²]
W	Wassergehalt (w <sub>L</sub> an der Fließgrenze)	[1]
<i>Y</i> <sup>+</sup>	Dimensionsloser Wandabstand	[1]
х, у, z	Kartesische Koordinaten	[L]

## b) Griechische Buchstaben

Index	Bedeutung	Dimension
α	Wellenzahl	[-]
α, β	Winkelbeziehung	[1]
γ	Wichte (Index wdes Wassers)	[F/L³]
$\delta_1$	Verdrängungsdicke / Grenzschichtdicke	[L]
ζ	Dimensionsloser Schubspannungsfaktor	[1]
η	Sicherheitsgrad	[1]
К	Dimensionsloser Geometriefaktor (BRAUNS 1985)	[1]
К	Strömungsbeiwert (Miesel 1977, Prandtl 1944)	[1]
λ	( $\lambda_{krit}$ kritische) Wellenlänge	[L]
$\lambda_{v}$	Widerstandsbeiwert der Rohrströmung	[1]
μ	Dynamische Zähigkeit	[F/L²T]
ν	Kinematische Zähigkeit	[L²/T]
V	Querdehnzahl	[1]
ξο	Dimensionslose Tiefe der maximalen Schubspannung am Rand des potentiel- Ien Erosionskanals bei der schichten- normalen Durchströmung	[1]
ξ1	Dimensionslose Tiefe der Normalspan- nungskonstanz am Rand des potentiel- len Erosionskanals bei der schichten- normalen Durchströmung	[1]
π	Kreiszahl, $\pi$ = 3,1415926	[1]
ρ	( $ ho_s$ Korn-, $ ho_d$ Trocken-) Dichte	[F/L³]
$\sigma_{_{XO}}$	Seitendruck	[F/L²]
$\sigma_3$	Zelldruck in der Triaxialzelle	[F/L²]
τ	Schubspannung	[F/L²]
$ au_{fs}$	Scherfestigkeit eines bindigen Bodens ermittelt mit dem Flügelschergerät	[F/L²]
$ au_{f}$	Schubspannung beim Bruch = Scherfes- tigkeit	[F/L <sup>2</sup> ]
${\it \Phi}$		[1]
arphi	(¢'effektiver) Reibungswinkel	[Grad]
Ψ, χ	Parameter zur Bestimmung des kriti- schen hydraulischen Gradienten bei der schichtenparallelen Durchströmung	[1]

# 1. Einleitung

Bei der Untersuchung der Standsicherheit von Erdbauwerken, die mit strömendem Grundwasser in Berührung kommen, muss eine mögliche innere Erosion berücksichtigt werden. Typische Bauwerke hierfür sind Dämme und Deiche, Wehranlagen und Filterbrunnen. Da häufig geschichtete Böden vorliegen, kann es zu einer Kontakterosion in der Kontaktzone zwischen dem feineren und dem gröberen Erdstoff kommen. Zu unterscheiden ist hier die Erosion infolge Anströmung, senkrecht und parallel zur Schichtgrenze.

Mit Filtergesetzen kann die Stabilität der Kontaktzone abgeschätzt werden. Die Literatur stellt hierfür eine Reihe von Bemessungsansätzen vor, die nur auf der Geometrie des Filter- und des Basiskorns (= Feinkorn) basieren. Darin wird zwischen einem geometrischen und einem hydraulischen Kriterium unterschieden. Eine Berücksichtigung von kohäsiven Basismaterialien bei den vorgeschlagenen Bemessungsverfahren findet sich nur selten. Zur Abschätzung der Erosionsanfälligkeit muss auf Forschungsarbeiten zurückgegriffen werden, die auf der Grundlage der wirkenden Kräfte ein Bemessungsschema zur Bestimmung eines kritischen hydraulischen Gradienten bei der schichtennormalen Durchströmung enthalten. Dieser kritische hydraulische Gradient ist bei verschiedenen Arbeiten unterschiedlich definiert. Arbeiten zur Erosion infolge schichtenparalleler Anströmung finden sich nur spärlich.

Kommt es zu einer Kontakterosion, kann daraus die Instabilität des gesamten geotechnischen Bauwerkes erfolgen und somit der Verlust der hydraulischen Schutzwirkung z.B. bei Dämmen. Bei DOMJAN (1955) wird eindrucksvoll der Vorgang beim Versagen (Abb. 1.1) einer einen Damm unterlagernden Dichtschicht beschrieben:

"Die Schutzarbeiten des Dammabschnittes beim Dorf Ásváyráró, in der Nähe der Stadt Gyór, waren im Gange. Zu dieser Zeit erreichte das Hochwasser schon die Dammkrone und die notwendigen Dammerhöhungsarbeiten wurden ausgeführt. Auf der Außenböschungsseite war der Boden bereits 20 cm unter Wasser, von einem Sprudel aber war noch keine Spur. Die Wasserlage auf beiden Seiten des Dammes war vollkommen ruhig. Plötzlich brach auf der Außenböschungsseite des Dammes eine Wassersäule von etwa 1 m Durchmesser und 1,5 m Höhe hervor, die fast ganz rein und fast völlig durchsichtig war. Zur selben Zeit war die Oberfläche der Donau noch ganz glatt. Zwei Sekunden später entstand auf der Wasserseite, 10 m von der Dammkrone entfernt, ein Wirbel, welcher innerhalb 1-2 Minuten sich dem Damm nähernd, mit dem Rand die Krone desselben erreichte. Während dieser Zeit verbreitete sich die Sprudelung auf der Außenseite des Dammes auf das 1,5-fache und ein wenig später hörte die Durchquellung – wahrscheinlich infolge des Einsturzes- plötzlich auf.

Die Dammkrone und die Böschungen standen augenscheinlich noch fest. Nach einer sehr kurzen Pause zeigte sich auf derselben Durchquellungsstelle erneut ein mächtiger Wasseraufbruch, dessen Durchmesser schon 4-5 m betrug. Diesmal war das Wasser außerordentlich trüb, von schokoladenbrauner Farbe. Das Wasser der Durchquellung brach in der Höhe von 50 – 60 cm auf. Hierauf sackte der Damm plötzlich in einer Breite von 4 - 5 m ein."



Abb. 1.1: Die drei Phasen des am Hochwasser-Schutzdamm der Donau entstandenen Dammbruches: 1. Hydrostatische Phase, 2. Der Moment des Aufbruches des Sprudels, 3. Die hydrodynamische Phase (DOMJAN 1955)

Kapitel 1: Einleitung

Eine eingehende Literaturrecherche über das Thema der hydraulischen Kontakterosion sowohl für bindige als auch für nichtbindige Basiserdstoffe zeigte, dass der Einfluss der Auflastspannung bei der Formulierung mathematischer Modelle gänzlich unberücksichtigt blieb. Nur einzelne Hinweise auf den Einfluss ließen sich in der Literatur finden (Busch/Luckner 1993, Istomina 1957). Lediglich in der Arbeit von ZOU (2000) wird ein Modell unter Berücksichtigung der Auflastspannung für die Größe des kritischen hydraulischen Gradienten bei der schichtennormalen Durchströmung vorgestellt. Für die schichtenparallele Durchströmung findet sich kein Modell.

In der hier vorliegenden Arbeit sollen die Mechanismen bei der hydraulisch bedingten Kontakterosion beschrieben werden. Hierbei soll insbesondere der Einfluss der Auflastspannung auf die Größe des aufnehmbaren hydraulischen Gradienten analysiert und mit Hilfe von Laborversuchen begründet werden. Die Überlegungen zu den Mechanismen und die Laborversuche sollen zu mathematischen Modellen führen, die eine Abschätzung des aufnehmbaren hydraulischen Gradienten unter Berücksichtigung der Auflastspannung sowohl für die schichtennormale als auch die schichtenparallele Durchströmung ermöglichen. Kapitel 1: Einleitung

# 2. Grundlagen und Begriffe

# 2.1 Laminare und turbulente Strömung

Die Strömung eines Fluides kann laminar oder turbulent sein oder sich im Übergangsbereich befinden. Die laminare und die turbulente Strömung wurde von REYNOLDS an Hand von Laborversuchen erkannt. REYNOLDS (1883) ließ hierzu Glasrohre mit einem trompetenförmigen Einlauf mit Wasser durchströmen. In Abhängigkeit von der Durchströmungsgeschwindigkeit bildete sich eine Verwirbelung aus, die sich in Richtung des Einlaufs mit zunehmender Strömungsgeschwindigkeit hin entwickelte.

In Abb. 2.1 a ist der Fall dargestellt, in dem reines Wasser sehr langsam durch ein Rohr fließt. Nachdem Reynolds eine Farblösung dem reinen Wasser zugegeben hatte, bildete sich hier eine feine Strähne aus. Es liegt laminare Strömung vor. Bei kontinuierlicher Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeit verteilte sich das gefärbte Fluid (b) im Rohr. Bei weiter zunehmender Geschwindigkeit bewegte sich diese Verfärbung entgegen der Strömungsrichtung, erreichte aber nie den Zuflusspunkt (REYNOLDS 1883). Mit dem Licht von elektrischen Funken machte Reynolds die Verwirbelungen im Rohr infolge der turbulenten Strömung sichtbar. In Abb. 2.1 c ist dies schematisch dargestellt.



Abb. 2.1: Verschiedene Zustände eines Farbfadens in einem von Wasser durchströmten Glasrohr a) laminare Strömung b) und c) turbulente Strömung REYNOLDS (1883)

Bei der laminaren Strömung stellt sich das Geschwindigkeitsprofil in einem Rohr unterschiedlich zur turbulenten Strömung dar. In Abb. 2.2 ist das Geschwindigkeitsprofil der Strömung für den laminaren und den turbulenten Fall abgebildet.



Abb. 2.2: Verteilung der axial gerichteten Geschwindigkeitskomponenten bei laminarer und turbulenter Bewegung, wenn in beiden Fällen dieselbe Flüssigkeitsmenge strömt. Mittlere Strömungsgeschwindigkeit in beiden Fällen v = 1 m/s (RICHTER 1971)

Betrachtet man die Strömung eines Fluids im Kreisrohr, so nimmt sowohl bei laminarer als auch bei turbulenter Strömung die Geschwindigkeit im Abstand von der Rohrwand hin zur Rohrmitte zu, wobei in Wandnähe immer eine laminare Unterschicht vorliegt und direkt an der Wand keine Bewegung stattfindet. Das Geschwindigkeitsprofil in glatten Rohren mit gleichbleibendem Kreisquerschnitt ist bei turbulenter Strömung flacher als bei Laminarströmung, d.h., die Geschwindigkeit ist nahezu gleichmäßig über den Querschnitt verteilt. Bei gleicher mittlerer Geschwindigkeit ist der Höchstwert v<sub>max</sub> bei der turbulenten Strömung viel geringer als bei der Laminarströmung (RICHTER).

### 2.2 Strömungsgesetze

DARCY (1856) begründete experimentell das wohl bekannteste Gesetz zur Beschreibung des Zusammenhangs von hydraulischem Gradienten *i* und Filtergeschwindigkeit *v*. Der hydraulische Gradient ist eine Funktion der Potentialdifferenz  $\Delta h$  über die durchströmte Länge  $\Delta l$ . DARCY fand bei seinen Versuchen mit Sanden heraus, dass ein linearer Zusammenhang zwischen  $\Delta h$  und  $\Delta l$  bestehen muss und dieser durch den Proportionalitätsfaktor *k* ausgedrückt werden kann. DARCY schreibt dieses lineare Strömungsgesetz wie folgt:

$$v = -k \cdot \frac{\Delta h}{\Delta l} \tag{GI. 2.1}$$

Mit

vFiltergeschwindigkeitkDurchlässigkeitsbeiwert nach Darcy $i = \frac{\Delta h}{\Delta l}$ hydraulischer Gradient

Gültigkeit besitzt das Strömungsgesetz von DARCY (1856) nur für laminare Strömung im Porenkanal und streng nur für Sande. Liegt eine voll ausgebildete turbulente Strömung in den Porenkanälen vor, sollte das Widerstandsgesetz nach Schesi-Krasnopolskische (BOGOMO-LOW 1958) angewendet werden, das die Turbulenz berücksichtigt:

$$v = k_{sch} \cdot \sqrt{i} \tag{GI. 2.2}$$

mit

#### *k*<sub>sch</sub> Faktor nach Schesi-Krasnopolskische

Bei einer Betrachtung des Übergangsbereiches von der laminaren zur turbulenten Strömung ist das Strömungsgesetz aus einer Kombination des linearen Terms nach DARCY und eines nichtlinearen Terms zu verwenden. Ein nichtlineares Strömungsgesetzt findet sich bei FORCHHEIMER (1901):

$$i = a \cdot v + b \cdot v^2 \tag{Gl. 2.3}$$

mit

- *i* hydraulischer Gradient
- v Strömungsgeschwindigkeit
- a, b Faktoren

Zur Bestimmung der Faktoren *a* und *b* zur Lösung des nicht linearen Strömungsgesetzes sei hier auf Kapitel 3.1 verwiesen.

# 2.3 Turbulente Rohrströmung

Wird ein Rohr von einem Fluid durchströmt, entsteht eine Schubspannung  $\tau_y$ , die von der kinematischen Viskosität  $\mu$  und der Strömungsgeschwindigkeit  $v_y$  abhängt (Abb. 2.3).



Abb. 2.3: Schubspannung in einem Rohr infolge Durchströmung

Die Schubspannungsverteilung  $\tau$  über den Querschnitt in einem von einem Fluid durchströmten Rohr kann allgemein nach PRANDTL (1944) mit Gl. 2.4 beschrieben werden. Diese Gleichung berücksichtigt auch den Fall der turbulenten Strömung und setzt sich zusammen aus einem Term für den Mittelwert der Zähigkeitsspannung (laminarer Anteil) und einem Term für die scheinbare Schubspannung der Turbulenz (PRANDTL 1944).

$$\tau = \underbrace{\mu \cdot \frac{\partial v}{\partial y}}_{la \min ar} + \underbrace{\rho \cdot \kappa^2 \cdot y^2 \cdot \left(\frac{\partial v}{\partial y}\right)^2}_{turbulent}$$
(Gl. 2.4)

mit:

- au Schubspannung
- μ dynamische Zähigkeit des Wassers
- v Strömungsgeschwindigkeit
- y Koordinate in radialer Richtung des Kreisrohres
- *ρ* Dichte des strömenden Fluids
- *κ* universelle Konstante (siehe PRANDTL 1944)

Eine Lösung für diese Differentialgleichung unter Annahme einer konstanten Schubspannung und unter Verwendung der Versuchsergebnisse für den wandnahen Bereich von NIKU-RADSE (1932) erhält PRANDTL:

$$v = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \cdot \left( 5,52 \cdot \log\left(\frac{y}{v} \cdot \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}\right) + 5,84 \right)$$
(GI. 2.5)

In (GI. 2.5) kann für die Wurzel des Verhältnisses von Schubspannung  $\tau$  zu Dichte  $\rho$  auch die Schubspannungsgeschwindigkeit  $v^*$ geschrieben werden:

$$v^* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \tag{GI. 2.6}$$

Hierin ist

au Wandschubspannung

 $\rho$  Dichte

Wobei es sich bei  $v^*$  in (Gl. 2.6) jedoch nicht um eine Strömungsgeschwindigkeit handelt (MALCHEREK 2001).

### 2.4 Kontakterosion

Bei geotechnischen Bauwerken wie Dämmen und Deichen (Abb. 2.4) liegen in vielen Fällen geschichtete Bodenprofile vor. Infolge der Grundwasserströmung kann es zu einer Suffosion oder Erosion an der Kontaktfläche zwischen zwei Bodenschichten kommen. Die Abb. 2.4 zeigt am Beispiel eines Dammkörpers die typischen Stellen von Transportvorgängen im Erdkörper. An Hand der Darstellung ist eine Kontakterosion infolge Wasserspiegelabsenkung (a), eine Kontakterosion infolge schichtennormaler Anströmung (b), ein hydraulischer Durchbruch der bindigen Deckschicht mit nachfolgender rückschreitender Erosion (c und d), eine Kontakterosion zwischen Deckschicht und wasserführender Schicht (e) und eine innere Suffosion (f) möglich.



Abb. 2.4: Dammkörper mit Typeneinteilung nach ZIEMS (1968, siehe Abb. 2.5) und Orten möglicher Instabilitäten

An Hand der Strömungsrichtung im geschichteten Boden lassen sich Typen definieren, deren Einteilung auf ZIEMS (1968) zurückgeht. Die Abb. 2.4 zeigt das Schema nach ZIEMS, das für nicht bindige Böden festgelegt wurde.

	fein	grob	foin arch
	grob	fein	
	Typ 1 / 1	Typ 1 / 2	Typ 1 / 3
	Тур 2 / 1	Тур 2 / 2	Тур 2 / 3
->	Тур 3 / 1	Тур 3 / 2	Тур 3 / 3



Hervorzuheben sei hier der in Abb. 2.4 dargestellte Typ 2/2 (≙ b und d in Abb. 2.4). Dabei handelt es sich um einen hydraulisch bedingten Durchbruch der bindigen Basisschicht, die

den eigentlichen Dammkörper unterlagert. Erkannt werden kann dieser Durchbruch durch einen sogenannten Auswurftrichter, wie ihn Abb. 2.6 zeigt. Die Folge dieses Durchbruches ist eine rückschreitende Erosion in der Kontaktzone zwischen feinkörniger und grobkörniger Schicht. Erreicht diese rückschreitende Erosion die Wasserseite des Dammkörpers, wird der Dammkörper unterströmt und kann Brechen.



Abb. 2.6: Auswurftrichter aus Sand auf der Luftseite eines Deiches im Bereich des Niederrheins nach Rückgang des Hochwassers (SAUCKE 2004)

Die Kontakterosion (Abb. 2.7) wird als Erosion an der Kontaktfläche zweier unterschiedlich zusammengesetzter Erdstoffe verstanden, wobei der feinere Erdstoff erodiert und die innere Stabilität geht verloren, sodass es zu einer Setzung oder zu einem Grundbruch kommen kann. Bei der Kontakterosion finden die gelösten Teilchen des feineren Erdstoffs in den Poren des gröberen Erdstoffs Platz, und es ergibt sich die Möglichkeit des weiteren Transportes der gelösten Teilchen in diesem "neuen Erdstoff". Von Kontaktsuffosion spricht man, wenn infolge des Teilchentransportes an der Schichtgrenze die Stabilität des Korngerüstes nicht verloren geht.



Abb. 2.7: Kontakterosion infolge hydraulischer Durchströmung

Bei der Kontaktsuffosion wird ebenfalls der feinere Erdstoff an der Kontaktfläche zweier unterschiedlicher Erdstoffe abgelöst und im Porenkanal des gröberen Erdstoffes durch die Wasserströmung weiter transportiert.

Zur Bestimmung der Sicherheit gegen Kontakterosion schlägt die gängige Literatur geometrische und hydraulische Kriterien für nicht bindige Basiskörner vor (BUSCH 1993):

Kontakterosion:

• geometrisches Kriterium:

$$\eta_{KE,G} = \frac{d_{I,maBg}}{0.4 \cdot d_{K,II} \cdot C_{II}} \ge 1.5$$
(Gl. 2.7)

mit:

<b>d</b> <sub>l,maßg</sub>	Kornfraktion, die die Porenkanäle des gröberen Erdstoffes nicht	
	passie	ert
C <sub>II</sub>	Formfaktor, in Abhängigkeit der Kornform	
$d_{K,II} = 0,455 \cdot \sqrt[6]{U} \cdot e \cdot d_{17}$	Porenkanaldurchmesser des gröberen Erdstoffes mit:	
	U	Ungleichförmigkeitszahl
	е	Porenzahl
	$d_{17}$	Korndurchmesser bei 17 % Massendurchgang

hydraulisches Kriterium

$$\eta_{KE,H} = \frac{i_{KE,krit}}{i_{I,vorh}} \le 1.5$$
(Gl. 2.8)

mit

$$i_{KE,krit} = (1-n) \cdot (\rho_s - \rho_w) / (\rho_w)$$
 (GI. 2.9)

Wobei gilt:

;	totoöobliob	vorbondonor	bydrouliochor	Gradiant
I,vorh	laisacimen	vomanuener	nyuraulischer	Grauleni

- n Porenanteil
- $\rho_s$  Feststoffdichte (im allg. 2,65 g/cm<sup>3</sup>)
- $\rho_W$  Dichte des Wassers (für Wasser 1 g/cm<sup>3</sup>)

Diese Beziehungen gelten jedoch nur für nicht bindige Erdstoffe, die hinsichtlich ihrer Kontakterosionsanfälligkeit untersucht werden sollen.

Wie schon ZIEMS (in Busch / Luckner 1993) beschrieb, ist der hydraulische Gradient, der zur Kontakterosion führt, auch von der Normalspannung in der Kontaktfläche abhängig. Je größer diese Spannung ist, desto fester sind die einzelnen Körner im Gerüst verspannt. Eine Berücksichtigung der Auflastspannung ist in den zuvor vorgestellten Formulierungen zur Bestimmung der Sicherheit gegen Kontakterosion jedoch nicht enthalten.

### 2.5 Wellen in geschichteten Flüssigkeiten

Bereits REYNOLDS (1883) fand bei seinen Untersuchungen in einer Rinne heraus, dass an der Grenze zwischen zwei geschichteten Fluiden (Abb. 2.8) unterschiedlicher Dichte Wellen im Grenzbereich auftreten. Die waagerechte Grenzfläche zwischen zwei solchen Fluiden ist unter der Wirkung der Schwere zu ähnlichen Wellenbewegungen fähig wie die freie Oberfläche einer Flüssigkeit (PRANDTL 1944). Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit c der Wellen an der Grenzfläche ergibt sich zu:

$$c = \sqrt{\frac{g \cdot \lambda}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_1 + \rho_2}}$$
(GI. 2.10)

Nach PRANDTL (1944) existieren bei den gegeneinander ruhenden Flüssigkeiten für gegebene Wellenlänge  $\lambda$  zwei Lösungen für die Fortpflanzungsgeschwindigkeit *c*. Diese Lösungen beschreiben eine Wellenbewegung nach rechts und eine nach links, entsprechend ihren Vorzeichen. Die Wellenlänge  $\lambda$  beschreibt den Abstand zweier benachbarter Wellenberge oder Wellentäler (siehe Abb. 2.8).



Abb. 2.8: Welle in geschichteten Flüssigkeiten (KOZENY 1953)

Bewegen sich die zwei Flüssigkeiten zueinander mit dem Geschwindigkeitsdelta  $\Delta v_{\infty}$ , so sind hier zwei Lösungen für die Fortpflanzungsgeschwindigkeit *c* vorhanden. Nach PRANDTL (1944) gilt, dass für so große Wellenlängen  $\lambda$ , bei denen die Fortpflanzungsgeschwindigkeit *c* nach Gl. 2.10 immer noch groß gegenüber der Relativgeschwindigkeit  $\Delta v_{\infty}$  ist, die beiden Fortpflanzungsgeschwindigkeiten *c* (nach links und nach rechts) immer noch von verschiedenem Vorzeichen sind. Mit abnehmender Wellenlänge  $\lambda$  jedoch wird ihr Unterschied immer kleiner und bei einem Grenzwert  $\lambda_{krit}$  fallen sie zusammen. Die kritische Wellenlänge  $\lambda_{krit}$ kann nach PRANDTL mit der (Gl. 2.11) bestimmt werden.

$$\lambda_{krit} \ge \frac{2 \cdot \pi \cdot \Delta v_{\infty}^2}{g} \cdot \frac{\rho_1 \cdot \rho_2}{\rho_2^2 - \rho_1^2}$$
(Gl. 2.11)

Hier gilt:

π	Kreiszahl
λ	Wellenlänge
$\Delta V_{\infty}$	Relativgeschwindigkeit zwischen Fluid 1 und Fluid 2
g	Erdbeschleunigung
$ ho_1$	Dichte des Fluids 1
$ ho_2$	Dichte des Fluids 2

Nimmt  $\lambda$  einen kleineren Wert ein, brechen die Wellen und eine Vermischung der beiden Fluide setzt ein. Ein ähnliches Verhalten erkannte bereits REYNOLDS bei seinen Versuchen in der Rinne mit geschichteten Flüssigkeiten und entgegengesetzten Strömungsrichtungen der Fluide (REYNOLDS 1883).

Unter Anwendung des Instabilitätsdiagramms von TOLLMIEN (1929) lässt sich eine kritische Strömungsgeschwindigkeit  $v_{krit}$  herleiten, bei der es zu einem Durchmischen der beiden Fluide bzw. zu einem Wellenumschlag der Grenzwelle kommt. Dieses Diagramm stellt den Zusammenhang von Kreiswellenzahl  $\alpha$  multipliziert mit der Grenzschichtdicke  $\delta_1$  und der Reynoldszahl *Re* dar. Bei bestimmten Wertepaaren liegen stabile und bei anderen bestimmten Wertepaaren instabile Bereiche vor (Abb. 2.9).



Abb. 2.9: Instabilitätsdiagramm des laminaren Grenzschichtprofils der ebenen Platte nach TOLLMIEN (1929)

TOLLMIEN (1929) fand, dass für eine Grenzreynoldszahl *Re<sub>krit</sub>* nur noch ein Wertepaar, also sozusagen eine Grenzkreiswellenzahl, vorhanden ist. Für diese Grenzreynoldszahl gilt:

$$Re_{krit} = \frac{V_{\infty} \cdot \delta_1}{V} = 420 \tag{GI. 2.12}$$

mit

- *v*<sub>∞</sub> Strömungsgeschwindigkeit der ungestörten Außenströmung außerhalb der Grenzschicht
- $\delta_1$  Grenzschichtdicke

v kinematische Zähigkeit

Die sich aus seinen Untersuchungen ergebende Kurve umschließt das Gebiet der labilen Schwingungen (TOLLMIEN 1929, Abb. 2.9). Aus dieser Darstellung ergibt sich eine kritische Kreiswellenzahl  $\alpha \cdot \delta_1$  bei Instabilität (WHITE 1991) von:

$$\alpha \cdot \delta_1 \approx 0.35 . \tag{Gl. 2.13}$$

Hierin ist:

 $\delta_1$  Grenzschichtdicke

 $\alpha$  Wellenzahl

Betrachtet man eine reale Flüssigkeit, ist die Geschwindigkeit an den begrenzenden Wänden stets Null, da die wandnahen Moleküle des Fluids an der Wand haften. Dabei erfolgt der Übergang von der lokalen Strömungsgeschwindigkeit an der Wand (v = 0) zur weit von der Wand entfernten, praktisch ungestörten Außenströmung  $v_{\infty}$ , in einer wandnahen Schicht. Diese Übergangsschicht wird als Grenzschicht bezeichnet, deren Dicke  $\delta_1$  sich mit (Gl. 2.14) ermitteln lässt.

$$\delta_1 = \int \left(1 - \frac{v}{v_{\infty}}\right) dy \tag{GI. 2.14}$$

Die Kreiswellenzahl  $\alpha$  lässt sich durch die Wellenlänge  $\lambda$  definieren (PRANDTL ET AL. 1984):

$$\alpha = \frac{2 \cdot \pi}{\lambda} \tag{GI. 2.15}$$

Setzt man nun (Gl. 2.13) in (Gl. 2.15) ein und löst nach der Wellenlänge  $\lambda$  auf, so erhält man:

$$\lambda = \frac{2 \cdot \pi \cdot \delta_1}{0.35} \tag{GI. 2.16}$$

Nach WHITE (1991) handelt es sich hierbei um die kleinste instabile Wellenlänge  $\lambda_{min}$ , sodass man für (Gl. 2.16) schreiben kann:

$$\lambda_{\min} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \delta_1}{0.35} \tag{GI. 2.17}$$

Umgestellt ergibt sich aus (Gl. 2.17)

$$\frac{2 \cdot \pi}{\lambda_{\min}} \cdot \delta_1 = 0.35 \tag{Gl. 2.18}$$

Führt man nun (Gl. 2.18) und (Gl. 2.12) zusammen, indem man zuvor nach der Grenzschichtdicke  $\delta_1$  auflöst und formt dann nach  $\lambda_{min}$  um, so erhält man:

$$\lambda_{\min} = 7.540 \cdot \frac{v}{v_{\infty}} \tag{Gl. 2.19}$$

Da es sich hierbei um eine kritische Wellenlänge handelt, kann (Gl. 2.19) auch geschrieben werden als:

$$\lambda_{krit} = 7.540 \cdot \frac{v}{v_{\infty}} \tag{GI. 2.20}$$

Setzt man diese kritische Wellenlänge  $\lambda_{krit}$  in die allgemeine Formulierung nach PRANDTL (1944) für die kritische Wellenlänge (Gl. 2.11) ein, so kann man nach der Strömungsgeschwindigkeit  $\Delta v_{\infty}$  auflösen, die somit die kritische Strömungsgeschwindigkeit darstellt:

$$\Delta v_{\infty} = 10,53 \cdot \left( \frac{\rho_1^2 - \rho_2^2}{\rho_1 \cdot \rho_2} \cdot g \cdot v \right)^{1/3}$$
(Gl. 2.21)

Hier gilt:

- $\rho_1$  Dichte des Fluids 1
- $\rho_2$  Dichte des Fluids 2
- g Erdbeschleunigung
- v kinematische Zähigkeit des strömenden Fluids

Geht man nun davon aus, dass sich die eine Flüssigkeit in Ruhe befindet, kann das ⊿ in (Gl. 2.21 entfallen.

# 2.6 Kritischer hydraulischer Gradient

Liegt geschichteter Boden vor, wobei man das feinere Material als Basiskorn und das gröbere Material als Filterkorn bezeichnet, so kann es bei einer Durchströmung zu einem Materialtransport an der Schichtgrenze kommen. Nimmt der hydraulische Gradient *i* eine kritische Größe ein, so wird auch der Materialtransport kritisch und man spricht von Erosion. Es ist zu unterscheiden zwischen dem kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  bei der schichtennormalen und bei der schichtenparallelen Durchströmung. ZIEMS (1968) definiert den kritischen Gradienten  $i_{krit}$  für die schichtennormale Durchströmung als den Gradienten, bei dem eine erste Kornbewegung in der Kontaktfläche zwischen Filter- und Basiskorn beobachtet werden kann.

BRAUNS (1985) gibt eine Definition für den kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  bei der schichtenparallelen Durchströmung an. Kommt es an der Schichtgrenze zu einer visuell erkennbaren Ausspülung des Basiserdstoffes, so liegt hier der kritische hydraulische Gradient vor.

# 3. Stand des Wissens

# 3.1 Die Faktoren a und b des nicht linearen Strömungsgesetzes

Eine experimentelle Bestimmung der Parameter *a* und *b* des nicht linearen Strömungsgesetzes nach Gl. 2.3 findet sich bei VALENTIN (1970). Die Faktoren *a* und *b* können nach VALEN-TIN mit Hilfe der Darstellung

$$\left(\frac{1}{v}\right) \cdot i = a + b \cdot v \tag{GI. 3.1}$$

leicht bestimmt werden, wenn man in einem entsprechenden Diagramm auf der Abszissenachse v und auf der Ordinatenachse i/v aufträgt (siehe Abb. 3.1).

Er bestimmt *a* als Schnittpunkt mit der Ordinaten-Achse. Zu der Bestimmung von *b* wird das Verhältnis von Ordinatenwert zu Abszissenwert gebildet. Es gilt:

$$b = \frac{(i/v)}{v} \tag{GI. 3.2}$$

VALENTIN untersuchte das nicht-lineare Strömungsgesetz mit idealisierten Stabreihen, die gekreuzt und parallel angeordnet waren und mit einem Kies (5 - 7 mm). Er erkannte bei seinen Versuchen, dass bei den untersuchten Medien das Durchströmungsverhalten in Abhängigkeit der Filtergeschwindigkeit unterschiedlich ist. Er stellte fest, dass sich die Parameter *a* und *b* bei geänderten Strömungsgeschwindigkeiten veränderten.



Abb. 3.1: Bestimmung der Beiwerte für das nicht-lineare Widerstandsgesetz nach Valentin (1970)

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der beiden Faktoren *a* und *b* des nichtlinearen Strömungsgesetzes findet sich auch bei KOVACS (1969), der die Abhängigkeit zwischen hydraulischem Gradienten und Strömungsgeschwindigkeit unter Berücksichtigung der Reynoldszahl *Re* beschreibt und drei Strömungsbereiche definiert:

- Der erste Bereich ist die Zone der laminaren Strömung (Darcy Bereich) ohne Beeinflussung durch Trägheitskräfte *Re* ≤ 10
- Der zweite Bereich unterteilt sich in zwei Teilbereiche, in so genannte Übergangszonen, in denen sowohl Reibungs- als auch Trägheitskräfte eine bedeutende Rolle spielen. Es wird unterteilt in eine erste Übergangszone, den so genannten Lindquist-Bereich (10 ≤ *Re* ≤ 100), und in eine zweite Übergangszone (100 ≤ *Re* ≤ 1.000)
- Der dritte Strömungsbereich ist der Froude-Bereich (*Re* > 1.000). Hier sind hauptsächlich die Trägheitskräfte für den Strömungsvorgang maßgebend. Die Strömung ist turbulent.

Kovacs gibt für die zuvor genannten drei Strömungsbereiche folgende Lösungen für den Zusammenhang zwischen dem hydraulischen Gradienten *i* und der Filtergeschwindigkeit der Grundwasserströmung *v* an:

■ Erster Bereich (Darcy-Bereich, *Re* ≤ 10):

$$i = \frac{1}{k} \cdot v \tag{GI. 3.3}$$

• Erste Übergangszone (Lindquist-Bereich,  $10 \le Re \le 100$ )

$$i = a_1 \cdot v + b_1 \cdot v^2 \tag{GI. 3.4}$$

mit:

$$a_1 = \frac{0.8}{k}$$

und

$$b_1 = 0.02 \cdot \frac{Re}{k \cdot v}$$

• Zweite Übergangszone ( $100 \le Re \le 1.000$ )

$$i = a_2 \cdot v + b_2 \cdot v^2 \tag{GI. 3.5}$$

wobei für:

$$a_2 = \frac{2}{k}$$

und

$$b_2 = 0,008 \cdot \frac{Re}{k \cdot v}$$

gilt.

Dritter Bereich (Froude-Bereich, *Re* > 1.000)

$$i = \frac{v}{100 \cdot k} \cdot Re \tag{GI. 3.6}$$

Für die Bestimmung der Faktoren a und b definiert KOVACS die Reynoldszahl Re, wie folgt:

$$Re = \frac{4}{(1-n)\cdot\alpha} \cdot \frac{d_w \cdot v}{v}$$
(Gl. 3.7)

Es gilt:

k Durchlässigkeitsbeiwert

n Porenanteil

- $d_W$  effektiver Korndurchmesser nach KOZENY (1953)
- v kinematische Zähigkeit

 $\alpha$  Gestaltfaktor

Die Durchlässigkeit, von KOVACS als  $k_D$  bezeichnet, kann mit (Gl. 3.8) bestimmt werden:

$$k_D = \frac{1}{5} \cdot \frac{g}{v} \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2} \cdot \left(\frac{d_w}{\alpha}\right)$$
(Gl. 3.8)

Eine weitere, analytische Bestimmung der Faktoren *a* und *b* des nichtlinearen Strömungsgesetzes findet sich bei WITTMANN (1980). Für die Bestimmung ist lediglich die Kenntnis der Kornverteilung und der Lagerungsdichte nötig. WITTMANN (1980) stellt hierzu eine analytische Formulierung zur Ermittlung der Filtergeschwindigkeit in Abhängigkeit des hydraulischen Gradienten vor, deren Genauigkeit für grobkörnige Filterstoffe auch von BRAUNS (1985) bestätigt wird.

$$i = \frac{1}{k} \cdot v + b \cdot v^2 \tag{GI. 3.9}$$

Für die analytische Bestimmung von *k* unterscheidet WITTMANN zwischen der homodispersen und der heterodispersen Kugelschüttung. Für die heterodisperse Kugelschüttung, d.h.

für eine Zufallspackung aus unterschiedlichen Kugelgrößen, lautet die Gleichung zur Bestimmung von *k*:

$$k = \frac{1}{C} \cdot \frac{n^{3} \cdot \gamma_{w}}{(1-n)^{2} \cdot \eta} \cdot \underbrace{\left( \underbrace{\sum_{i=1}^{m} \Delta p_{m,i}}_{\sum_{i=1}^{m} \frac{\Delta p_{m,i}}{d_{i}}} \right)^{2}}_{d_{w}}$$
(Gl. 3.10)

Hierin ist:

- *C* Formfaktor (KOZENY/CARMAN = 1/180 siehe BEAR 1972; FAIR/HATCH = 1/180 ÷ 1/296 siehe BUSCH / LUCKNER 1993)
- n Porenanteil
- $\gamma_w$  Wichte des Wassers
- $\eta$  dynamische Zähigkeit des Wassers
- d Korndurchmesser
- *∆p<sub>m</sub>* Massenanteil
- *d*<sub>w</sub> wirksamer Korndurchmesser

Liegt eine homodisperse Kugelschüttung (Einkugelschüttung) vor, kann k mit:

$$k = \frac{1}{C} \cdot \frac{n^3 \cdot \gamma_W}{(1-n)^2 \cdot \eta} \cdot d^2$$
 (Gl. 3.11)

bestimmt werden. WITTMANN stellt bei seinen Untersuchungen fest, dass ein Wert von C = 270 (Gl. 3.11) gute Ergebnisse im Vergleich zu seinen experimentell ermittelten Werten liefert.

Zur Bestimmung des Parameters *b* schlägt WITTMANN folgende Beziehung vor:

$$b = \frac{\lambda_v}{n^2 \cdot T^2 \cdot 2 \cdot g \cdot d_w}$$
(Gl. 3.12)

Hier sind:

- n Porenanteil des Bodens
- T Tortuosität

- g Erdbeschleunigung
- *d*<sub>w</sub> wirksamer Korndurchmesser
- λ<sub>v</sub> mittlerer tatsächlicher Verlustbeiwert

Zur Bestimmung des Verlustbeiwertes  $\lambda_{\nu}$  wird von WITTMANN ein veränderlicher Rohrquerschnitt zu Grunde gelegt. Wittmann zitiert NAUDASCHER (1972) und leitet über die Porenverteilung Werte von 2,24 und 4,48 für einen mittleren Verlustbeiwert seines untersuchten Materials ab. BRAUNS (1985) schlägt für  $\lambda_{\nu}$  einen Wert von 4 vor. Der tatsächliche Verlustbeiwert  $\lambda_{\nu}$  muss jedoch für verschiedene Böden experimentell bestimmt werden.

Die Tortuosität T stellt das inverse Verhältnis der tatsächlichen Porenkanallänge L<sub>e</sub> zu seiner in senkrecht zur Durchströmungsrichtung projizierten Länge dar (BEAR 1972):

$$T = \frac{L}{L_e} \tag{GI. 3.13}$$

Die Tortuosität nimmt somit immer Werte kleiner 1 an (WITTMANN 1980).

# 3.2 Kritischer hydraulischer Gradient bei der schichtennormalen Durchströmung

Nach WITT / BRAUNS (1988) zeigt der Vergleich verschiedener Kriterien zur Abschätzung der Stabilität eines Basismaterials gegenüber hydraulischen Kräften, dass sich die rein geometrischen Betrachtungen mit abnehmendem Korndurchmesser des Basismaterials als zunehmend konservativ erweisen. Liegen Schluffe oder Tone als Basismaterial vor, stellen die (an gröberen Erdstoffen ermittelten) geometrischen Kriterien selbst bei starker hydrodynamischer Beanspruchung eine untere Schranke des Grenzzustandes dar. Die Filtration wird in diesem Korngrößenbereich zunehmend durch die hydrodynamischen Effekte kontrolliert.

Im Folgenden sollen die bisherigen Arbeiten zur Untersuchung der Mechanismen bei der hydraulischen Kontakterosion infolge schichtennormaler Durchströmung vorgestellt werden.

#### 3.2.1 Untersuchungen von Istomina

Zur Untersuchung der Kontakterosion verschiedener bindiger Böden führte ISTOMINA (1957) Laborversuche mit konstantem und mit stufenweise erhöhtem hydraulischem Gradienten
durch. Für die bindigen Böden wurden Schluff, lehmiger Sand und Ton verwendet. Als Filtermaterial diente eine gelochte Platte (Lochdurchmesser  $D_0 = 6$  cm, Abb. 3.2). ISTOMINA machte keine Angaben über die angesetzte Auflastspannung. Auf Grund ihrer Literaturangaben musste ISTOMINA davon ausgehen, dass keine Spannungsabhängigkeit des kritischen hydraulischen Gradienten vorliegt. ISTOMINA zitiert die Arbeit von Izbasch und Kozlowa, die Versuche mit Schluff als Basismaterial und mit mineralischem Filtermaterial mit einem Durchmesser von D = 2 – 3 mm bis D = 12 – 15 mm durchführten. Als Auflastspannung  $\sigma$ verwendeten sie 20 bis 500 kN/m<sup>2</sup>. Die Versuche von Izbasch und Kozlowa zeigten, dass keine Abhängigkeit der kritischen Strömungsgeschwindigkeit von der Auflastspannung vorliegt.



Abb. 3.2: Versuchsanordnung von ISTOMINA (1957)

Die Abb. 3.3 und Abb. 3.4 zeigen die Versuchsergebnisse ISTOMINAS mit wachsendem hydraulischem Gradienten. Die Ergebnisse zeigen die Abhängigkeit des kritischen hydraulischen Gradienten vom Wassergehalt und von der Trockendichte der bindigen Probe für verschiedene Böden. Die Unterscheidung der Versuchsböden nahm ISTOMINA in Abhängigkeit der Fließgrenze vor.



 Abb. 3.3: Kritischer hydraulischer Gradient in Abhängigkeit des Wassergehaltes für Böden mit unterschiedlicher Fließgrenze, D<sub>0</sub> = 6 cm: 1. sandiger Lehm, 2. borovitschskij Lehm ,3. orotkoiskiji Lehm, 4. künstlicher Lehm, 5. borovitschkiji gebänderter Lehm, 6. Kaolinton (ISTOMINA 1957)



**Abb. 3.4:** Kritischer hydraulischer Gradient in Abhängigkeit der Trockendichte für Bö den mit unterschiedlicher Fließgrenze,  $D_0 = 6$  cm: 1. sandiger Lehm, 2. borovitschskiji Lehm, 3. ortokoiskiji Lehm, 4. künstlicher Lehm, 5. borovitschskiji gebänderter Lehm, 6. Kaolinton (ISTOMINA 1957)

Eine weitere Darstellung zeigt die Abhängigkeit des hydraulischen Gradienten vom Wassergehalt der bindigen Bodenprobe für unterschiedliche Lochdurchmesser einer angeströmten Lochplatte. Dieser Darstellung ist deutlich zu entnehmen, dass bei abnehmendem Lochdurchmesser *D*<sub>0</sub> der kritische hydraulische Gradient größer wird.



**Abb. 3.5:** Kritischer hydraulischer Gradient in Abhängigkeit des Wassergehaltes für unterschiedliche Porendurchmesser bzw. Lochdurchmesser (ISTOMINA 1957)

Eine zweite Versuchsreihe führte ISTOMINA mit einem konstanten hydraulischen Gradienten durch, wobei sie für die bindigen Böden Löß, Lehm und Ton verwendete. Die Versuchsdauer lag zwischen 1 und 3 Jahren, bis es zu einer Erosion an der Kontaktstelle zwischen dem bindigen Boden und dem Filtermaterial kam, wobei der hydraulische Gradient zwischen i = 1 und i = 3 lag.

Auf Grundlage dieser Untersuchungen stellte ISTOMINA (1957) einen Bemessungsvorschlag vor, bei dem die Größe eines Tonteilchens des bindigen Bodens dem maßgebenden Porendurchmesser  $d_p$  des Filtermaterials gegenüberstellt. Der maßgebende Porendurchmesser  $d_p$  des Filtermaterials wird nach der Gleichung von PAVCIC (Gl. 3.14, Herleitung siehe ZIEMS 1969) bestimmt:

$$d_{p} = 0,535 \cdot \sqrt[6]{U} \cdot e \cdot d_{17} \tag{Gl. 3.14}$$

mit:

U Ungleichförmigkeitszahl

e Porenzahl

d<sub>17</sub> Korndurchmesser bei 17 % Massendurchgang

Der Durchmesser *d* des Aggregates kann nach Istomina in Abhängigkeit des vorhandenen hydraulischen Gradienten *i* bestimmt werden.

$$d = \pm \sqrt{\frac{0,214}{i-1}}$$
 (Gl. 3.15)

Die Konstante 0,214 in (Gl. 3.15) ergibt sich aus den Molekularkräften unter Berücksichtigung eines Quarzitanteils von etwa 50 % im untersuchten bindigen Boden.

Für die praktische Anwendung und Bemessung schlägt ISTOMINA (Gl. 3.16 vor, um eine Sicherheit gegen Erosion bei der schichtennormalen Durchströmung zu gewähren.

$$d_p \le d \tag{GI. 3.16}$$

Bei den Untersuchungen und Formulierungen zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten wurde die wirksame Spannung an der Kontaktzone zwischen Filter- und Basiserdstoff von Istomina nicht berücksichtigt. Allein die innere Festigkeit des bindigen Materials und die Porendurchmesser des Filtermaterials waren maßgebend für die Bemessung.

## 3.2.2 Der Ansatz von Davidenkoff

Von DAVIDENKOFF (1976) wird ein Näherungsverfahren vorgestellt, mit dem der kritische hydraulische Gradient bei der schichtennormalen Durchströmung eines bindigen Bodens abgeschätzt werden sollte. Grundlage seiner Überlegungen ist das in Abb. 3.6 dargestellte System, aus dem DAVIDENKOFF ein Bemessungsschema abgeleitet hat.

Nach der Ansicht von MÜLLNER (1991) ist jedoch bei der Anwendung der Bemessungsgleichung von Davidenkoff der Austrittgradient  $i_a$  und nicht der mittlere hydraulische Gradient ianzusetzen. Die begründet Müllner damit, dass sich im Bereich des Austrittsquerschnittes, also im Bereich des Loches, die Potentiallinien konzentrieren und somit hier auch der hydraulische Gradient erhöht.

MÜLLNER gibt für die Berechnung des Austrittsgradienten die folgende Gleichung an:

$$i_a = i \cdot (0.70 + \frac{0.3}{n})$$
 (GI. 3.17)



Abb. 3.6: Kräfte- und Geometrieansatz nach DAVIDENKOFF (1976)

Nach seinen Überlegungen würde im Grenzbereich zwischen Basis- und Filtermaterial zusammenhängendes Bodenvolumen von der übrigen bindigen Bodenmasse durch die hydraulische Strömung herausgerissen. Auf Grund einer vereinfachten Betrachtung des Grenzgleichgewichts eines Bodenelementes an der Grenzfläche des Dränageprismas unter der Wirkung der Schwerkraft und der Strömungskräfte einer aus dem Dammkörper austretenden Sickerströmung erhielt DAVIDENKOFF (1964) folgende Gleichung:

$$d_{F,50} = \frac{15 \cdot c_0}{\eta \cdot (\gamma' \cdot \cos \alpha + \gamma_W \cdot i)}$$
(GI. 3.18)

Mit

d<sub>F,50</sub> Korndurchmesser bei 50 % Massendurchgang des Filtermaterials

- *c*<sub>0</sub> Zugwiderstand des bindigen Materials
- $\eta$  Sicherheitsgrad
- Y Wichte des Bodens unter Auftrieb
- $\gamma_w$  Wichte des Wassers
- *i* hydraulischer Gradient
- α Neigung der Grenzfläche zwischen Filter- und Basismaterial

Um diese Näherungsformel zu verifizieren, führte DAVIDENKOFF Durchströmungsversuche durch. Hierbei wurde eine bindige Bodenprobe mit einer einfach gelochten Bodenplatte in Kontakt gebracht und von oben nach unten durchströmt (siehe Abb. 3.7).



Abb. 3.7: Gerät zur Nachprüfung der (Gl. 3.18) nach DAVIDENKOFF (1976)

Von DAVIDENKOFF wurden verschiedene Mischungen aus einem Löß- und einem Tonboden untersucht. Die Mischung für den jeweiligen Versuch wurde in einer Konsistenz nahe der Fließgrenze unter einer konstanten Last von 0,13 MN/m<sup>2</sup> verdichtet. Eine ausgestochene Probe wurde dann in den Durchlässigkeitsapparat (Abb. 3.7) so eingebaut, dass der Austritt des durchgesickerten Wassers nur durch die untere Öffnung, die die Pore einer Filterschicht darstellen sollte, erfolgen konnte.

Bei den Versuchen wurde der hydraulische Gradient so lange erhöht, bis ein Aggregat des bindigen Bodens durch die Öffnung herausfiel (Abb. 3.8). Er erkannte bei seinen Versuchen, dass nur zusammenhängende Bodenvolumina aus der Öffnung herausfielen, aber keine einzelnen Bodenteilchen. Der vorhandene hydraulische Gradient, der dieses Herausfallen bedingte, wurde dann von DAVIDENKOFF als kritischer hydraulischer Gradient definiert.



Abb. 3.8: Bodenfläche am unteren Ende der Bodenprobe nach dem Versuch (DA-VIDENKOFF 1976)

In der Tab. 3.1 sind die untersuchten Böden und Versuchsergebnisse der von DAVIDENKOFF durchgeführten Durchsickerungsversuche aufgeführt.

Nr.	Kornzusammensetzung			Durchmesser	Gefälle bei
	in Gewichtsprozent			der Öffnung	Bruch
	Ton	Schluff	Sand	$D_0$	∆h/l
	< 0,002 mm	0,002 bis	> 0,06 mm	[cm]	[-]
		0,06 mm			
Löß	4	88	8	1,5	13
1	14	77	9	1,5	210
II	22	72	6	2,2	136
	27	68	5	2,2	228
IV	33	65	4	2,2	210

Tab. 3.1:	Versuchsergebnisse von DAVIDENKOFF (	(1976)	)
		• /	

DAVIDENKOFF betrachtete als Grenzzustand erste Kornbewegungen an der Kontaktfläche, nicht den Transport des Basiserdstoffes durch den Filter oder den Durchbruch der gesamten Basisschicht (bindige Schicht). Maßgebend für die Festigkeit gegen Kontakterosion sind der Porendurchmesser des Filters und die Zugfestigkeit des bindigen Basiserdstoffes. Von DAVI-DENKOFF wird der Einfluss der Auflastspannung nicht berücksichtigt.

## 3.2.3 Der Ansatz von Rehfeld

REHFELD (1967) greift den von DAVIDENKOFF ursprünglich schon 1955 vorgestellten Kräfteansatz auf und definierte folgende Punkte:

- 1. Die widerstehenden Kräfte sind nur in Richtung von Sanzutragen
- 2. Die untere Begrenzung ist keine Ebene sie ist regellos. Zur mathematischen Erfassung wählt man zweckmäßigerweise eine Kugel



Abb. 3.9: Kräfte- und Geometrieansatz nach REHFELD (1967)

Aus diesem Kräfteansatz formuliert REHFELD einen Sicherheitsfaktor η:

$$\eta = \frac{3 \cdot c_0}{2 \cdot d_p \cdot (i \cdot \gamma_w + \gamma \cdot \cos \beta_1)}$$
(Gl. 3.19)

Mit

- *c*<sub>0</sub> Zugfestigkeit des bindigen Basiserdstoffes
- *d<sub>p</sub>* Porendurchmesser ermittelt nach PAVCIC, nach (Gl. 3.14)
- *i* hydraulischer Gradient
- $\gamma_w$  Wichte des Wassers
- $\gamma$  Wichte des bindigen Bodens
- $\beta_1$  Winkelbeziehung

Nach REHFELD beinhaltet diese Gleichung keine erfassbaren Sicherheiten. Es steht aber fest, dass verschiedene Faktoren der Gleichung relativ unsicher zu bestimmen sind. Aus diesem Grunde müssen die einzelnen Glieder der Gleichung mit partiellen Sicherheiten belegt werden, um sie für praktische Aufgaben anwenden zu können. REHFELD führte nach eigenen Überlegungen partielle Sicherheiten in (Gl. 3.19) ein und erhielt, um eine Dickenbemessung des Dichtungselementes oder zumindest eine Bestimmung des zulässigen hydraulischen Gradienten *zul i* treffen zu können, folgende Gleichung:

$$zul i = \frac{c_0}{4.4 \cdot d_p \cdot \gamma_w} - \frac{\gamma \cdot \cos \beta_1}{1.1 \cdot \gamma_w}$$
(Gl. 3.20)

REHFELD weist jedoch darauf hin, dass die mit der Gleichung von PAVCIC ermittelten Porendurchmesser für grobes Filtermaterial bei Anwendung anderer Gleichungen um +/- 100 % schwanken können. Die so ermittelte Porengröße stellt jedoch einen guten quantitativen Anhalt für die Ermittlung der Erosionssicherheit dar.

Den von REHFELD (1967) erhaltenen Zusammenhang zur Ermittlung des aufnehmbaren hydraulischen Gradienten stellt Abb. 3.10 dar.



**Abb. 3.10:** Zulässiger hydraulischer Gradient für geneigte Innendichtungen bei  $\cot\beta_1 \sim 2$  bis  $\cot\beta_1 \sim 4$  in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit  $c_0$  und der Porengröße  $d_p$  (REHFELD 1967)

Interessant ist hier die Verfeinerung der Darstellung im niedrigen Gradientenbereich (Abb. 3.11):



**Abb. 3.11:** Zulässiger hydraulischer Gradient für geneigte Innendichtungen bei  $\cot\beta_1 \sim 2$  bis  $\cot\beta_1 \sim 4$  in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit  $c_0$  und der Porengröße  $d_p$  (REHFELD 1967)

Laborergebnisse stellt REHFELD (1967) in seiner Arbeit nicht vor. Entsprechend dem Ansatz von DAVIDENKOFF sind auch bei Rehfeld die entscheidenden Faktoren die Zugfestigkeit  $c_0$ des bindigen Basismaterials und der Porendurchmesser des Filtermaterials, auch hier findet sich keine Abhängigkeit des kritischen hydraulischen Gradienten von der wirksamen Spannung in der Kontaktzone.

## 3.2.4 Der Ansatz von Jung

Nach JUNG (2000) kann Kontakterosion zwischen einer bindigen und einer grobkörnigen Schicht dadurch eintreten, dass Aggregate aus unbelasteten Bereichen der bindigen Schicht herausgerissen werden, die maximal den gleichen Durchmesser haben wie die Poren im groben Material. Ursache für das Herausreißen ist der Porenwasserdruckgradient (siehe Abb. 3.12).



Abb. 3.12: Zum Mechanismus der Kontakterosion (REHFELD 1967)

Zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten *i* stellt JUNG (2000) eine Vereinfachung des Ansatzes von REHFELD vor. Unter der Annahme der Wichte des Wassers von  $\gamma =$  10 kN/m<sup>3</sup> und der Wichte für einen Ton unter Auftrieb von  $\gamma' =$  12 kN/m<sup>3</sup> gilt nach JUNG:

$$i \le \frac{300 \cdot c_u}{d_p} - 1,2$$
 (Gl. 3.21)

Mit

*d<sub>p</sub>* maßgebender Porendurchmesser nach Pavcic (Gleichung 33)

*c*<sub>u</sub> undrainierte Scherfestigkeit

JUNG ersetzt also die Zugfestigkeit  $c_0$  des bindigen Bodens, wie sie bei DAVIDENKOFF oder auch REHFELD maßgebend ist, durch die undrainerte Scherfestigkeit  $c_u$ . Bei bekannter undrainierter Scherfestigkeit  $c_u$  kann somit relativ schnell der aufnehmbare hydraulische Gradient abgeschätzt werden (siehe Abb. 3.13).



Abb. 3.13: Errechnete hydraulische Gradienten, bei denen bei hydrostatischer Belastung Kontakterosion beginnt (JUNG 2000).

Die Abb. 3.13 zeigt deutlich, dass schon bei geringen undrainierten Scherfestigkeiten  $c_u$  und bei kleinen Porendurchmessern  $d_P$  des anstehenden Filtermaterials sehr große hydraulische Gradienten aufgenommen werden können. Ein Auftreten dieser großen hydraulischen Gradienten ist z.B. bei Schleusenanlagen mit geschichtetem Untergrund möglich. Hier kommt es infolge der Wechsellasten zu einem sehr großen Porenwasserüberdruck. Dieser Porenwasserüberdruck kann Größenordnungen annehmen, wie sie in der Abb. 3.13 dargestellt sind.

Entscheidend für die Stabilität des bindigen Basiserdstoffes gegen hydraulische Kräfte ist bei JUNG der Porendurchmesser des angrenzenden Filtererdstoffes und die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  des bindigen Basiserdstoffes. Der von JUNG vorgestellte vereinfachte Ansatz besitzt nur eine Gültigkeit für Tonböden mit einer Auftriebswichte von  $\gamma' = 12$  kN/m<sup>3</sup>, eine Berücksichtigung der Auflastspannung findet sich nicht.

## 3.2.5 Der Ansatz von Zou

Mit Hilfe von physikalischen Überlegungen formulierte ZOU (2000) ein theoretisches Modell zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  bei der schichtennormalen Durchströmung, das den Einfluss der Auflastspannung *p* berücksichtigt. In den Versuchsreihen wurde Ton aus dem Tagebau Hambach als Basismaterial und Kiese, Sande und geloch-

te Filterplatten als Filtermaterial verwendet. Der Ton wurde nach dem Casagrande Plastizitätsdiagramm als anorganischer Ton mit einer hohen Plastizität eingestuft. Die wirksame Kohäsion lag bei  $c' = 10 \text{ kN/m}^2$  und der Reibungswinkel bei  $\varphi' = 13^\circ$  unter normal-konsolidierten Verhältnissen. In Ödometertöpfen und Triaxialversuchsständen wurden die Proben unter variierenden Auflasten bis zum Durchbruch mit steigendem hydraulischen Gradienten von unten nach oben durchströmt. Die verwendeten Filtermaterialien sind in Tab. 3.2 aufgeführt.

Filtermaterial	<b>d</b> <sub>17</sub>	U	е	е	
	[mm]		$p = 400 \text{ kN/m}^2$	$p = 800 \text{ kN/m}^2$	
Mittelsand	0,17	1,92	0,69	0,67	
Grobsand	1,10	1,57	0,82	0,71	
Feinkies	2,10	1,50	0,74	0,72	
Mittelkies	5,00	1,28	0,73	0,71	

 Tab. 3.2:
 Materialparameter der verwendeten Filterschichten

An Hand des in Abb. 3.14 dargestellten statischen Systems formulierten GUDEHUS / ZOU (1999) eine Theorie zur Bestimmung des kritischen hydraulischen Gradienten. Für das System wird eine ausgedehnte Flächenlast mit einer kreisförmigen Aussparung d = 2r betrachtet. Es wird angenommen, dass sich der Erosionskanal am Rand der Aussparung ausbildet (Abb. 3.14). Infolge der Auflast *p* wirken am Rand des potentiellen Erosionskörper die Schubspannung  $\tau$  und die effektive Normalspannung  $\sigma'_x$ . Die Größe des potentiellen Erosionskörpers ergibt sich durch den Radius, die von der maximalen Schubspannung  $\tau_{max}$  definierten Länge und der Annahme einer zylindrischen Ausbildung.

Durch die Auflastspannung *p* wird am Rand des Erosionskanals (Abb. 3.14) eine Schubspannung verursacht, die mit zunehmender Tiefe z einen Maximalwert  $\tau_{max}$  erreicht und danach wieder abnimmt (GUDEHUS / ZOU, 1999). Die Ermittlung der maximalen Schubspannung am Rand des Erosionskanals ist mathematisch sehr aufwändig und beinhaltet eine Reihe von Bodenparametern (die wirksame Kohäsion *c*', den wirksamen Reibungswinkel  $\varphi'$ , die Poissonzahl *v* und den Verformungsmodul  $E_v$ ). Aus dem Verhältnis von maximaler Schubspannung zur Auflastspannung *p* wurde von ZOU der Spannungsbeiwert  $\zeta'$  formuliert, der in der hier vorliegenden Arbeit durch einen einfacheren, mechanisch begründeten Ansatz ersetzt werden.



Abb. 3.14: Potentieller Erosionskanal und Spannungszustand (1 Filterschicht, 2 Übergangsschicht, 3 feinkörnige Bodenschicht, 4 Erosionskanal)

Trägt man die haltenden und die abtreibenden Kräfte am potentiellen zylindrischen Erosionskörper an, so lässt sich eine Sicherheit  $\eta$  formulieren:

$$\eta = \frac{haltende Kräfte}{Einwirkungen}$$

$$= \frac{Scherfestigkeit}{Schubkraft + Strömungskraft - Eigengewicht}$$
(Gl. 3.22)
$$= \frac{2 \cdot c' + \frac{\xi_0}{\xi_1} \cdot \left(\sigma'_{x0} - \frac{\xi_1}{2} \cdot \gamma_w \cdot d_p \cdot i\right)}{\tau_{max} + \left(\gamma_w \cdot \frac{i}{T_1} - \gamma' \cdot \cos\beta\right) \cdot \frac{d_p}{2}}$$

Setzt man die Sicherheit zu 1 und *i* gleich dem kritischen Gradienten  $i_{krit}$ , so erhält man nach Auflösung für  $i_{krit}$ :

$$i_{krit} = \frac{2 \cdot c' - \tau_{max} + \frac{\xi_0}{\xi_1} \cdot \sigma'_{x0} \cdot \tan \varphi' + \frac{d_p}{2} \cdot \gamma' \cdot \cos \beta}{\frac{\gamma_w}{2} \cdot \left(\frac{1}{T_1} + \xi_0 \cdot \tan \varphi'\right) \cdot d_p}$$
(Gl. 3.23)

Hierbei sind:

$c$ und $\phi$	wirksame Scherparameter des bindigen Bodens
$\sigma_{xo}$	Seitendruck (= $K_0 \cdot p$ im ödometrischen Spannungszustand, = $p$ im triaxialen
	Spannungszustand)
β	Neigung der bindigen Bodenschicht zur horizontalen Ebene
<b>İ</b> <sub>krit</sub>	kritischer hydraulischer Gradient, der zum Bruch führt
<i>T</i> <sub>1</sub>	Tortuosität (Definition nach Zou: $T_1 = L_1/L$ )
$d_{ ho}$	Porengröße
ξ0, ξ1	dimensionslose Tiefe ( $\xi_0 = z_0/r$ , $\xi_1 = z_1/r$ )
р	Auflast

Zur Ermittlung des kritischen hydraulischen Gradienten unter Berücksichtigung der Auflastspannung erfordert der Ansatz von ZOU die Ermittlung des Spannungsbeiwertes  $\zeta$ , da dieser eine Bestimmung der maximalen Schubspannung  $\tau_{max}$  unter Kenntnis der Auflast *p* zulässt:

$$\varsigma = \frac{\tau_{max}}{p} \tag{GI. 3.24}$$

Zur Bestimmung der Faktoren  $\xi_0$ ,  $\xi_1$  und  $\zeta$  führte Zou FE-Modellierungen mit den Bodenkennwerten eines hochplastischen Tons aus dem Tagebau Hambach (Zou 2000) durch und konnte an Hand der Ergebnisse für das Verhältnis  $\xi_0/\xi_1$  den Faktor 2 festlegen.

Die Abhängigkeit des Faktors  $\zeta$  von der Auflastspannung p stellte Zou (2000) mit folgender Darstellung dar:



**Abb. 3.15:** Dimensionsloser Schubspannungsfaktor  $\zeta$  in Bezug auf die Auflastspannung p (ZOU 2000)

Die von ZOU durchgeführten Versuche wurden unter einer Auflast von  $p = 400 \text{ kN/m}^2$  und  $p = 800 \text{ kN/m}^2$  durchgeführt. Die zur Erosion notwendigen hydraulischen Gradienten lagen deutlich über einem Gradienten *i* = 1.000 und erreichten Werte von bis zu *i* = 10.000.

ZOU (2000) stellte in seiner Arbeit ein Bemessungskonzept für die hydraulische Kontakterosion bei der schichtennormalen Durchströmung unter Berücksichtigung der Auflastspannung vor. Zur Verifizierung seiner Theorie führte ZOU Erosionsversuche mit einem hochplastischen Ton aus dem Tagebau Hambach unter zwei unterschiedlichen Auflasten durch. Zur Anwendung des theoretischen Modells VON ZOU zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten ist die Kenntnis der dimensionslosen Schubspannung  $\zeta$  nötig. Die Größenordnung von  $\zeta$  wurde nur für den ausgeprägt plastischen Ton aus dem Tagebau Hambach angegeben. Eine Allgemeingültigkeit der Theorie von ZOU liegt nicht vor, da sie nur an einem einzigen bindigen Basisboden untersucht und verifiziert wurde.

Ein Ziel der hier vorliegenden Arbeit ist es, die Theorie von ZOU auf eine Allgemeingültigkeit hin zu prüfen und das Modell zu erweitern.

# 3.3 Kritischer hydraulischer Gradient bei der schichtenparallelen Durchströmung

Im Stauanlagenbau, sowie bei Grundwasserhaltungen oder Trinkwasserentnahmebrunnen, treten vorwiegend horizontale Grundwasserbewegungen auf. In geschichteten, "mechanisch" oder "geometrisch" nicht filterfesten Sedimenten ergibt sich die Frage nach den kritischen Sickergeschwindigkeiten entlang der Schichtgrenze (BRAUNS 1985).

Im Folgenden wird eine Übersicht über die gängigen, in der Literatur aufgeführten, theoretischen Formulierungen zur Abschätzung des aufnehmbaren hydraulischen Gradienten aufgeführt.

## 3.3.1 Der Ansatz von Miesel

MIESEL (1979) untersuchte die Mechanismen bei der rückschreitenden Erosion, die nach seiner Ansicht an eine Schichtenfolge gebunden ist. Die Folge der rückschreitenden Erosion ist der Erosionsgrundbruch eines Damm- oder Deichkörpers. Damm- oder Deichbrüche kündigen sich oft durch die Entstehung von Quelltrichtern an. Ob jedoch Quelltrichter zwangsläufig zu Erosionsgrundbrüchen führen, ließ die Literatur bislang offen. MIESEL stellt in seiner Arbeit Untersuchungen vor, die sich mit der Mechanik und der zeitlichen Abfolge der rückschreitenden Erosion und mit der Erosionsgrundbrücherheit von Staubauwerken auf bindigen Deckschichten beschäftigen.

Für seine Untersuchungen führte MIESEL Versuche in einer hydraulischen Rinne und in einem Erosionsrohr durch. In der hydraulischen Rinne führte er Durchströmungsversuche an einem künstlich hergestellten Dammkörper durch, wie ihn die Abb. 3.16 zeigt.



Abb. 3.16: Unterspülung des Dammes nach Erosionskanaldurchbruch (MIESEL 1977)

Mit seinen Untersuchungen in der hydraulischen Rinne sollte ein Damm auf einer bindigen Deckschicht abgebildet werden, der von einer Sandschicht unterlagert ist. Liegt auf der Luftseite des Dammes eine Inhomogenität in Form einer Lücke oder eines Ganges vor, so kommt es bei Vorliegen eines ausreichend großen hydraulischen Gradienten zu einem Auswurf des Sandes durch den Schlot. Hier ist jedoch vorausgesetzt, dass der Quelltrichterschlot stabil ist.

Miesel erkannte, dass es beim Aufkommen von sogenannten Quelltricherschloten auf der Landseite eines Dammes zu einer rückschreitenden Erosion kommen kann. Diese ist an eine Schichtenfolge im Untergrund gebunden. Liegt eine Vielzahl von Quelltrichterschloten vor, so ist nach Ansicht von MIESEL die Gefahr der rückschreitenden Erosion und somit eines Erosionsgrundbruches sehr gering. Seine Modellvorstellung ging von dem in Abb. 3.17 dargestellten System aus.



Abb. 3.17: Rückschreitende Erosion mit Quelltrichter und Kanalentwicklung unterhalb einer bindigen Deckschicht im gespannten Grundwasserträger (MIESEL 1979)

Da es an Hand von Modellversuchen in der hydraulischen Rinne versuchstechnisch schwierig und aufwändig gewesen wäre, die prinzipiellen Gesetzmäßigkeiten der rückschreitenden Erosion und die sie beeinflussenden Größen zu erforschen, entwickelte MIESEL ein Erosionsrohr, das die Verhältnisse in der Natur näherungsweise simulierte. Um den Einfluss des Quelltrichterschlotes zu untersuchen, wurde besonderes Augenmerk bei den Versuchen auf die Durchmesser der Schlote  $d_v$  gelegt.

MIESEL unterscheidet vier Bereiche bei der Durchströmung des Erosionsrohres, die in Abhängigkeit des vorhandenen hydraulischen Gradienten abgegrenzt werden können: Festbereich:

Keine Fluidisation, stationäre Strömung

Fluidisationsbereich:

Auflockerungen an der Quelltrichterschlotbasis, Kornklassierung der im Quelltrichterschlot aufsteigenden Wasser-Sand-Suspension, jedoch noch kein Auswurf

Auswurfbereich:

Auswurf aller Kornfraktionen mit Trichterbildung unter dem Schlot und begrenzter Kanalbildung

Bereich der rückschreitenden Erosion:

Kanalbildung bis zur Oberwasserseite

Die Abb. 3.18 zeigt ein Zustandsdiagramm der rückschreitenden Erosion für eine steigende Niveaudifferenz  $\Delta h$  anhand von Versuchsergebnissen für unterschiedliche Schlotdurchmesser  $d_{v}$ .



Abb. 3.18: Versuchsergebnisse im Versuchsrohr nach MIESEL (1979)

An Hand von theoretischen Überlegungen und seinen Versuchsergebnissen, kommt MIESEL zu dem Schluss, dass eine Definition der hydraulischen Druckhöhe bei Auswurf der

Feinstkornfraktion als Grundlage für ein neues Erosionsbruchkriterium geeignet ist. MIESEL formuliert diese hydraulische Druckhöhe  $\Delta h_A$ :

$$\Delta h_{A} = \left(\frac{1}{2,23}\right)^{4} \cdot d_{p5}^{2} \cdot \frac{g}{v} \cdot \frac{\rho_{p} - \rho_{w}}{\rho_{w}} \cdot \frac{d_{v}}{2 \cdot k} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_{v} \cdot l}{2 \cdot t_{u} \cdot b} + \kappa\right)$$
(GI. 3.25)

Hierin ist:

- *d*<sub>p5</sub> Partikeldurchmesser bei 5% Massendurchgang
- g Erdbeschleunigung
- v kinematische Zähigkeit
- $\rho_{p}$  Dichte der Feststoffpartikel
- $\rho_w$  Dichte des Wassers
- *d*<sub>v</sub> Quelltrichterschlotdurchmesser
- / Durchströmungslänge
- *t<sub>u</sub>* Mächtigkeit der wasserführenden Schicht
- *b* Abstand der Quelltrichterschlote
- $\kappa$  Strömungsbeiwert ( $\approx 0,5$ )

Die Abb. 3.19 stellte die verwendeten Bezeichnungen graphisch dar.



Abb. 3.19: Niveauhöhen und Deklaration der Abmessungen nach MIESEL (1979)

MIESEL kommt zu dem Schluss, dass die Niveauhöhe  $\Delta h_a$ , die zu einem Auswurf der Feinstkornfraktion führt, als Grundlage für ein neues Erosionsbruchkriterium geeignet ist.

MIESEL zeigte bei seinen Untersuchungen, dass die Folge eines hydraulischen Durchbruches eine Erosionskanalbildung im gespannten Grundwasserträger ist. Eine Erosion an der Schichtgrenze des bindigen Basismaterials wurde von MIESEL nicht untersucht, auch berücksichtigte er nicht den Einfluss der Auflastspannung auf die Erosionskanalbildung. Die Möglichkeit einer Erosion ohne vorherigen hydraulischen Durchbruch wurde nicht untersucht.

#### 3.3.2 Der Ansatz von de Graauw et al.

Mit aufwändigen Laborversuchen haben DE GRAAUW ET AL. (1983) das Erosionsverhalten von verschiedenen nicht bindigen Böden bei schichtenparalleler Durchströmung untersucht. In (GI. 3.26) ist die auf experimentelle Weise gefundene Formulierung zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  aufgeführt.

$$i_{krit} = \left[\frac{0.06}{n_f^3 \cdot d_F^{4/3}} + \frac{n_f^{5/3} \cdot d_F^{1/3}}{1000 \cdot d_B^{5/3}}\right] \cdot v_{krit}^{*2}, \qquad (GI. 3.26)$$

Mit:

n <sub>f</sub>	Porenanteil
$d_{F} = d_{15}$	Durchmesser des Filterkorns bei 15 % Massendurchgang
$d_B = d_{50}$	Durchmesser des Basiskorns bei 50 % Massendurchgang
V <sup>*</sup> <sub>krit</sub>	kritische Schubspannungsgeschwindigkeit des Basismaterials

Neben geometrischen Parametern, die sowohl den Filter als auch das Basismaterial beschreiben, beinhaltet diese Formulierung die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit  $v^*_{krit}$ Diese kritische Schubspannungsgeschwindigkeit wurde von DE GRAAUW ET AL. aus dem bekannten Shields-Diagramm für den Beginn der Sedimentbewegung abgeleitet. Für einen Sand gilt für die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit  $v^*_{krit}$ :

$$v_{krit}^* = 1.3 \cdot d_B^{0.57} + 8.3 \cdot 10^{-8} \cdot d_B^{-1.2}$$
 (Gl. 3.27)

Anhand einer Versuchsreihe mit verschiedenen rolligen Basismaterialien erhielten DE GRA-AUW ET AL. das in Abb. 3.20 dargestellte Diagramm.



Abb. 3.20: Kritischer hydraulischer Gradient bei schichtenparalleler Durchströmung, Versuchsergebnisse und theoretische Ergebnisse (DE GRAAUW ET AL 1983)

Nach Abb. 3.20 wurde ein maximaler hydraulischer Gradient von i = 1,1 bei den Untersuchungen festgestellt. Der niedrigste hydraulische Gradient lag bei knapp über 0,03, wobei bei einem geometrischen Verhältnis des Filter- zu dem Basiskorn von 1,5 das System als geometrisch stabil und somit nicht gefährdet hinsichtlich der Erosion ist.

DE GRAAUW ET AL. untersuchten bei ihren Versuchen nur die Erosionsgefährdung von Sanden. Eine Berücksichtigung des Einflusses der Auflastspannung auf die Erosionsgefährdung findet sich nicht in der Formulierung zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten.

#### 3.3.3 Der Ansatz von Brauns

Die Zielstellung der Untersuchungen von BRAUNS (bei SAUCKE 2004) bestand in der Beschreibung der experimentell bestimmten Ergebnisse auf Grundlage von physikalischen Größen. Hierzu wurden Versuche in einem Elementmodellkasten durchgeführt. Als Versuchmaterial kamen Filter mit unterschiedlicher Körnung und Sand als Basismaterial zum Einsatz. Bei schichtenparalleler Durchströmung wurde der hydraulische Gradient stufenweise erhöht und der Beginn der Partikelbewegung festgehalten.

Auf Grundlage einer dimensionsanalytischen Auswertung der am Erosionsvorgang beteiligten physikalischen Größen gibt BRAUNS (1985) eine Bedingung für einen dimensionslosen Geometriefaktor  $\kappa$  an, der den rein hydraulisch bedingten Erosionsbereich definiert. Es muss für  $\kappa$ gelten:

$$\kappa = \frac{n_F \cdot d_{15,F}}{d_{85,F}} > 10 \tag{Gl. 3.28}$$

Hier ist:

K	dimensionsloser Geometriefaktor
n <sub>F</sub>	Porosität des Filters
d <sub>15,F</sub>	Korndurchmesser bei 15 % Massendurchgang
d <sub>85,F</sub>	Korndurchmesser bei 85 % Massendurchgang

Brauns definiert eine kritische Froude-Zahl Frkrit:

$$Fr_{krit}^{*} = \frac{\frac{V_{F,krit}}{n_{F}}}{\sqrt{\frac{\gamma_{s}' \cdot d_{50,B}}{\rho_{w}}}}$$
(Gl. 3.29)

mit

*v<sub>F,krit</sub>* kritische Strömungsgeschwindigkeit im Filter

n<sub>F</sub> Porenanteil

 $\gamma_{s}$ ' Auftriebswichte des Basiskorns

*d*<sub>50,B</sub> Korndurchmesser bei 50% Massendurchgang des Basiskorns

 $\rho_W$  Dichte des Wassers

BRAUNS formuliert in Kombination mit dem dimensionslosen Geometriefaktor  $\kappa$  einen filterstabilen Bereich (Abb. 3.21).



**Abb. 3.21:** Kritische Froude-Zahl in Abhängigkeit der Abstandskennzahl κ (BRAUNS 1985)

Mit (GI. 3.30) lässt sich die kritische Filtergeschwindigkeit  $v_{f,krit}$  in Abhängigkeit der kritischen Froude-Zahl (siehe Abb. 3.21) berechnen. Die Gleichung für die kritische Filtergeschwindigkeit  $v_{f,krit(F)}$  lautet:

$$v_{f,krit(F)} = Fr_{krit}^{*} \cdot n_{F} \cdot \sqrt{\frac{(\rho_{s,B} - \rho_{w}) \cdot g \cdot d_{50,B}}{\rho_{w}}}$$
(Gl. 3.30)

 $Fr^*_{krit}$  kritische Froude-Zahl (~ 0,65)

 $\rho_{s,B}$  Dichte des Basiskorns

 $\rho_{\rm w}$  Dichte des Wassers

g Erdbeschleunigung

Aus (Gl. 3.30) lässt sich dann nach Brauns die Filtergeschwindigkeit für den kritischen Bereich, also den erosionsgefährdeten Bereich, in Abhängigkeit von dem Korndurchmesser  $d_{50,B}$  des Basiskorns festlegen (siehe Abb. 3.22).



**Abb. 3.22:** Filtergeschwindigkeit  $v_F$  in Abhängigkeit des Basiskorns  $d_{50,B}$  zur Bestimmung des erosionsgefährdeten Bereiches (BRAUNS, 1985)

Mit dimensionsanalytischen Überlegungen war es BRAUNS (1985) möglich, eine Formulierung für den kritischen Gradienten  $i_{krit}$  zu verfassen:

$$i_{krit} = \frac{Fr_{krit}^* \cdot (f_1 + f_2)}{f_3}$$
(Gl. 3.31)

wobei für

$$f_1 = 2 \cdot C_k \cdot T^2 \cdot \mu \cdot \sqrt{\frac{(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d_{50,B}}{\rho_w}} \cdot (1 - n_f)^2$$
(Gl. 3.32)

$$f_2 = (\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d_{50,B} \cdot Fr_{krit}^* \cdot \lambda_v \cdot n_f^2 \cdot d_{w,f}$$
(Gl. 3.33)

$$f_{\mathcal{J}} = 2 \cdot n_f^2 \cdot T^2 \cdot \rho_w \cdot g \cdot d_{w,f}^2 \tag{GI. 3.34}$$

mit

 $\mu$  dynamische Zähigkeit des Wassers

Ck 180 – 270 (Kozeny-Carman-Konstante)

 $d_w$  wirksamer Korndurchmesser

Т	Tortuosität (hier ≈ 0,65)
$\lambda_{v}$	Verlustbeiwert
$d_{w,f}$	wirksamer Korndurchmesser des Filtermaterials

gilt.

Unter Kenntnis des Basis- und des Filterkorns lässt sich nun nach BRAUNS der kritische hydraulische Gradient ermitteln, der zu einer Partikelbewegung führt. Mit Abb. 3.23 lässt sich nun bei bekanntem Filter- und Basiskorn der kritische hydraulische Gradient *i*<sub>krit</sub> bei nicht bindigen Basismaterialien abschätzen.



Abb. 3.23: Hydraulisches Kriterium für Kontakterosion bei horizontaler Durchströmung entlang einer Schichtgrenze (BRAUNS 1985)

BRAUNS stellte mit seiner Arbeit ein Konzept zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten *i*<sub>krit</sub> bei der schichtenparallelen Durchströmung vor. Fundierend auf experimentellen Untersuchungen definierte BRAUNS eine kritische Froude-Zahl, mit deren Hilfe es ihm möglich war, Bemessungsdiagramme vorzustellen. Seine Untersuchungen wurden jedoch nur mit nicht bindigen Basismaterialien durchgeführt und der Einfluss der Auflastspannung blieb unberücksichtigt.

# 3.4 Zusammenfassung

Die Literatur stellt eine große Anzahl von Modellen zur Abschätzung des aufnehmbaren hydraulischen Gradienten für die schichtennormale und die schichtenparallele Durchströmung vor. Bei der schichtennormalen Durchströmung wird die Festigkeit bzw. der Widerstand des bindigen Materials vorrangig durch die Zugfestigkeit des Basismaterials definiert. Eine Spannungsabhängigkeit des kritischen hydraulischen Gradienten findet sich lediglich in der Arbeit von Zou. Die Verifikation des Modells von Zou wurde jedoch nur für einen bindigen Boden unter zwei verschiedenen Auflasten durchgeführt, sodass eine Allgemeingültigkeit noch zu beweisen wäre.

Zur Kontakterosion bindiger Basismaterialien infolge schichtenparalleler Durchströmung eines Filters finden sich nur sehr wenige Angaben in der Literatur. Vorrangig finden sich Modelle für nicht bindige Basismaterialien. Eine Berücksichtigung der Auflastspannung findet sich bei keinem der Modelle.

# 4. Erosion infolge schichtennormaler Durchströmung

# 4.1 Allgemeines

Es wurden eigene Versuche zur Untersuchung des Erosionsverhaltens geschichteter Böden infolge schichtennormaler Durchströmung (siehe Abb. 4.1) durchgeführt. Hierzu sind bindige Basismaterialien, mineralische Filtermaterialien und gelochte Filterplatten verwendet worden. Da ein großer Einfluss der Auflastspannung auf die Höhe des aufnehmbaren hydraulischen Gradienten vermutet wurde, sollte auf den Aspekt der Auflastspannung besonderes Augenmerk gelegt werden.



Abb. 4.1: Schichtenaufbau und Durchströmungsrichtung

In der Literatur wurde der Einfluss der Auflastspannung weitestgehend vernachlässigt und fand auch kaum Berücksichtigung in mathematischen Modellen zur Abschätzung der Erosionsstabilität. Im folgenden Kapitel sollen die Versuche zur Untersuchung der Spannungsabhängigkeit der Kontakterosion, die Mechanismen bei der Kontakterosion und ein mathematisches Modell zur Abschätzung des aufnehmbaren hydraulischen Gradienten vorgestellt werden.

# 4.2 Probenmaterial

Für die Versuche wurden drei verschiedene bindige Böden als Basismaterial verwendet. Die Tab. 4.1 fasst die wichtigsten Bodenparameter der Böden zusammen.

Nr.	Plastizitätszahl	Wassergehalt	Kohäsion	Reibungs-	Erdruhe-	Gefügefaktor
		an der Fließ-		winkel	druckbeiwert	
		grenze			K <sub>0</sub>	
	Ι <sub>ρ</sub>	WL	C'	arphi'	$(=1-\sin \varphi')$	<i>T</i> <sub>1</sub>
1	5,4	25,3	2	36,6	0,399	1,1 - 1,4
2	14	32,2	20	12,5	0,783	1,5 - 2,2
3	31	55,6	4,2	19,7	0,662	1,2 - 2,0

Tab. 4.1:	Materialparameter	r bindige Böden
-----------	-------------------	-----------------

Die im geotechnischen Labor ermittelten Kornverteilungen der drei bindigen Basismaterialien sind in Abbildung 4.2 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Boden Nr. 3 einen deutlich höheren Tonanteil aufweist als die Böden 1 und 2.



Abb. 4.2: Körnungslinien der verwendeten bindigen Basismaterialien bei der schichtennormalen Durchströmung

Um die Bodenarten zu bestimmen, wurden die Plastizitätszahl und der Wassergehalt an der Ausrollgrenze bestimmt (siehe Tab. 4.1). Die Abbildung 4.3 zeigt die eingetragenen Werte und die sich daraus ergebende Klassifizierung. Es lässt sich ablesen, dass Boden Nr. 1 ein Schluff, Boden Nr. 2 ein leicht plastischer Ton und Boden Nr. 3 ein ausgeprägt plastischer Ton ist.



Abb. 4.3: Eintrag der verwendeten bindigen Böden im Plastizitätsdiagramm

Die effektiven Scherparameter *c*' und  $\varphi$ ' wurden im Rahmenschergerät bestimmt und sind in Tab. 4.1 eingetragen. Um Werte für den Gefügefaktor des bindigen Bodens anzugeben, wurden Angaben der Literatur (ZOU 2000) entnommen. Nach ZOU (1998) gilt für den Gefügefaktor  $T_1$ :

$$T_1 = \frac{L_1}{L}$$
 (Gl. 4.1)

Hierin ist:

- *L*<sub>1</sub> Länge der Stromlinie im Porenwasser
- L Länge der Bodenprobe

Untersucht man Strömungsvorgänge und hydraulisch bedingte Ablöseerscheinungen bei bindigen Böden, muss die Anfälligkeit für ein dispersives Verhalten des Bodens untersucht werden. Manche feinkörnige Böden sind strukturell instabil und können daher leicht erodieren. Böden, in denen die Tonpartikel bei ruhigem Wasser sich spontan voneinander oder von der gesamten Bodenstruktur ablösen und in Suspension übergehen, werden als dispersive Tone bezeichnet (MITCHELL 2005). Die Untersuchung der Dispersivität im Labor ergab, dass alle in den Versuchen verwendeten Tone kein dispersives Verhalten zeigten. Für das mineralische Filtermaterial wurden fünf unterschiedliche natürliche Böden verwendet, deren Kornverteilung im geotechnischen Labor bestimmt und in Abbildung 4.4 dargestellt ist. Hierbei handelt es sich um drei Böden, die nach der Kornverteilung den Kiesen und zwei Böden, die den Sanden zugeordnet werden müssen.



Abb. 4.4: Kornverteilung der mineralischen Filtermaterialien

Die Tab. 4.2 zeigt die die Porenzahl der verschiedenen Filtermaterialien unter veränderten Auflasten *p*, um eine Anwendung der Gleichung von PAVCIC möglich zu machen.

Filtermaterial	<b>d</b> <sub>17</sub> [mm]	<b>U</b> [-]	e [-]		
			ρ = 50 [kN/m²]	p = 100 [kN/m²]	p = 200 [kN/m²]
2-8 mm Kies	1,31	2,28	0,674	0,671	0,667
3-5 mm Kies	1,14	1,88	0,714	0,712	0,708
4-8 mm Kies	2,32	1,24	0,748	0,745	0,743
Feinkies	0,6	1,71	0,826	0,822	0,818
Normsand Grob	0,32	2,27	0,802	0,798	0,795

Tab. 4.2: Materialparameter der Filterschicht

# 4.3 Versuche mit gelochten Filterplatten

Die Literatur zeigte, dass die Kornverteilung des mineralischen Filtermaterials einen Einfluss auf die Erosionsstabilität eines bindigen Bodens hat. Da aber bei einem natürlichen Material die Porendurchmesser im Boden variieren und somit auch unterschiedliche Porendurchmesser an der Schichtgrenze zwischen Filter- und Basismaterial vorliegen, wurden zunächst Versuche mit gelochten Filterplatten durchgeführt, um klar definierte Porendurchmesser an der Grenzlinie zwischen Basis und Filter zu haben. Die Lochdurchmesser und die Anzahl der Löcher waren bei einer Filterplatte immer gleich. Da die Spannungsabhängigkeit und der Einfluss der Poren- bzw. Lochgröße untersucht werden sollte, wurden Versuche mit verschiedenen gelochten Filterplatten und unter verschiedenen vertikalen Auflasten durchgeführt. Die Versuchsergebnisse mit gelochten Filterplatten werden im Weiteren zur Bestimmung des maßgebenden Porendurchmessers von mineralischem Filtermaterial verwendet (siehe Kapitel 4.6.2.3).

#### 4.3.1 Versuchsgerät

Um eine konstante vertikale Auflast zu erzeugen und diese variieren zu können, wurden die Versuche mit gelochten Filterplatten in ödometrischen Durchlässigkeitsgeräten durchgeführt. In Abb. 4.5 ist die Prinzipskizze für die Versuchsdurchführung dargestellt.



**Abb. 4.5:** Gerät zur Ermittlung des kritischen hydraulischen Gradienten bei der schichtennormalen Durchströmung mit gelochten Filterplatten

Bei den Versuchen wurde ein bindiger Boden in einen Ödometertopf eingebaut und konsolidiert. Nach Abschluss der Konsolidierung wurde die standardisierte Kopfplatte durch eine gelochte Filterplatte (2) ersetzt und die Belastung über einen Plexiglasring auf die Probe aufgebracht. Um die Probe nach Aufbringung der Belastung zu durchströmen, wurde eine Wasserpipette an das Gerät angeschlossen (5), die mit einer Druckluftleitung verbunden war. Diese ermöglichte einen konstanten Wasserdruck  $\Delta p_w$  auf die bindige Probe, verteilt durch den Filterstein (4). Die Druckluftleitung war an ein Regelsystem angeschlossen, sodass der Wasserdruck auf die Probe stufenweise erhöht werden konnte. Für die Versuche wurde entlüftetes, teilentsalztes Wasser verwendet. Da die Probenoberkante frei von drückendem Wasser war, konnte durch die Druckhöhe  $\Delta p_w$  und die Probendicke der wirkende hydraulische Gradient *i* bestimmt werden. Die Abb. 4.6 zeigt einen bereits eingebauten Versuchsaufbau.



Abb. 4.6: Versuchsaufbau für Filterplattenversuche im Ödometertopf

Die Filterplatten (Abb. 4.5, Nr. 2) aus rostfreiem Edelstahl hatten eine Durchlässigkeit von 0,14 [m/s] und wurden mit Bohrungen versehen, die bei einer Filterplatte immer den gleichen Durchmesser hatten. Die Abb. 4.7 zeigt eine Filterplatte mit der Anordnung der Bohrungen. Diese Bohrungen hatten einen Durchmesser  $d_L$  von 0,5 [mm], 0,8 [mm], 1,2 [mm], 1,5 [mm], 2,0 [mm] oder 4,0 [mm]. Um eine seitliche Durchströmung, d.h. zwischen Filterplatte und dem Druckring des Ödometertopfes, zu verhindern, wurden die Ränder der gelochten Filterplatten mit zusätzlichen Dichtungsmaterialien versehen.



## 4.3.2 Versuchseinbau, -durchführung und -auswertung

Die bindigen Basismaterialien wurden im gesättigten Zustand in die ödometrischen Durchlässigkeitsgeräte eingebaut und konsolidiert. Es wurde für die Konsolidationsspannung p' verwendet. Nach Abschluss der Konsolidation wurde die Lastplatte durch eine gelochte Filterplatte ersetzt und die Versuchsspannung p'' aufgebracht.

Nach Anschluss der Druckleitung wurde mit der Durchströmung der bindigen Basisschicht begonnen. Der hydraulische Gradient wurde durch Erhöhung des hydraulischen Druckes  $\Delta p_w$ stufenweise solange erhöht, bis die Wassersäule in der Pipette abriss oder der Wasserdruck  $\Delta p_w$  genauso groß wurde wie die entgegengerichtete Auflast. Ein Abreißen der Wassersäule ließ auf einen Durchbruch der Basisschicht schließen, da die Dichtwirkung durch die niedrige Durchlässigkeit nicht mehr gegeben war. Das Versagen der Dichtwirkung ist also gleichzusetzen mit einem Erosionsdurchbruch. War der Wasserdruck  $\Delta p_w$  genauso groß wie die Auflast, befand sich das System im Kräftegleichgewicht und eine weitere Erhöhung hätte ein Hochdrücken der gesamten Probe zur Folge gehabt. In diesem Fall kam es zu keiner Ausbildung eines Erosionskanals. Wie bereits erwähnt, wurde bei jedem Versuch der hydraulische Druck  $\Delta p_w$  stufenweise erhöht. Jede Stufe wurde für mindestens 1 Stunde konstant gehalten, ehe die nächste Stufe aufgebracht wurde.

Die Druckhöhe, die zu einem Durchbruch führte, wird als kritische Druckhöhe  $\Delta p_{w,krit}$  bezeichnet. Diese kritische Druckhöhe  $\Delta p_{w,krit}$  ins Verhältnis zur Probendicke  $\Delta h$  gesetzt, ergibt den kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$ .

$$i_{krit} = \frac{\Delta p_{w,krit}}{\Delta h}$$
(GI. 4.2)

Nach Erreichen der Druckhöhe, die zu einem Durchbruch führte, wurde der Probenkörper ausgebaut und in einem Trockenofen bei etwa 55 °C getrocknet. Nach einer Trocknungsdauer von mindestens 24 Stunden wurde der Probenkörper visuell untersucht.

#### 4.3.3 Versuchsprogramm

Da der Einfluss der Auflastspannung und somit auch des Spannungszustandes untersucht werden sollte, wurden Versuche im normal- und im überkonsolidierten Zustand der Basisschicht durchgeführt. Zur Probenvorbereitung wurde das Basismaterial zunächst in Ödometertöpfen mit der Auflastspannung p' konsolidiert. Nach Abschluss der Konsolidation wurde die Filterplatte des standardisierten Ödometertopfes durch eine gelochte Filterplatte ersetzt und die Auflastspannung p' aufgebracht. Um den normal-konsolidierten Zustand abzubilden, entsprach die Auflastspannung p'' während der Versuchsdurchführung der Auflastspannung p' zur Konsolidierung der Probe. Zur Untersuchung über-konsolidierter Proben wurde die Auflastspannung p'' für die Versuchsdurchführung kleiner gewählt als die Auflast p' zur Konsolidierung. In Tab. 4.3 sind die durchgeführten Laborversuche mit gelochten Filterplatten im normal-konsolidierten Zustand aufgeführt.
Nr.	Basismaterial	Last	$d_L$	Nr.	Basismaterial	Last	$d_L$
		[kN/m²]	[mm]			[kN/m²]	[mm]
1	_	25	0,5	20		50	1
2		25	0,8	21	-	50	1,2
3		25	1,2	22		50	2
4	-	50	0,5	23	-	100	1
5	-	50	0,8	24	Cobluff	100	1,2
6	-	50	1,0	25	Schluff	100	2
7		50	1,2	26		200	1
8		50	1,5	27		200	1,2
9		100	0,5	28		200	2
10	Kaolinton	100	0,8	29		300	1,2
11		100	1,2	30		50	1,5
12		100	1,5	31		100	1
13		200	0,8	32	leicht plasti-	100	1,5
14		200	1,2	33	scher Ton	100	2
15		200	1,5	34		200	1,5
16		200	2	35		200	2
17	1	300	0,8				
18	1	300	1,2	1			
19	1	300	1,5	1			

**Tab. 4.3:**Durchgeführte Versuche im ödometrischen Durchlässigkeitsgerät mit ge-<br/>lochten Filterplatten im normal-konsolidierten Zustand

Die Versuche zur Untersuchung des über-konsolidierten Spannungszustandes sollten Aufschluss über den Einfluss der Spannungsgeschichte auf die Größe des kritischen hydraulischen Gradienten geben. Die Tab. 4.4 zeigt die durchgeführten Versuche mit gelochten Filterplatten für bindiges Basismaterial im über-konsolidierten Zustand.

Nr.	Basismaterial	Konsolidations-	Versuchs-	dL
		last <i>p'</i>	last p"	[mm]
		[kN/m²]	[kN/m²]	
1		200	133,3	1,5
2		200	133,3	2
3		200	100	1
4		200	100	1,5
5		200	100	2
6	Kaolinton	200	100	4
7		100	66,6	1,5
8		100	66,6	1
9		100	50	1
10		100	50	1,5
11		100	50	2
12		100	50	4
13		100	50	1
14		100	50	2
15	Schluff	100	50	4
16		200	100	2
17		200	100	4

Tab. 4.4:Durchgeführte Versuche im ödometrischen Durchlässigkeitsgerät mit ge-<br/>lochten Filterplatten im über-konsolidierten Zustand

## 4.3.4 Beobachtungen und Versuchsergebnisse

#### 4.3.4.1 Beobachtungen

Wurde bei den Versuchen der kritische hydraulische Gradient erreicht, äußerte sich das in einem plötzlichen Abfall der Druckhöhe auf der Unterseite der Probe und das Wasser, das die Druckhöhe erzeugte, konnte ungehindert die Probe durchströmen. An der Oberkante der Probe konnte eine Art Sprudeln festgestellt werden.

Die Probe wies in ihrem Inneren einen Erosionskanal auf, der die Probe durchgängig von unten nach oben durchzog. Die Abb. 4.8 zeigt den typischen Verlauf eines Erosionskanals in einer Probe im Schnitt. Es wird eine Kaolintonprobe nach dem hydraulischen Erosionsdurchbruch gezeigt.



Abb. 4.8: Erosionskanal in einer Kaolintonprobe nach dem Durchbruch im Schnitt

Neben diesem Erosionskanal konnte bei den Versuchen mit gelochten Filterplatten im Bereich der Löcher der Filterplatten in den bindigen Basisböden eine Art schalenförmiger Hohlraum (Abb. 4.9) nach Beendigung der Versuche erkannt werden. Diese Hohlräume wurden bei allen Versuchen festgestellt, auch wenn sich der Erosionskanal nur im Bereich eines Loches oder gar kein Erosionskanal ausbildete.



Abb. 4.9: Prinzipskizze des Hohlraumes nach Ausspülen eines Aggregates

Die Proben wurden bei 55 °C im Ofen getrocknet und es bildeten sich im Bereich der Löcher der Filterplatten Aggregatklumpen deutlich heraus. Dies ist ein Anzeichen dafür, dass eine unbelastete Zone im Bereich der Löcher bzw. im Bereich des Porenraums vorliegen muss, die durch eine Scherzone vom festen Material getrennt wird. Abb. 4.10 zeigt eine Kaolintonprobe nach erfolgtem hydraulischen Durchbruch und Trocknung im Trockenschrank.



Abb. 4.10: Versuchsprobe nach erfolgtem Erosionsdurchbruch, Kaolinton

### 4.3.4.2 Versuchsergebnisse

Die Abb. 4.11, Abb. 4.12 und Abb. 4.13 zeigen die Versuchsergebnisse der Versuche mit Kaolinton, Schluff und leicht plastischen Ton. Die Darstellungsform zeigt den Zusammenhang zwischen dem kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  und dem Lochdurchmesser  $d_L$ . Die Versuchsergebnisse wurden in Abhängigkeit der verwendeten Auflastspannung p" aufgetragen. Bei allen Versuchen ist das gleiche Verhalten zu erkennen. Bei einem größeren Lochdurchmesser wurde der kritische hydraulische Gradient kleiner. War die Auflast p" größer, so war auch der kritische hydraulische Gradient höher.



Abb. 4.11: Versuchsergebnisse mit Kaolinton unter verschiedenen Auflasten und mit gelochten Filterplatten (normal-konsolidierter Zustand)



Abb. 4.12: Versuchsergebnisse mit Schluff unter verschiedenen Auflasten und mit gelochten Filterplatten (normal-konsolidierter Zustand)



Abb. 4.13: Versuchsergebnisse mit leicht plastischen Ton unter verschiedenen Auflasten und mit gelochten Filterplatten (normal-konsolidierter Zustand)

Die größten kritischen hydraulischen Gradienten zeigte der leicht plastische Ton und die geringsten der Schluff. Der leicht plastische Ton erreichte Gradienten von über i = 1.000 und der Schluff einen maximalen hydraulischen Gradient von  $i \sim 80$ . Dies kann mit der Scherfestigkeit des bindigen Materials begründet werden. Insbesondere durch die Kohäsion, die bei dem leicht plastischen Ton deutlich höher liegt als bei dem Schluff.

Betrachtet man die Versuchsergebnisse in einer anderen Darstellungsform, so wird der Einfluss der Auflastspannung p" auf die Größe des kritischen hydraulischen Gradienten deutlich. Die Abb. 4.14 zeigt die Versuchsergebnisse mit Kaolinton als Basismaterial für verschiedene Auflastspannungen p" und verschiedenen Lochdurchmessern  $d_L$ . Bei zunehmender Auflastspannung p", wird bei gleich bleibendem Lochdurchmesser der kritische hydraulische Gradient größer. Jedoch scheint sich dieses Verhalten einer Asymptote zu nähern, sodass davon ausgegangen werden muss, das bei genügend großen Auflastspannungen eine zusätzliche Erhöhung der Auflast keinen so deutlichen Einfluss mehr auf die Größe des kritischen hydraulischen Gradienten haben wird.



**Abb. 4.14:** Versuchsergebnisse mit Kaolinton. Darstellung von *i*<sub>krit</sub> in Abhängigkeit der Auflastspannung p" (normal-konsolidierter Zustand)

Betrachtet man die Versuchsergebnisse mit Schluff (Abb. 4.15) als Basismaterial stellt sich die gleiche Abhängigkeit zwischen Auflastspannung p" und kritischem hydraulischem Gradienten  $i_{krit}$  dar. Jedoch liegen die kritischen hydraulischen Gradienten deutlich niedriger als bei den Versuchen mit Kaolinton. Wurden bei den Versuchen mit Kaolinton noch Werte für

den kritischen hydraulischen Gradienten von bis zu  $i_{krit}$  = 400 erreicht, lagen die höchsten gemessenen Werte bei Schluff bei  $i_{krit}$  = 90.



**Abb. 4.15:** Versuchsergebnisse mit Schluff. Darstellung von *i*<sub>krit</sub> in Abhängigkeit der Auflastspannung *p*'' (normal-konsolidierter Zustand)

Die Ergebnisse der Versuche im überkonsolidierten Zustand mit Kaolinton zeigt die Abb. 4.16. Es wurde ein Überkonsolidierungsgrad von OCR = 2 und von OCR = 1,5 für die Versuche gewählt. Die Tendenz der Versuche zeigt ebenfalls, dass bei einem abnehmenden Lochdurchmesser die kritischen hydraulischen Gradienten größer werden. Bei einem größeren Überkonsolidierungsgrad zeigten sich bei größeren Lochdurchmessern jedoch größere kritische Gradienten als bei einem geringeren Überkonsolidierungsgrad. Dies kann mit der Aktivierung der Kohäsion durch die Entlastung erklärt werden. Je höher die Entlastung ist, d.h. also je größer das Verhältnis zwischen Auflast zur Konsolidation p' und Versuchslast p''ist, desto stärker wird die Kohäsion aktiviert und desto größer wird die effektive Kohäsion c'und somit die Scherfestigkeit.



Abb. 4.16: Versuchsergebnisse mit Kaolinton unter verschiedenen Auflasten und mit gelochten Filterplatten (über-konsolidierter Zustand)







Ein Vergleich der Versuchsergebnisse von Kaolinton im normal- und im über-konsolidierten Zustand der Probe zeigt die Abb. 4.18. Bei einer Überkonsolidierung sind die kritischen hydraulischen Gradienten größer als bei normal-konsolidierten Proben. Der Einfluss der Überkonsolidierung nimmt jedoch mit zunehmendem Lochdurchmesser ab.



Abb. 4.18: Vergleich der Versuchsergebnisse mit Kaolinton unter verschiedenen Auflasten und mit gelochten Filterplatten im normal- und überkonsolidierten Zustand

Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit Schluff im normal- und im überkonsolidierten Zustand zeigt einen deutlichen Einfluss des Konsolidierungsgrades auf die Größe des kritischen hydraulischen Gradienten. Wurde die Probe mit einem Überkonsolidierungsgrad von OCR = 2 durchströmt, so lag der kritische hydraulische Gradient um das dreifache höher als im normal-konsolidierten Zustand.



Abb. 4.19: Vergleich der Versuchsergebnisse mit Schluff unter verschiedenen Auflasten und mit gelochten Filterplatten im normal- und im überkonsolidierten Zustand

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass der Einfluss der Überkonsolidierung deutlicher bei Schluff hervortritt. Bei einem Überkonsolidierungsgrad von OCR = 2 verdreifacht sich bei Schluff die Größe des kritischen hydraulischen Gradienten nahezu. Auch bei den Versuchen mit Kaolinton kann eine deutliche Vergrößerung des kritischen hydraulischen Gradienten erkannt werden, jedoch keine so deutliche Zunahmen wie bei Schluff als Basismaterial.

## 4.3.5 Mechanismen beim hydraulischen Durchbruch

Wie schon MÜLLNER (1991) feststellte, zeigte sich bei den untersuchten Proben im Bereich der Löcher die Ausbildung eines Gewölbes entgegen der Strömungsrichtung. Es ist zu vermuten, dass sich bis in eine Tiefe von  $z_0$  die Tonteilchenpakete wie ein Gewölbe orientieren. Dies muss genau im Bereich des potentiellen Erosionskanals stattfinden. Durch diese Ausrichtung stehen die Tonteilchenpakete unter Spannung und können durch die Strömung infolge des hydraulischen Gradienten nicht mehr in die Löcher der Filterplatten gedrückt werden.

Wenn die wirksame Normalspannung  $\sigma'$ , die Schubspannung  $\tau$  und die entsprechende Scherfestigkeit  $\tau_r$  des bindigen Materials am Rand des potentiellen Erosionskanals wirken und wenn die Schubspannung im Bereich  $z < z_0$  unter dem hydraulischen Gradienten *i* die entsprechende Scherfestigkeit des bindigen Materials erreicht, werden Tonaggregate im Bereich  $z < z_0$  zuerst abgerissen, d.h. der Boden plastifiziert (MÜLLNER 1991) und das Gewölbe versagt. Dadurch wird sich die Dicke der Tonschicht vermindern, wodurch wiederum der wirksame hydraulische Gradient größer wird. Das nachfolgende Gewölbe wird ebenfalls sofort gebrochen und die bindige Bodenprobe wird schnell zerstört (GUDEHUS/ZOU 1999).

Da die Scherfestigkeit eines bindigen Bodens von der wirksamen Spannung  $\sigma$ ' abhängig ist:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \tag{GI. 4.3}$$

und da, wie oben bereits erwähnt, die Stabilität gegen hydraulisches Versagen, von der Scherfestigkeit  $\tau_f$  der bindigen Schicht abhängig ist, muss auch die hydraulische Kontakterosion von der Auflastspannung abhängig sein.

Neben der Größe der Auflastspannung wird die Scherfestigkeit auch von den Scherparametern *c*' und  $\varphi$ ' bestimmt. Auf Grund dieser Tatsache muss die hydraulische Kontakterosion auch direkt vom bindigen Basismaterial selbst abhängig sein. Die Vermutung liegt nahe, dass gerade die wirksame Kohäsion einen großen Einfluss hat.

Die Gewölbewirkung wird durch den Abstand der Auflagerpunkte des Gewölbes bestimmt. Da diese hier durch den Lochdurchmesser festgelegt werden, hat auch der Lochdurchmesser  $d_L$  einen Einfluss auf die Größe des kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$ . Die Versuche zeigten, dass sich bei gleichen Randbedingungen, also bei gleicher Auflastspannung und bei gleichem Basismaterial, bei einem größeren Lochdurchmesser  $d_L$  ein kleinerer kritischer hydraulischer Gradient ergab als bei kleineren Lochdurchmessern.

## 4.4 Versuche im ödometrischen Spannungszustand

## 4.4.1 Probenmaterial

Für die Versuche im ödometrischen Spannungszustand mit mineralischem Filtermaterial wurden die gleichen Basismaterialien wie für die Versuche mit gelochten Filterplatten verwendet. Als Filtermaterialien kamen hier Sande und Kiese zum Einsatz, deren Kornverteilung in Abb. 4.4 dargestellt ist.

### 4.4.2 Versuchsgerät, Versuchseinbau und Auswertung

Für die Untersuchungen im ödometrischen Spannungszustand mit mineralischem Filtermaterial wurden die standardisierten Ödometertöpfe derart verändert, dass ein Schichtenaufbau möglich war (Abb. 4.20), der bis zu 15 cm betragen konnte.



3) Filterschicht 4) Druckring



Abb. 4.20: Gerät zur Ermittlung des kritischen hydraulischen Gradienten bei der schichtennormalen Anströmung (modifizierter Ödometertopf)

Zur Probenherstellung wurden die Basismaterialien in standardisierten Ödometertöpfen konsolidiert und nach Abschluss der Konsolidation in den modifzierten Ödometertopf (Abb. 4.20) eingebaut. Vor dem Einbau dieser Basisschicht wurde ein Fußauflager (2) aus wassergesättigtem Mittelsand in den Ödometertopf eingestampft. Im Bereich der bindigen Basisschicht (1) wurde der Ödometertopf mit Hochvakuumfett versehen, um Randumläufigkeiten zu verhindern. Nach Einbau der bindigen Bodenprobe (1) wurde das Filtermaterial (3) wassergesättigt eingebaut und die Versuchslast p<sup>II</sup> auf die Belastungsplatte (5) aufgebracht. An das modifizierte Ödometergerät wurde dann eine Druckluftleitung (6) angeschlossen, die die stufenweise Erhöhung des hydraulischen Druckes auf das geschichtete System ermöglichen sollte. Die Durchströmung fand von unten nach oben statt.

Zur Bestimmung des kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  wurde die hydraulische Druckhöhe beim Durchbruch der Probe  $\Delta h_w$  gemessen und der gemessenen Dicke *h* der bindigen Basisschicht (Abb. 4.20, 1) gegenübergestellt. Es gilt für  $i_{krit}$  (Gl. 4.4).

$$i_{krit} = \frac{\Delta h_W}{h} \tag{GI. 4.4}$$

## 4.4.3 Versuchsprogramm

Als Basismaterial wurden die in Kapitel 4.2 beschriebenen Materialien unter der Auflast *p'* konsolidiert und in einen modifizierten Ödometertopf eingebaut. Die vertikale Versuchslast *p''* wurde wie bei den Versuchen mit gelochten Filterplatten zwischen 50, 100 oder 200 kN/m<sup>2</sup> variiert.

Nach Aufbringen der jeweiligen vertikalen Last p" wurde das System von unten nach oben durchströmt. Der hydraulische Gradient wurde hierbei stufenweise erhöht, bis es zu einem Durchbruch kam. Dieser konnte am Abreißen der Wasserdrucksäule ( $\Delta h_w$ ) erkannt werden.

Wie bei den Versuchen mit gelochten Filterplatten wurde auch hier der normal- und der überkonsolidierte Zustand untersucht. Hierzu wurden die Basismaterialien in einem ödometrischen Durchlässigkeitsgerät mit der Last p' konsolidiert. Nach Abschluss der Konsolidation wurde die Probe in das modifizierte Ödometergerät zwischen eine Sandschicht und eine mineralische Filterschicht eingebaut und mit der Versuchslast p'' belastet. Um eine Überkonsolidierung zu erreichen, wurde die Versuchslast p'' kleiner als die Konsolidationslast p' gewählt. Die Tab. 4.5 zeigt die durchgeführten Versuche für den über-konsolidierten Zustand des Basismaterials. Hier gilt p'' < p'.

Nr.	Basismaterial	Konsolidations-	Versuchs-	Mineralisches Fil-
		last p'	last p"	termaterial
		[kN/m²]	[kN/m²]	
1		100	50	3-5 mm Kies
2	Kaolinton	200	100	3-5 mm Kies
3	Raoimon	100	50	4-8 mm Kies
4		200	100	4-8 mm Kies
5		200	100	3-5 mm Kies
6		200	100	2-8 mm Kies
7	Schluff	200	100	4-8 mm Kies
8		100	50	3-5 mm Kies
9		100	50	2-8 mm Kies
10		100	50	4-8 mm Kies

Tab. 4.5: Durchgeführte Versuche im über-konsolidierten Zustand

Tab. 4.6 zeigt die durchgeführten Versuche zur Bestimmung des kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  für bindiges Basismaterial und mineralisches Filtermaterial unter Berücksichtigung der Auflastspannung p" im normal-konsolidierten Zustand. Es gilt hier p' = p".

Nr.	Basis-	Last p"	Mineralisches	Nr.	Basis-	Last p"	Mineralisches
	material	[kN/m²]	Filtermaterial		material	[kN/m²]	Filtermaterial
1		50	Grobsand	28		50	4-8 mm Kies
2		100	Grobsand	29		100	4-8 mm Kies
3		200	Grobsand	30		200	4-8 mm Kies
4		300	Grobsand	31		50	Grobsand
5		50	1 mm Sand	32	Leicht	100	Grobsand
6		100	1 mm Sand	33	nlastischer Ton	200	Grobsand
7	Kaolinton	200	1 mm Sand	34		50	2-8 mm Kies
8	Nauimum	300	1 mm Sand	35		100	2-8 mm Kies
9		50	2-8 mm Kies	36		200	2-8 mm Kies
10		100	2-8 mm Kies	37		100	3-5 mm Kies
11		200	2-8 mm Kies	38		200	3-5 mm Kies
12		100	4-8 mm Kies				
13		300	4-8 mm Kies				
14		50	Mittelsand				

 Tab. 4.6:
 Durchgeführte Versuche im normal-konsoliderten Zustand

Nr.	Basis-	Last p"	Mineralisches
	material	[kN/m²]	Filtermaterial
15		100	Mittelsand
16		200	Mittelsand
17		300	Mittelsand
18		50	2-8 mm
19		100	2-8 mm
20		200	2-8 mm
21	Schluff	50	Grobsand
22	Contain	100	Grobsand
23		50	4-8 mm Kies
24		100	4-8 mm Kies
25		200	4-8 mm Kies
26		100	3-5 mm Kies
27		200	3-5 mm Kies

## 4.4.4 Beobachtungen und Versuchsergebnisse

Bei den Versuchen mit mineralischem Filtermaterial in modifizierten Ödometertöpfen konnte beim Versuchsausbau ein Erosionsdurchbruch erkannt werden, wie er in Abb. 4.21 dargestellt ist. Diese Erosion bildete sich spontan aus. Eine Regel an welcher Stelle sich der Erosionskanal ausbildete, konnte bei den Versuchen nicht erkannt werden.





Die Abb. 4.22 zeigt den typischen Erosionskanal, wie er sich bei einem Durchbruch zeigte. Dargestellt ist hier eine Schluffprobe mit 4-8 mm Kies als Filtermaterial. Durch den Erosionsdurchbruch wurde Sand des Auflagers in den Kanal eingespült.



Abb. 4.22: Ausgebildeter Erosionskanal in einer Schluffprobe (Schnitt A-A)

Die Versuchsprobe zeigte eine Übergangsschicht, die aus bindigem Basismaterial und Filtermaterial bestand. Die Mächtigkeit dieser Übergangsschicht hängt von der Kornverteilung des Filtermaterials und von der Auflastspannung ab. Lag gröberes Filtermaterial vor, wie z.B. 2-8 mm Kies, so konnte eine Mächtigkeit von bis zu 1,5 cm erkannt werden. Bei feinerem Filtermaterial, wie z.B. Mittelsand, war die Übergangsschicht nur wenige Millimeter mächtig. Ein Einfluss der Auflastspannung auf die Mächtigkeit der Übergangsschicht konnte jedoch nicht erkannt werden. Bei Versuchen mit 200 kN/m<sup>2</sup> Auflast war die Mächtigkeit der Übergangsschicht nur wenige mm größer als mit einer Auflast von 50 kN/m<sup>2</sup> bei dem gleichen Filtermaterial.

In Tab. 4.7 sind die Ergebnisse der einzelnen Versuche aufgeführt. Es ist eine Abhängigkeit der Größe des kritischen hydraulischen Gradienten von der Auflastspannung, und auch von dem mineralischen Filtermaterial zu erkennen. Lag deutlich gröberes Filtermaterial vor, lag der kritische hydraulische Gradient niedriger als bei feinerem Filtermaterial, wie der Vergleich von Versuchen mit 2-8 mm Filtermaterial und mit Grobsand zeigt. Die Ursache für dieses Verhalten liegt in der Geometrie des Porenraums begründet.

Neben dem Einfluss des Filtermaterials auf die Größe des kritischen hydraulischen Gradienten konnte auch deutlich der Einfluss der Auflastspannung festgestellt werden. Je höher die Auflastspannung war, desto höher war auch der hydraulische Gradient, der zum Versagen der bindigen Schicht führte. Der dritte Einflussparameter auf die Größe des kritischen hydraulischen Gradienten ist das Basismaterial selbst. Lag Schluff vor, waren die kritischen hydraulischen Gradienten deutlich geringer als bei Kaolinton oder leicht plastischem Ton. Dies kann mit der Scherfestigkeit der bindigen Materialien erklärt werden.

Nr.	Basis-	Last	Filter-	<b>İ</b> <sub>krit</sub>	Nr.	Basis-	Last	Filter-	<b>i</b> <sub>krit</sub>
	material	p'=p''	material	[-]		material	<i>p</i> '= <i>p</i> ''	material	[-]
		[kN/m <sup>2</sup> ]					[kN/m²]		
1		50	Grobsand	187	28		50	4-8 mm	200
2		100	Grobsand	227,2	29		100	4-8 mm	354,5
3		200	Grobsand	333,3	30		200	4-8 mm	670
4		300	Grobsand	400	31		50	Grobsand	336
5		50	1 mm	480	32	lt olt	100	Grobsand	640
6		100	1 mm	582	33	Ton	200	Grobsand	1.090
7		200	1 mm	720	34		50	2-8 mm	266
8	Kaolinton	300	1 mm	760	35		100	2-8 mm	571,4
9		50	2-8 mm	258,6	36		200	2-8 mm	1.111,1
10		100	2-8 mm	253	37		100	3-5 mm	552
11		200	2-8 mm	878	38		200	3-5 mm	990
12		100	4-8 mm	133,3					
13		300	4-8 mm	363,3					
14		50	Mittelsand	375					
15		100	Mittelsand	400					
16	Schluff	200	Mittelsand	1050					
17	Contain	300	Mittelsand	973,4					
18		50	2-8 mm	12,5					
19		100	2-8 mm	52,6					
20		200	2-8 mm	62,5					
21		50	Grobsand	250					
22		100	Grobsand	444,4					
23		50	4-8 mm	10,7					
24		100	4-8 mm	42,8					
25		200	4-8 mm	62,5					
26		100	3-5 mm	68,7					
27		200	3-5 mm	175					

**Tab. 4.7:**Durchgeführte Versuche im modifizierten Ödometertopf mit mineralischem<br/>Filtermaterial im normal-konsolidierten Zustand

Die Versuchsergebnisse der Proben im über-konsolidierten Zustand sind in Tab. 4.8 aufgeführt. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass eine Überkonsolidierung des bindigen Basismaterials zu einem höheren kritischen hydraulischen Gradienten führt. Ein Vergleich der Versuchsergebnisse von Schluff im normal-konsolidierten und im über-konsolidierten Zustand zeigt dies. Vergleicht man exemplarisch Versuch Nr. 19 (Tab. 4.7) mit Versuch Nr. 6 (Tab. 4.8), so liegt der kritische Gradient *i*<sub>krit</sub> um das dreifache höher bei über-konsoliderten Spannungsverhältnissen im Vergleich zu normal-konsolidierten. Dieses Verhalten kann mit den veränderten Scherparametern im überkonsolidierten Zustand erklärt werden. Gerade die erhöhte Kohäsion muss hier einen entscheidenden Einfluss auf die Stabilität gegen eine hydraulische Einwirkung haben.

Nr.	Basismaterial	Konsolida-	Ver-	Mineralisches	kritischer hyd-
		tionslast p'	suchslast	Filtermaterial	raulischer Gra-
			p"		dient
					İ <sub>krit</sub>
		[kN/m²]	[kN/m²]		[-]
1		100	50	3-5 mm	108,1
2	Kaolinton	200	100	3-5 mm	231,48
3		100	50	4-8 mm	68,55
4		200	100	4-8 mm	85,56
5		200	100	3-5 mm Kies	233,3
6		200	100	2-8 mm Kies	133,3
7	Schluff	200	100	4-8 mm Kies	168,9
8		100	50	3-5 mm Kies	64,51
9		100	50	2-8 mm Kies	66,6
10		100	50	4-8 mm Kies	81,63

**Tab. 4.8:**Versuchsergebnisse der Versuche im ödometrischen Durchlässigkeitsge-<br/>rät mit mineralischem Filtermaterial im über-konsolidierten Zustand

## 4.4.5 Mechanismen beim hydraulischen Durchbruch

Die Mechanismen beim hydraulischen Durchbruch im ödometrischen Spannungszustand aber mit mineralischem Filtermaterial, müssen die gleichen wie bei den Versuchen mit gelochten Filterplatten sein. Jedoch wird die Größe des kritischen hydraulischen Gradienten durch das Filtermaterial beeinflusst, das hier keinen klar definierten Porendurchmesser liefert, sondern eher eine Porendurchmesserverteilung über die gesamten Grenzlinie zwischen Filter- und Basismaterial. Die Gewölbewirkung wird hier durch den Abstand der Körner des mineralischen Filters bestimmt.

## 4.5 Versuche im triaxialen Spannungszustand

## 4.5.1 Probenmaterial

Für die Versuche im triaxialen Spannungszustand mit mineralischem Filtermaterial wurden die gleichen Basismaterialien und Filtermaterialien wie für die Versuche im ödometrischen Spannungszustand verwendet.

## 4.5.2 Versuchsgerät

Für die Versuche im triaxialen Spannungszustand wurden standardisierte Triaxialzellen verwendet, die eine stufenweise Erhöhung des hydraulischen Gradienten zur Durchströmung der Probe unter einem konstanten Zelldruck ermöglichten. In Abb. 4.23 ist der Versuchsaufbau dargestellt.



Abb. 4.23: Einbau- und Versuchsprinzip der Triaxialzelle

Vor Einbau der zuvor konsolidierten Bodenprobe (1) wurde in die Triaxialzelle ein Sandauflager (3) wassergesättigt eingebaut. Oberhalb der bindigen Bodenprobe wurde dann das mineralische Filtermaterial wassergesättigt eingebaut und die Kopfplatte eingesetzt. Nach Einbau der Zellwand wurde die Zelle mit entlüftetem Wasser befüllt und der Zelldruck  $\sigma_3$  eingestellt. Nach etwa 24 Stunden wurde mit der Durchströmung der Probe begonnen. Hierzu wurde der Wasserdruck  $p_u$  aufgebracht. Die Durchströmung wurde mit entlüftetem, teilentsalztem Wasser durchgeführt. Alle Versuche wurden mit isotropen Zelldruck durchgeführt, d.h.  $\sigma_1 = \sigma_3$ .

Die Abb. 4.24 zeigt eine in den Gummisack einer Triaxialzelle eingebaute Kaolintonprobe mit Grobsand als Filtermaterial. Die Probenhöhe des Basismaterials betrug bei allen Versuchen 1,5 bis 1,7 cm. Um eine möglichst gleichmäßige Anströmung der bindigen Basisschicht zu ermöglichen, wurde wassergesättigter Sand als Fußauflager eingebracht.



Abb. 4.24: Eingebauter Versuch in der Triaxialzelle

## 4.5.3 Versuchsprogramm, Durchführung und Auswertung

Zur Versuchsdurchführung wurden in Ödometertöpfen Bodenproben unter der Last p'konsolidiert und so in Triaxialzellen eingebaut, dass sich der gleiche Schichtenaufbau wie bei den Versuchen in den modifzierten Ödometertöpfen ergab. Der Zelldruck  $\sigma_3$  entsprach bei normal-konsolidierten Versuchen der zuvor verwendeten Konsolidierungslast p'.

Nr.	Basis-	Zelldruck $\sigma_3$	Filter-	Nr.	Basis-	Zelldruck $\sigma_3$	Filter-
	material	[kN/m <sup>2</sup> ]	material		material	[kN/m²]	material
1		50	Grobsand	20	Leicht	50	4-8 mm
2		100	Grobsand	21	plastischer	100	4-8 mm
3		200	Grobsand	22	Ton	50	2-8 mm
4		50	2-8 mm		•		
5	Kaolinton	100	2-8 mm				
6		200	2-8 mm				
7		100	Mittelsand				
8		200	Mittelsand				
9		50	4-8 mm				
10		50	Mittelsand				
11		100	Mittelsand				
12		50	Grobsand				
13		100	Grobsand				
14	Schluff	50	2-8 mm				
15	Ochidh	100	2-8 mm				
16		200	2-8 mm				
17	1	50	3-5 mm				
18		100	3-5 mm				
19	1	200	3-5 mm	1			

**Tab. 4.9:**Durchgeführte Versuche in der Triaxialzelle mit mineralischem Filtermate-<br/>rial im normal-konsolidierten Zustand

Neben den Versuchen im normal-konsolidierten Zustand wurden Versuche im überkonsolidierten Zustand des bindigen Basismaterials durchgeführt (Tab. 4.10). Hierzu wurde das Basismaterial unter der Auflast p' im Ödometertopf konsolidiert und dann die Probe in die Triaxialzelle eingebaut. Um eine Überkonsolidierung der Probe zu erreichen, wurde der Zelldruck  $\sigma_3$  entsprechend geringer als die Konsolidierungslast p' gewählt.

Zur Bestimmung des kritischen hydraulischen Gradienten wurde der hydraulische Druckunterschied  $\Delta h$  (Abb. 4.23) zwischen Unterseite und Oberseite der Probe der Probendicke *h* gegenübergestellt, sodass für den kritischen hydraulischen Gradienten gilt:

$$i_{krit} = \frac{\Delta h}{h}$$
 (Gl. 4.5)

Nr.	Basismaterial	Konsolidationslast	Zelldruck	Mineralisches Filter-
		p'	$\sigma_{3}$	material
		[kN/m²]	[kN/m²]	
1		100	50	2-8 mm
2	Kaolinton	200	100	2-8 mm
3		400	200	2-8 mm
4		100	50	4-8 mm
5		100	50	2-8 mm
6	Schluff	100	50	4-8 mm
7		200	100	4-8 mm

 
 Tab. 4.10:
 Durchgeführte Versuche in der Triaxialzelle mit mineralischem Filtermaterial im über-konsolidierten Zustand

## 4.5.4 Beobachtungen und Versuchsergebnisse

Wie bei den Versuchen mit mineralischem Filtermaterial in den modifizierten Ödometertöpfen wurde auch bei den Versuchen in der Triaxialzelle ein sogenannter Übergangsbereich zwischen Filter- und Basisschicht erkannt, der sich nach Aufbringen des Zelldruckes einstellte. Die Abb. 4.25 zeigt den Übergangsbereich bei einer Kaolintonprobe mit einem 2-8 mm Filtermaterial nach dem Aufbringen des Zelldruckes  $\sigma_3$ . Es ist deutlich das Eindringen und somit Vermischung des Basis- mit dem Filterkorn zu erkennen. Es entsteht also eine neue Bodenschicht, die als Übergangsschicht definiert wird. Die Mächtigkeit der Übergangsschicht ist bei den Versuchen in der Triaxialzelle durch die gleichen Abhängigkeiten, wie sie bei den Versuchen in den modifizierten Ödometertöpfen bestimmt wurden, bedingt.





Ähnlich wie bei den Versuchen im modifizierten Ödometertopf konnte auch bei den Versuchen in der Triaxialzelle ein Erosionskanal erkannt werden. Die Abb. 4.26 zeigt eine Kaolintonprobe nach erfolgtem Erosionsdurchbruch. Der Erosionskanal ist hier jedoch nur andeutungsweise zu erkennen.



Abb. 4.26: Kaolintonprobe nach Durchbruch aus dem Triaxialversuch

Die Abb. 4.27 zeigt die Kaolintonprobe aus Abb. 4.26 im Schnitt. Die Ausbildung des Erosionskanals ist hier deutlich zu erkennen. Auch hier wurde bereits Mittelsand in den Kanal eingespült.





Die Ergebnisse der durchgeführten Versuche für verschiedene Basis- und Filtermaterialien und verschiedenem Zelldruck  $\sigma_3$  für den normal-konsolidierten Zustand sind in Tab. 4.11 zusammengefasst. Die Versuchsergebnisse in Tab. 4.11 zeigen, dass der kritische hydraulische Gradient vom Filtermaterial, dem Zelldruck  $\sigma_3$  und dem Basismaterial abhängig ist. Wie bei den Versuchen in den modifizierten Ödometertöpfen liegen auch hier die Ergebnisse mit Schluff als Basismaterial deutlich niedriger als mit dem Kaolinton oder dem leicht plastischen Ton. Bei einem gröberen Filtermaterial wurden auch hier geringere hydraulische Gradienten erreicht als bei einem feineren. Bei einem größeren Zelldruck  $\sigma_3$  wurde auch, wie bei den Versuchen im ödometrischen Spannungszustand, der kritische hydraulische Gradient *i*<sub>krit</sub> größer.

Die Tab. 4.12 zeigt die Versuchsergebnisse in der Triaxialzelle mit Basismaterial im überkonsolidierten Zustand. Um über-konsoldierte Verhältnisse herzustellen, wurde der Zelldruck  $\sigma_3$  kleiner gewählt als die zur Konsolidierung der Probe aufgebrachte Last *p'*. Bei den Versuchen mit Schluff kann am deutlichsten der Einfluss der Überkonsolidierung erkannt werden. Dieses Verhalten wurde ebenfalls bei den Versuchen in den modifizierten Ödometertöpfen festgestellt. Vergleicht man Versuch Nr. 20 (Tab. 4.11) mit Versuch Nr. 5 (Tab. 4.12) so liegt der kritische hydraulische Gradient im über-konsolidierten Zustand um das dreifache höher bei gleicher Auflastspannung.

Nr.	Basismaterial	Zelldruck	Filtermaterial	<b>İ</b> <sub>krit</sub>
		<b>σ</b> 3 [kN/m²]		[-]
			Quality and	005.00
1		50	Grobsand	205,88
2		100	Grobsand	459,46
3		200	Grobsand	666,67
4		50	2-8 mm	500
5	Kaolinton	100	2-8 mm	928,57
6		200	2-8 mm	1.363,64
7		100	Mittelsand	600
8		200	Mittelsand	937,5
9		50	4-8 mm	166,67
16		50	Mittelsand	133
17		100	Mittelsand	300
18		50	Grobsand	166,67
19		100	Grobsand	315,79
20	Schluff	50	2-8 mm	33,3
21		100	2-8 mm	35,29
22		200	2-8 mm	71,43
23		50	3-5 mm	50
24		100	3-5 mm	60
25		200	3-5 mm	128,6
28	Leicht	50	4-8 mm	269,23
29	plastischer Ton	100	4-8 mm	655,17
30		50	2-8 mm	271,25

Tab. 4.11:Versuchsergebnisse der Versuche in der Triaxialzelle mit mineralischem<br/>Filtermaterial im normal-konsolidierten Zustand

Versuche mit dem leicht plastischen Ton als Basismaterial im überkonsolidierten Zustand führten bei den hier gegebenen Randbedingungen zu keinem hydraulischen Durchbruch der bindigen Basisschicht. Das Material war somit stabil hinsichtlich Kontakterosion im Untersuchungsbereich. Der maximale hydraulische Gradient lag bei leichtplastischem Ton im überkonsolidierten Zustand bei  $i \sim 13.000$  und es trat kein Versagen auf.

Nr.	Basis-	Konsolidations-	Zelldruck $\sigma_3$	Filter-	<b>İ</b> krit
	material	last p		material	
		[kN/m²]	[kN/m²]		[-]
1		100	50	2-8 mm	209,79
2	Kaolinton	200	100	2-8 mm	300,75
3		400	200	2-8 mm	428,57
4		100	50	4-8 mm	173,01
5		100	50	2-8 mm	168,9
6	Schluff	100	50	4-8 mm	100
7		200	100	4-8 mm	66,31

Tab. 4.12:Versuchsergebnisse der Versuche in der Triaxialzelle mit mineralischem<br/>Filtermaterial im über-konsolidierten Zustand

## 4.5.5 Mechanismen beim hydraulischen Durchbruch

Die Mechanismen bei der hydraulischen Kontakterosion im triaxialen Spannungszustand müssen den Mechanismen im ödometrischen Spannungszustand gleich sein. Jedoch ändert sich die Normalspannung auf den Rand des potentiellen Erosionskanals und entspricht dem Zelldruck  $\sigma_3$ , sodass hier gelten muss:

$$\sigma_0 = \rho = \sigma_3 \tag{Gl. 4.6}$$

# 4.6 Theoretische Ermittlung des kritischen hydraulischen Gradienten

## 4.6.1 Modell des kritischen hydraulischen Gradienten

Um den kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  für den ödometrischen und den triaxialen Spannungszustand abzuschätzen, wird die vertikale Auflast p' an der Grenzfläche zwischen Basis- und Filterschicht als gleichmäßig verteilt angesehen und der Porenraum im Bereich des potentiellen Erosionskanals als ein Loch mit dem Durchmesser  $d_L$  betrachtet. Der Bereich der Austrittsfläche des Erosionskanals soll als druckfrei angesehen werden, d.h. der Porenwasserdruck ist komplett abgebaut (Abb. 4.28).



Abb. 4.28: Potentieller Erosionskanal

Am Rand des potentiellen Erosionskanals entsteht infolge der Auflast p eine Schubspannung  $\tau$ , die bis zu einer Tiefe  $z_0$  zunimmt und hier ihr Maximum erreicht. In einer größeren Tiefe als  $z_0$  nimmt die Schubspannung wieder ab. Die Normalspannung am Rand des Erosionskanals nimmt bis zu einer Tiefe  $z_1$  linear zu und bleibt ab dieser Tiefe konstant unter Vernachlässigung des Eigengewichtes des Bodens. Die Größe der Normalspannung  $\sigma_x$  im ödometrischen Spannungszustand wird durch die Kombination der Auflastspannung p und dem Erdruhedruckbeiwert  $K_0$  bestimmt. Im isotropen triaxialen Spannungszustand wird die Normalspannung direkt von der Auflast p bestimmt. Im anisotropen Spannungszustand entspricht der Seitendruck  $\sigma_x$  der Spannungskomponente  $\sigma_3$  (Abb. 4.29).



Abb. 4.29: Ausbildung der Schubspannung und der Normalspannung am Rand des Erosionskanals unter Vernachlässigung des Bodeneigengewichtes

Nimmt man die Verteilung der Schubspannung bis zu ihrem Maximum als linearverteilt an, so kann der Mittelwert  $\tau$  für den Bereich bis zur Tiefe  $z_0$  mit:

$$\overline{\tau} = \frac{\tau_{max}}{2}$$
(Gl. 4.7).

angegeben werden.

Infolge des Potentialunterschiedes  $\Delta h$  (Abb. 4.28) zwischen Unter- und Oberkante der bindigen Basisschicht wirkt ein hydraulischer Gradient *i*. Der sich in der Tiefe  $z_1$ , also im Bereich der konstanten Normalspannung  $\sigma_{x0}$  (Abb. 4.29) ergebende Porenwasserdruck  $\Delta u$  lässt sich schreiben zu:

$$\Delta u = z_1 \cdot \gamma_W \cdot i \tag{Gl. 4.8}$$

Der effektive Seitendruck  $\sigma'_{xo}$  kann nun unter Berücksichtigung der Definition für die effektiven Spannungen nach TERZAGHI / PECK (1948) wie folgt geschrieben werden:

$$\sigma'_{x0} = \sigma_{x0} - u$$

$$= \sigma_{x0} - z_1 \cdot \gamma_W \cdot i$$
(GI. 4.9)

Um die Tiefe für die maximale Schubspannung  $z_0$  und die Tiefe ab der die Normalspannung konstant bleibt  $z_1$  (Abb. 4.29) dimensionslos zu definieren, werden die Parameter  $\xi_0$  und  $\xi_1$ eingeführt. Hierbei steht  $\xi_0$  für das Verhältnis der Tiefe  $z_0$  zum Radius des maßgebenden Porenradius  $r = d_L/2$ . Für  $\xi_1$  wird r mit der Tiefe  $z_1$  ins Verhältnis gesetzt.

Nimmt man den potentiellen Erosionskörper als zylindrisch an (Abb. 4.30), lassen sich sämtliche angreifenden und haltenden Kräfte am Rand des zylindrischen Elementes definieren.



**Abb. 4.30:** (mittlere) angreifende wirksame Kräfte am potentiellen zylindrischen Erosionskörper mit dem Durchmesser  $d_P$  und der Höhe  $z_0$ 

Durch die Dreiecksverteilung des linear zunehmenden Seitendruckes  $\sigma_x$  bis zur Tiefe  $z_1$  lässt sich der mittlere effektive Seitendruck  $\overline{\sigma'}_{x0}$  bis zur Tiefe  $z_0$  bzw. zur dimensionslosen Tiefe  $\xi_0$  wie folgt schreiben:

$$\overline{\sigma}_{x0}^{'} = \frac{\xi_0}{2 \cdot \xi_1} \cdot (\sigma_{x0} - \xi_1 \cdot \gamma_w \cdot r \cdot i)$$
(GI. 4.10)

Unter Annahme der Mohr-Coulombschen Bruchbedingung:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \tag{GI. 4.11}$$

kann der gesamte Scherwiderstand am Element Tgeschrieben werden:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \xi_0 \cdot r^2 \cdot \left( c' + \overline{\sigma}_{x0} \cdot \tan \varphi' \right)$$
 (GI. 4.12)

Die gesamte Schubspannung  $T_r$  infolge der Auflast p am Rand des gesamten zylindrischen Elementes (Abb. 4.30) lässt sich unter der Annahme einer linearen Verteilung der Kraft bis zur dimensionslosen Tiefe  $\xi_0$  definieren zu:

$$T_{\tau} = \pi \cdot \xi_0 \cdot r^2 \cdot \tau_{max} \tag{GI. 4.13}$$

Untersuchungen zeigten, dass sich infolge einer Auflast *p* Tonpartikel vorrangig senkrecht zur Vertikalspannung  $\sigma_z$  orientieren. Nimmt man den ideellen Sickerweg *L* parallel zur Vertikalspannung an, so verlängert sich der tatsächliche Sickerweg *L*<sub>1</sub> durch die horizontale Orientierung der Tonplättchen dementsprechend. Um diese Verlängerung des Sickerweges zu berücksichtigen, wurde in der Geotechnik der Gefügefaktor *T*<sub>1</sub> eingeführt. ZOU (2000) gibt für Kaolinton ein *T*<sub>1</sub> von 1,2 – 2,0 (Tonteilchenorientierung senkrecht zur Strömungsrichtung), für schluffigen Ton ein *T*<sub>1</sub> von 1,2 – 1,5 und für Montmorillonit und Illit ein *T*<sub>1</sub> von 1,5 – 2,2 an.

Nimmt man nun vereinfachend an, dass die Richtung der realen Strömungskraft  $f_{s,r}$  gleich der Richtung der mittleren Strömungskraft  $f_s$  ist, so beträgt die gesamte Schubkraft  $T_{fs,r}$  infolge der Strömungskraft  $f_{s,r}$  im zylindrischen Element:

$$T_{fs,r} = \pi \cdot \xi_0 \cdot r^3 \cdot \gamma_w \cdot i_r \tag{GI. 4.14}$$

Berücksichtigt man den tatsächlichen Sickerweg  $L_1$  und schreibt für den tatsächlichen hydraulischen Gradienten  $i_r$ :

$$i_r = i \cdot \frac{L}{L_1}$$

$$= i \cdot \frac{1}{T_1}$$
(Gl. 4.15),

so wird (Gl. 4.14) zu

$$T_{f_{S,r}} = \pi \cdot \xi_0 \cdot r^3 \cdot \gamma_W \cdot i \cdot \frac{1}{T_1}$$
(Gl. 4.16).

Setzt man nun die einwirkenden und die haltenden Kräfte ins Verhältnis und vernachlässigt den geringen Einfluss des Eigengewichtes des betrachteten Bodenelementes, lässt sich ein Sicherheitsfaktor  $\eta$  definieren

$$\eta = \frac{T}{T_{\tau} + T_{fs,r}} \tag{Gl. 4.17}$$

Betrachtet man genau den kritischen Zustand, wenn also  $\eta = 1$  gilt, lässt sich (Gl. 4.17) nach Einsetzen der (Gl. 4.12), (Gl. 4.13) und (Gl. 4.16). schreiben zu:

$$1 = \frac{2 \cdot c' + \frac{\xi_0}{\xi_1} \cdot \sigma_{x0} \cdot \tan \varphi' - \xi_0 \cdot \gamma_W \cdot r \cdot i_{krit} \cdot \tan \varphi'}{\tau_{max} + r \cdot \gamma_W \cdot i \cdot \frac{1}{T_1}}$$
(GI. 4.18)

Aufgelöst nach dem hydraulischen Gradienten *i*, der bei einer Sicherheit von  $\eta = 1$  als der kritische Gradient *i*<sub>krit</sub> definiert wird, erhält man:

$$i_{krit} = \frac{2 \cdot c' - \tau_{max} + \frac{\xi_0}{\xi_1} \cdot \sigma_{x0} \cdot \tan \varphi'}{r \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{1}{T_1} + \xi_0 \cdot \tan \varphi'\right)}$$
(GI. 4.19)

Da die Auflast *p* und die maximale Schubspannung  $\tau_{max}$  miteinander korrelieren, kann die dimensionslose Zahl  $\zeta$  eingeführt werden, die das Verhältnis von Auflast *p* zu maximaler Schubspannung  $\tau_{max}$  darstellen soll. Es gilt für  $\zeta$ :

$$\varsigma = \frac{\tau_{max}}{p} \tag{GI. 4.20}$$

Des weiteren kann die am potentiellen Erosionskörper angreifende Normalspannung  $\sigma_{x0}$  unter der Annahme des ödometrischen Spannungszustandes geschrieben werden zu:

$$\sigma_{x0} = K_0 \cdot p \tag{GI. 4.21}$$

wobei  $K_0$  der Erdruhedruckbeiwert und p die Auflastspannung ist.

Nun kann man die (Gl. 4.19) für den ödometrischen Spannungszustand wie folgt aufstellen:

$$i_{krit} = \frac{2 \cdot c' - \varsigma \cdot p + \frac{\xi_0}{\xi_1} \cdot K_0 \cdot p \cdot \tan \varphi'}{r \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{1}{T_1} + \xi_0 \cdot \tan \varphi'\right)}$$
(GI. 4.22)

mit

- *c'* effektive Kohäsion
- $\varphi'$  effektiver Reibungswinkel

р	Auflast
Ϋ́w	Wichte des Wassers
<i>T</i> <sub>1</sub>	Gefügefaktor
K <sub>0</sub>	Erdruhedruckbeiwert (Nach Jáky: $K_0 = 1 - \sin \varphi$ )
$r = d_{p,maßg}/2$	Radius des maßgebenden Porendurchmessers des Filtermaterials
$\zeta = \tau_{max}/p$	Verhältniswert von maximaler Schubspannung zu Auflast p
$\xi_0 = z_0/r$	Geometriegebender Faktor, dimensionslose Tiefe der maximalen
	Schubspannung
$\xi_1 = Z_1/r$	Dimensionslose Tiefe, ab der die Normalspannung $\sigma_{x0}$ einen Konstanten Wert einnimmt

Legt man der Bemessung den isotropen triaxialen Spannungszustand zu Grunde, so ist der Ansatz für die Normalspannung auf den potentiellen Erosionskörper zu verändern. Es gilt nunmehr für  $\sigma_{x_0}$ :

$$\sigma_{x0} = \sigma_3 = \rho \tag{Gl. 4.23}$$

Mit dieser Formulierung ändert sich (Gl. 4.19) entsprechend. Es gilt für den kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  für den isotropen triaxialen Spannungszustand die (Gl. 4.24):

$$i_{krit} = \frac{2 \cdot c' - \varsigma \cdot p + \frac{\xi_0}{\xi_1} \cdot p \cdot \tan \varphi'}{r \cdot \gamma_{W} \cdot \left(\frac{1}{T_1} + \xi_0 \cdot \tan \varphi'\right)}$$
(GI. 4.24)

Um den kritischen hydraulischen Gradienten nach (Gl. 4.22) oder (Gl. 4.24) ermitteln zu können, sind mehrere Bodenparameter zu bestimmen. Das Kapitel 4.6.2 zeigt die Abschätzung der Parameter.

## 4.6.2 Bestimmung der Bodenparameter

## 4.6.2.1 Ermittlung der Tiefenfaktoren $\xi_0$ und $\xi_1$

Zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten mit (Gl. 4.22) oder (Gl. 4.24) müssen die geometriegebenden Faktoren  $\xi_0$  und  $\xi_1$  bestimmt werden.

Unter Verwendung des Mohr-Coulombschen Bruchgesetzes wurden die Schub- und Normalspannungsverläufe am Rand eines potentiellen Erosionskanals unter Variation der Belastung p mit Hilfe der Anwendung PLAXIS ermittelt. Der hierzu notwendige Steifemodul  $E_s$ wurde aus durchgeführten Kompressionsversuchen unter Berücksichtigung der einzelnen Laststufen bestimmt. Die festzulegende Querdehnzahl v wurde aus (Gl. 4.25 (BRINCH & GIB-SON 1949) ermittelt:

$$v = \frac{K_0}{1 + K_0}$$
 (Gl. 4.25)

Für die angewandten Bodenmaterialien Kaolinton, Schluff und leicht plastischer Ton ergaben sich folgende Eingangsparameter für die numerische Berechnung (Tab. 4.13):

Boden	Steifemodul <i>E</i> <sub>s</sub>			Ko	v
	50	100	200	$(=1-\sin \varphi')$	
	[kN/m²]				
Kaolinton	794,50	1.519,78	2.900,00	0,721	0,418
Schluff	2.486,00	4.902,90	9.667,00	0,4	0,286
It. plt. Ton	1.032,70	1.996,18	3.853,70	0,536	0,349

Tab. 4.13: Bodenparameter der bindigen Basismaterialien

Für die Berechnung wurde das System, wie in Abb. 4.28 dargestellt, modelliert und die Schub- und Normalspannungsverteilung für verschiedene Auflastspannungen *p* berechnet. Das Ergebnis einer typischen Schub- und Normalspannungsverteilung im Kontinuum aus der Plaxisberechnung zeigt die Abb. 4.31.



Abb. 4.31: Schubspannungs- und Normalspannungsverteilung am Rand des potentiellen Erosionskanals

Nun lässt sich die Verteilung der Schub- und der Normalspannung am Rand (gestrichelte Linie in Abb. 4.31) des potentiellen Erosionskanals ermitteln. Aus diesen Verteilungen können die geometriegebenden Faktoren  $\xi_0$  und  $\xi_1$  bestimmt werden. In Abb. 4.32 ist der typische Verlauf der dimensionslosen Schubspannung  $\tau/p$  in Abhängigkeit zur dimensionslosen Tiefe z/r dargestellt. Für die Anwendung des Modells kann aus Abb. 4.32 der Faktor  $\xi_0$  für den  $\tau_{max}/p$  abgelesen werden.



**Abb. 4.32:** Darstellung der dimensionslosen Schubspannung  $\tau/p$  in Abhängigkeit der dimensionslosen Tiefe z/r zur Bestimmung von  $\xi_0 = z_0/r$  und  $\zeta = \tau_{max}/p$ 

Um eine allgemein gültige Anwendung zu ermöglichen, wurde eine Parameterstudie zur Ermittlung von Bemessungstafeln durchgeführt, denen die Größe für den Faktor  $\xi_0$  in Abhängigkeit der Kohäsion und des Reibungswinkels bei bekannter Auflastspannung entnommen werden kann. Die Abb. 4.33 und Abb. 4.34 zeigen die Bemessungstafeln für eine Kohäsion von  $c' = 5 \ kN/m^2$  und eine Kohäsion von  $c' = 15 \ kN/m^2$ . Bei Vergleichsrechnungen zeigte sich, dass Zwischenwerte geradlinig interpoliert werden können.



**Abb. 4.33:** Dimensionslose Tiefe  $\xi_0$  in Abhängigkeit des Reibungswinkels gültig für eine Kohäsion  $c' = 5 \ kN/m^2$ .



**Abb. 4.34:** Dimensionslose Tiefe  $\xi_0$  in Abhängigkeit des Reibungswinkels gültig für eine Kohäsion von  $c' = 15 \text{ kN/m}^2$
Zur Ermittlung des Tiefenfaktors  $\xi_1$  ist die Verteilung der dimensionslosen Normalspannung  $\sigma_x/p$  in Abhängigkeit der dimensionslosen Tiefe z/r zu ermitteln. Die Abb. 4.35 zeigt den typischen Verlauf aus dem der Tiefenfaktor in Abhängigkeit der Auflast p abgelesen werden kann.



**Abb. 4.35:** Darstellung der dimensionslosen Normalspannung  $\sigma_x/p$  in Abhängigkeit der dimensionslosen Tiefe z/r zur Bestimmung von  $\xi_1$ 

Da für die Anwendung des hier vorgestellten Modells nur der Verhältniswert  $\xi_0/\xi_1$  von Bedeutung ist, werden für die Ermittlung von  $\xi_1$  keine Bemessungstafeln vorgestellt. Es wird empfohlen für den Verhältniswert  $\xi_0/\xi_1$  einen Faktor von 0,2 bis 0,6 in Abhängigkeit von der Auflastspannung zu wählen.

#### 4.6.2.2 Ermittlung der dimensionslosen maximalen Schubspannung $\zeta$

Wie bereits erläutert, spielt die am Rand des potentiellen Erosionskanal angreifende maximale Schubspannung  $\tau_{max}$  für die Bestimmung des kritischen hydraulischen Gradienten eine entscheidende Rolle. Da meist jedoch nicht die maximale Schubspannung bekannt sein dürfte, sondern nur die Auflastspannung, wurde die dimensionslose maximale Schubspannung  $\zeta$ eingeführt. Diese stellt eine Verbindung zwischen der Auflastspannung *p* und der maximalen Schubspannung  $\tau_{max}$  her:

$$\varsigma = \frac{\tau_{max}}{p} \tag{GI. 4.26}$$

Mit Hilfe von numerischen Berechnungen wurde eine Parameterstudie zur Bestimmung der maximalen Schubspannung durchgeführt. Hierbei wurden die Scherparameter und die Auflastspannung variiert. Hierdurch war es möglich, Bemessungstafeln zu erstellen, mit deren Hilfe die dimensionslose Schubspannung  $\zeta$  bestimmt werden kann. Hierzu müssen lediglich die effektiven Scherparameter *c*' und  $\varphi$ ' und die Auflastspannung *p* bekannt sein.

Die Abb. 4.36, Abb. 4.37 und Abb. 4.38 zeigen die Bemessungstafeln für Reibungswinkel zwischen 10° und 35° und eine effektive Kohäsion *c*' zwischen 5 und 15 kN/m<sup>2</sup>. Spätere Vergleichsrechnungen mit den Versuchen zeigten, dass Zwischenwerte geradlinig interpoliert werden dürfen. Bei größeren Auflastspannungen als in den Diagrammen dargestellt, können ebenfalls die Kurven entsprechend weitergeführt werden.



**Abb. 4.36:** Korrelationsfaktor  $\zeta$  in Abhängigkeit der Auflastspannung *p* für eine effektive Kohäsion von c' = 5 kN/m<sup>2</sup>



**Abb. 4.37:** Korrelationsfaktor  $\zeta$  in Abhängigkeit der Auflastspannung *p* für eine effektive Kohäsion c' = 10 kN/m<sup>2</sup>



**Abb. 4.38:** Korrelationsfaktor  $\zeta$  in Abhängigkeit der Auflastspannung *p* für eine effektive Kohäsion c' = 15 kN/m<sup>2</sup>

#### 4.6.2.3 Ermittlung des maßgebenden Porendurchmesser d<sub>p,maßg</sub>

Nach ZIEMS (1968) kann für die Untersuchung der Kontakterosion weder der minimale noch der maximale Porendurchmesser des gröberen Erdstoffes an einer Kontaktfläche mit einem feineren Erdstoff maßgebend sein. ZIEMS (1968) formulierte diese These zwar für nicht bindige Basismaterialien. Es soll jedoch angenommen werden, dass diese Forderung auch für den Kontakt zwischen bindigen Basis- und nicht bindigen Filtermaterialien Richtigkeit besitzt.

Bei ISTOMINA (zitiert bei ZIEMS 1968) findet sich auf Grundlage von Überlegungen zu Reibungsverlusten in Kreisrohren und zu Porengeometrien eine Gleichung zur Bestimmung des mittleren Porendurchmessers:

$$\overline{d}_{p} = \sqrt{\frac{96 \cdot v \cdot k}{g \cdot n'}}$$
(Gl. 4.27)

wobei *k* der Durchlässigkeitsbeiwert,  $\nu$  die kinematische Zähigkeit, *g* die Erdbeschleunigung ist und für *n*'gilt:

$$n' = n \cdot \left(1 - 0.114 \cdot \frac{1 - n}{n}\right)$$
 (GI. 4.28)

mit dem Porenanteil n.

ZIEMS führt die Formulierung von ISTOMINA weiter und setzt zusätzlich den Tortuositätsfaktor *T* ein:

$$\overline{d}_{p} = \sqrt{\frac{32 \cdot v \cdot T \cdot k}{g \cdot n'}}$$
(Gl. 4.29)

Um den mittleren Porendurchmessers  $\overline{d}_p$  eines Filtermaterials zu bestimmen, findet sich bei PAVCIC (bei ZIEMS 1968) folgende Gleichung, die ebenfalls auf Grundlage des Reibungsverlustes in einem Rohr aufgebaut wurde:

$$\overline{d}_{p} = 0,535 \cdot \sqrt[6]{U} \cdot e \cdot d_{17}$$
 (Gl. 4.30)

Die Herleitung dieser wohl bekanntesten Gleichung zur Bestimmung des *mittleren* Porendurchmessers kann bei ZIEMS (1968) nachvollzogen werden. Diese Gleichung dient häufig auch als Ansatz zur Bestimmung des maßgebenden Porendurchmessers bei der Untersuchung von Schichtgrenzen, auch wenn die ursprüngliche Intention dieser Gleichung nicht für diesen Zweck gedacht war.

Um zu bestimmen, ob die Formulierung nach PAVCIC maßgebend für die Kontakterosion sei, untersuchte ZIEMS (1968) die Beziehung zwischen mittlerem Porendurchmesser nach PAV-CIC (GI. 4.30) und der Porendurchmesserverteilungskurve, wie sie nach SILVEIRA (1965) bestimmt werden kann. Hierbei stellte ZIEMS fest, dass der mittlere Porendurchmesser nach PAVCIC keineswegs in geometrischer Hinsicht der mittlere Porendurchmesser ist, sondern dass diese Formulierung für die Kontakterosion als maßgebender Porendurchmesser definiert werden kann. Der *maßgebende* Porendurchmesser für die Kontakterosion nach ZIEMS (1968), bzw. nach PAVCIC, ist streng nur für nicht bindige Basismaterialien anzuwenden, da die Untersuchungen von ZIEMS (1968) nur nicht bindige Böden abdeckten.

Um nun die Gültigkeit auch für den hier untersuchten Fall der schichtennormalen Durchströmung eines bindigen Basismaterials zu bewerten, soll zunächst der maßgebende Porendurchmesser  $d_{p,maßg}$  der verwendeten Filtermaterialien bestimmt werden. Hierzu werden die Versuchsergebnisse mit gelochten Filterplatten ausgewertet und mit den Versuchsergebnissen der Versuche mit mineralischem Filtermaterial verglichen. Es wird angenommen, dass der maßgebende Porendurchmesser  $d_{p,maßg}$  eines mineralischen Filtermaterials mit den Lochdurchmessern der gelochten Filterplatten  $d_L$  gleichgesetzt werden kann, d.h. es wird angenommen, dass  $d_{p,maßg} = d_L$  ist (siehe Abb. 4.39).



**Abb. 4.39:** Definition von  $d_L$  und  $d_{p,maBg}$  (bindiges Basiskorn, 2 gelochte Filterplatte, 3 mineralisches Filtermaterial) (SATZER 2005)

Die Versuchsergebnisse mit gelochten Filterplatten zeigten eindeutig eine Abhängigkeit der Größe des kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  von der Auflastspannung p, aber auch vom Lochdurchmesser  $d_L$  der Filterplatten. Bei den Versuchen mit mineralischem Filtermaterial wurde ebenfalls der Einfluss der Auflastspannung, aber auch der Einfluss des Filtermate-

rials erkannt. Lag gröberes Filtermaterial vor, war der kritische hydraulische Gradient kleiner als bei feinerem Filtermaterial. Mit dieser Kenntnis wurden die Versuche mit mineralischem Filtermaterial an Hand der Versuchsergebnisse mit gelochten Filterplatten ausgewertet.

In Abb. 4.40 ist das Schema zur Bestimmung des maßgebenden Porendurchmessers  $d_{p,maßg}$  eines mineralischen Filtermaterials dargestellt. Die Kurvenverläufe ergeben sich aus den Versuchsergebnissen mit gelochten Filterplatten in Abhängigkeit der Auflastspannung p und des Lochdurchmessers  $d_L$  (vereinfachend wird hier bei der Auflastspannung nur noch die Bezeichnung p verwendet. Dies steht ganz im Gegensatz zur vorangegangen Darstellung, in der zwischen Konsolidationslast und Versuchslast unterschieden wurde. Im Weiteren handelt es sich bei der Erwähnung von p immer um die Versuchslast, bzw. die Auflastspannung beim Erosionsdurchbruch). Trägt man nun den kritischen hydraulischen Gradienten eines Versuches  $i_{versuch}$  mit mineralischem Filtermaterial an der Ordinate des Diagramms (Abb. 4.40) auf und bringt den Wert mit der entsprechenden Kurve, d.h. es musste die gleiche Auflastspannung p herrschen, zum Schnitt, so kann auf der Asymptote der maßgebende Porendurchmesser  $d_{p,maßg}$  des mineralischen Filtermaterials abgelesen werden.





Die Anwendung dieses Prinzips für Kaolinton zeigt die Abb. 4.41. Es sind die Versuchsergebnisse mit gelochten Filterplatten unter verschiedenen Auflasten *p* dargestellt.



Abb. 4.41: Versuchsergebnisse der gelochten Filterplatten mit Kaolinton für unterschiedliche Auflasten

Im Beispiel ist das Versuchsergebnis eines Kaolintons eingetragen mit einer Auflast p von 200 kN/m<sup>2</sup> und einem mineralischen Filtermaterial, für das der maßgebende Porendurchmesser bestimmt werden soll. Der kritische Gradient aus dem Versuch ergab einen Wert von  $i_{versuch} = 350$ . Hieraus ergibt sich ein maßgebender Porendurchmesser des mineralischen Filtermaterials von  $d_{p,maßg} = 0,4$  mm. In Tab. 4.14 sind die sich hieraus ergebenden maßgebenden Porendurchmesser  $d_{p,maßg}$ . für die verschiedenen Versuche für Kaolinton, Schluff und leicht plastischen Ton für verschiedene Auflasten aufgeführt.

Nr.	Basismaterial	Auflast	<b>İ</b> krit	<b>d</b> <sub>P,maßg</sub>	Filtermaterial	
		<b>p</b> [kN/m²]	[-]	[mm]		
1		50	187	0.5	Grobsand	
2		50	480	0.11	1 mm	
3		50	258.6	0.3	2-8 mm	
4		50	375	0.16	Mittelsand	
5		100	227,3	0,64	Grobsand	
6		100	582	0,11	1 mm	
7		100	253	0,53	2-8 mm	
8	Kaolinton	100	133,3	1,7	4-8 mm	
9		100	400	0,23	Mittelsand	
10		200	333,3	0,54	Grobsand	
11		200	720	0,08	1 mm	
12		200	878	0,05	2-8 mm	
13		300	400	0,58	Grobsand	
14		300	760	0,13	1 mm	
15		300	363,3	0,73	4-8 mm	
16		50	12,5	3,43	2-8 mm	
17		50	250	0,1	Grobsand	
18		50	10,7	4,14	4-8 mm	
19		100	52,63	1,11	2-8 mm	
20		100	444,4	0,04	Grobsand	
21	Schluff	100	42,86	1,53	4-8 mm	
22		100	68,75	0,73	3-5 mm	
23		200	1.050	0,01	Mittelsand	
24		200	62,5	1,48	Grobsand	
25		200	62,5	1,48	4-8 mm	
26		200	175	0,26	3-5 mm	
27		100	354,5	2,82	4-8 mm	
28		100	640	0,51	Grobsand	
29		100	571,4	0,7	2-8 mm	
30	Leicht plastischer	100	552	0,77	3-5 mm	
31	Ton	200	670	2,32	4-8 mm	
32		200	1.090	1,474	Grobsand	
33		200	1.111,1	1,44	2-8 mm	
34		200	990	1,612	3-5 mm	

**Tab. 4.14:** maßgebender Porendurchmesser  $d_{p,maßg}$  des verwendeten Filtermaterials

Wendet man dieses Prinzip auf die Versuche im isotropen triaxialen Spannungszustand an, ergeben sich die in der Tab. 4.15 dargestellten Werte für die maßgebenden Porendurchmesser  $d_{p,maßg}$ .

Nr.	Basismaterial	Zelldruck	<b>i</b> <sub>krit</sub>	<b>d</b> <sub>P,maßa</sub>	Filtermaterial
		<b>σ</b> 3 [kN/m²]	[-]	[mm]	
1		50	205,88	0,431	Grobsand
2		50	500	0,093	2-8 mm
3		50	166,67	0,621	4-8 mm
4		100	459,46	0,164	Grobsand
5	Kaolinton	100	928,57	0,04	2-8 mm
6		100	600	0,097	Mittelsand
7		200	666,67	0,062	Grobsand
8		200	1.363,64	0,0077	2-8 mm
9		200	937,5	0,023	Mittelsand
10		50	133	0,202	Mittelsand
11		50	166,67	0,154	Grobsand
12	Cabluff	50	33,3	1,06	2-8 mm
13		50	50	0,653	3-5 mm
14		100	300	0,075	Mittelsand
15	Ochidh	100	315,79	0,067	Grobsand
16		100	35,29	2,06	2-8 mm
17		100	60	0,906	3-5 mm
18		200	71,43	1,18	2-8 mm
19		200	128,6	0,441	3-5 mm
20		50	369,23	2,34	4-8 mm
21	Leicht plastischer	50	271,25	5,51	2-8 mm
22	1011	100	655,17	0,479	4-8 mm

**Tab. 4.15:**maßgebender Porendurchmesser  $d_{p,maßg}$  für die Versuche im triaxialen<br/>Spannungszustand

An Hand der ermittelten Werte aus Tab. 4.13 und Tab. 4.14 und unter Kenntnis der Kornverteilung und Porenzahl *e* unter entsprechender Auflast *p* (siehe Tab. 4.2) des jeweils verwendeten Filtermaterials, wurde eine Gleichung ähnlich der von PAVCIC (Gl. 4.30) gefunden. Das Ergebnis dieser (Gl. 4.31) bildet einen eher zu großen maßgebenden Porendurchmesser  $d_{p,maßg}$  ab. Da dies aber zu einem geringeren kritischen hydraulischen Gradienten *i*<sub>krit</sub> führt, ist dies als positive Sicherheit zu betrachten.

$$d_{p,maBg.} = 0.8 \cdot e \cdot d_{17} \cdot \sqrt[6]{U}$$
 (GI. 4.31)

Basismaterial	р	İ <sub>krit</sub>	Mineralisches	$d_{p,maßg}$ aus	d <sub>p,maßg</sub> nach
			Filtermaterial	Ablesung	(Gl. 4.31)
	[kN/m²]	[-]		[mm]	[mm]
	50	187	Grobsand	0,5	0,43
	50	480	1 mm	0,11	0,28
	50	258,6	2-8 mm	0,3	0,81
	50	375	Mittelsand	0,16	0,24
	100	227,27	Grobsand	0,64	0,42
	100	582	1 mm	0,11	0,27
	100	253	2-8 mm	0,53	0,81
Kaolinton	100	133,33	4-8 mm	1,7	1,43
	100	400	Mittelsand	0,23	0,23
	200	878	Grobsand	0,54	0,42
	200	720	1 mm	0,08	0,26
	200	333,3	2-8 mm	0,05	0,8
	300	400	Grobsand	0,58	0,41
	300	760	1 mm	0,13	0,26
	300	363,34	4-8 mm	0,73	1,35
	50	12,5	2-8mm	3,43	1,22
	50	250	Grobsand	0,1	0,45
	50	10,7	4-8 mm	4,14	1,53
	100	52,63	2-8 mm	1,11	0,86
	100	444,44	Grobsand	0,04	0,45
Schluff	100	42,86	4-8 mm	1,53	1,52
	100	68,75	3-5 mm	0,73	0,77
	200	1050	Mittelsand	0,01	0,25
	200	510	Grobsand	1,48	0,45
	200	62,5	4-8 mm	1,48	1,52
	200	175	3-5 mm	0,26	0,76
	100	354,4	4-8 mm	2,82	1,43
	100	640	Grobsand	0,51	0,42
	100	571,4	2-8 mm	0,7	0,81
lt olt Top	100	552	3-5 mm	0,77	0,72
ii. pii. 1011	200	670	4-8 mm	2,32	1,43
	200	1090	Grobsand	1,474	0,42
	200	1111,1	2-8 mm	1,44	0,8
	200	990	3-5 mm	1,612	0,72

**Tab. 4.16:** Ergebnis der Bestimmung von  $d_p$  aus Ablesung und  $d_{p,maßg.}$  nach (Gl. 4.31)

#### 4.6.2.4 Scherparameter

Im Bereich des maßgebenden Porendurchmessers  $d_{p,maßg}$  muss auf Grund der Geometrie eine unbelastete und eine belastete Zone vorliegen (Abb. 4.42). Da das untersuchte Material zuvor konsolidiert wurde, muss im Bereich der unbelasteten Zone und im Randbereich der unbelasteten Zone theoretisch überkonsolidierter bindiger Boden vorliegen, sodass im Bereich des potentiellen Erosionsköpers der bindige Boden eine Kohäsion aufweisen muss, die höher ist als für den normal-konsolidierten Zustand.



Abb. 4.42: Skizze für die Kontaktebene zwischen Basis- und Filterkorn und vereinfachter Ansatz der Verhältnisse (nach DE GRAAUW ET AL. 1983, abgeändert)

Die Größe der vorhandenen effektiven Scherparameter *c*' und  $\varphi$ ' muss für verschiedene Böden einzeln bestimmt oder sinnvoll abgeschätzt werden. Die jeweils festgelegten Parameter dienen dann zur Ermittlung der  $\xi_{\sigma}$  und  $\zeta$ - Werte.

Vor Ort stellt sich die Bestimmung der effektiven Scherparameter oft schwierig dar. Es muss davon ausgegangen werden, dass in situ das bindige Material andere Scherparameter haben wird als die im Labor ermittelten, da es sich oft um vorbelastete Böden handelt. Bei den hier vorgestellten Untersuchungen wurden die Proben vorrangig im normal-konsolidierten Zustand untersucht. Jedoch muss davon ausgegangen werden, dass auch hier ein über-konsoliderter Bereich vorliegt und zwar im Bereich der unbelasteten Zone.

#### 4.6.3 Anwendung des theoretischen Modells

In Abb. 4.43, Abb. 4.44 und Abb. 4.45 sind die theoretischen Zusammenhänge zwischen dem kritischen hydraulischen Gradienten *i*<sub>krit</sub> und dem maßgebenden Porendurchmesser

 $d_{p,maBg}$  in Abhängigkeit der Auflastspannung p dargestellt. Neben dem theoretischen Zusammenhang sind zum Vergleich die Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der mit (Gl. 4.31) ermittelten maßgebenden Porendurchmesser  $d_{p,maBg}$  dargestellt.



**Abb. 4.43:** Kritischer Gradient  $i_{krit}$  in Bezug auf den maßgebenden Porendurchmesser  $d_{p,maßg}$  nach (Gl. 4.31) für Kaolinton



**Abb. 4.44:** Kritischer Gradient  $i_{krit}$  in Bezug auf den maßgebenden Porendurchmesser  $d_{p,maßg}$  nach (Gl. 4.31) für Schluff



**Abb. 4.45:** Kritischer Gradient  $i_{krit}$  in Bezug auf den maßgebenden Porendurchmesser  $d_{p,maßg}$  nach (Gl. 4.31) für leicht plastischen Ton

In Abb. 4.46 und Abb. 4.47 sind die Versuchsergebnisse im isotropen triaxialen Spannungszustand für Kaolinton und Schluff dargestellt, wobei der maßgebende Porendurchmesser hier auch mit Hilfe der (Gl. 4.31) bestimmt wurde. Zum Vergleich wurden die theoretischen Ergebnisse nach (Gl. 4.24) dargestellt. Insbesondere beim Schluff zeigt sich die Theorie in guter Näherung an die Versuchsergebnisse.



**Abb. 4.46:** Kritischer Gradient  $i_{krit}$  in Bezug auf den maßgebenden Porendurchmesser  $d_{p,maßg}$  für Kaolinton im isotropen triaxialen Spannungszustand



**Abb. 4.47:** Kritischer Gradient  $i_{krit}$  in Bezug auf den maßgebenden Porendurchmesser  $d_{p,maßg}$  für Schluff im isotropen triaxialen Spannungszustand

Die theoretischen Ergebnisse zeigen eine gute Näherung an die Versuchsergebnisse für alle drei untersuchten Böden. Für die Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  bei Kaolinton wird eine Kohäsion von 9 – 11 kN/m<sup>2</sup> und ein Reibungswinkel von 15°, für den Schluff eine Kohäsion von 6 – 7 kN/m<sup>2</sup> und ein Reibungswinkel von 35° und für den leicht plastischen Ton eine Kohäsion von 15 – 16 kN/m<sup>2</sup> und ein Reibungswinkel von 12° vorgeschlagen. Alle Scherparameter sind als effektive Scherparameter anzusetzen.

### 4.7 Zusammenfassung

Mit den hier vorgestellten Laborversuchen konnte der Einfluss der Auflastspannung p auf die Größe des zum hydraulischen Durchbruch führenden kritischen Gradienten  $i_{krit}$  nachgewiesen werden. Je höher die Auflastspannung p liegt, desto größer ist auch der kritische hydraulische Gradient. Auch der Einfluss des Filterkorns bzw. des maßgebenden Porendurchmessers  $d_{p,maßg}$  des Filtermaterials konnte nachgewiesen werden. Je größer der Porendurchmesser ist, desto kleiner ist der kritische hydraulische Gradient. Ebenfalls wurde der Einfluss des bindigen Basismaterials erkannt. Der hochplastische Ton konnte deutlich höhere hydraulische Gradienten aufnehmen als der Schluff. Die Begründung hierfür liegt in den Scherparametern des Materials, wobei hier die Kohäsion die Hauptrolle spielt.

Mit der Erweiterung des Modells von Zou (2000) zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  bei bekannten Bodenkennwerten des Basis- und Filtermaterials hin zur Allgemeingültigkeit, konnte ein theoretisches Modell vorgestellt werden, das den Einfluss der Auflastspannung berücksichtigt. Eine Nachrechnung der Versuchsergebnisse zeigte eine gute Näherung.

# 5. Erosion infolge schichtenparalleler Durchströmung

# 5.1 Allgemeines

Es wurden Versuche zur Untersuchung des Erosionsverhaltens geschichteter Böden infolge schichtenparalleler Durchströmung (siehe Abb. 5.1) durchgeführt. Hierzu sind bindige Basismaterialien und als Filter mineralische Filtermaterialien verwendet worden, wobei sich dafür entschieden wurde, das Basismaterial oberhalb der Filterschicht anzuordnen. Da ein Einfluss der Auflast auf die Höhe des aufnehmbaren hydraulischen Gradienten vermutet wurde, wurde bei den Versuchen besonderes Augenmerk auf die Variation der Auflastspannung gelegt.





Bei den in der Literatur bisher vorgestellten Untersuchungen wurde der Einfluss der Auflastspannung gänzlich vernachlässigt und fand auch keine Berücksichtigung in mathematischen Modellen zur Abschätzung der Erosionsstabilität. Im folgenden Kapitel sollen die Versuche zur Untersuchung der Spannungsabhängigkeit der Kontakterosion, die Mechanismen bei der Kontakterosion und ein mathematisches Modell zur Abschätzung des aufnehmbaren hydraulischen Gradienten vorgestellt werden.

### 5.2 Versuchsgerät und Versuchseinbau

Zur Untersuchung der hydraulischen Kontakterosion bei schichtenparalleler Durchströmung wurde am Institut für Bodenmechanik und Grundbau ein Elementmodellkasten konstruiert (Abb. 5.2). Die Front des Kastens besteht aus Plexiglas, um eine kontinuierliche visuelle Kontrolle der Wasserströmung und des Verhaltens des Basis- und des Filtermaterials zu ermöglichen. Abb. 5.2 zeigt die Konstruktionsskizze des Elementmodellkastens. Für die Versuche wurde eine Höhe des Filtermaterials von 5 cm und für das Basismaterial eine Höhe von 15 cm gewählt.



- (1) Feinkörniges Basismaterial  $h_1$  = 15 cm
- 2 Grobkörniges Filtermaterial h<sub>2</sub> = 5 cm
- (3) Auflager aus hochplastischem Tor
- (4) Gelochte Filterplatte
- 5 Durchströmungsrichtung
- 6 Auffangbehälter für ausgespültes Materia
- (7) Absperrhahn
- 8 Auslauf

- 9 Druckluftleitung
- (10) Auflast auf das feinkörnige Basismaterial
- (11) Belastungseinrichtung Wasserkisser
- (12) Einlauf
- (13) Plexiglasplatte
- (14) Ablauftrichter zum Auffangbehälter
- (15) Schraubengewinde

#### Abb. 5.2: Versuchseinrichtung für Kontakterosionsversuche bei horizontaler Durchströmung

Die Begrenzung beim Ein- und Auslauf des Bodenmaterials bestand aus gelochten Filterplatten. Die Lochdurchmesser und die Porosität der Filterplatten wurden so gewählt, dass die Größe der Randeinflüsse beim Ein- und Auslauf als vernachlässigbar klein angesehen werden kann. Außerhalb des Versuchkastens wurde im Bereich des Zulaufes ein Wasserbassin installiert, sodass ein kontinuierlicher Wasserstrom mit konstanter Druckhöhe möglich war. Für die Durchströmung wurde teilentsalztes Wasser verwendet, da das Vorhandensein von Salzanteilen im Wasser zu einer Verfälschung des Ergebnisses führen kann. Auf den Einfluss von gelöstem Salz im Wasserstrom auf eine mögliche Erosion wies bereits MÜLLNER (1991) hin. Im Bereich des Auslaufes wurde ein Auffangbehälter installiert, in dem das abgelöste und herausgespülte Basismaterial aufgefangen wurde, um die transportierte Masse dann im Nachgang bestimmen zu können.

Um den im Filter tatsächlich vorhandenen hydraulischen Gradienten ermitteln zu können, wurden kurz hinter dem Einlauf und kurz vor dem Auslauf im Filtermaterial Piezometerrohre angeordnet. Der Abstand der beiden Rohre betrug 48 cm. Der Wasserstand in diesen Rohren diente zur Bestimmung der tatsächlich vorhandenen hydraulischen Druckhöhe an diesen Punkten. Der Druckhöhenunterschied  $\Delta h$  in den beiden Rohren definiert (siehe Abb. 5.2), unter Berücksichtigung ihres Abstandes, den vorhandenen hydraulischen Gradienten. Die gesamte Durchströmungslänge betrug 50 cm, wobei eine Materialbreite von 12,5 cm vorlag.

Beim Versuchseinbau wurde zunächst ein etwa 10 cm hohes Fußauflager aus hochplastischem Ton eingebaut und verdichtet. Dieser Ton ist im Untersuchungsbereich suffosionsund erosionsstabil. Auf diesem Fußauflager folgte das Filtermaterial mit einer Höhe von 5 cm. Beim Einbau wurde dieses Filtermaterial leicht verdichtet. Oberhalb des Filtermaterials wurde dann das zu untersuchende bindige Basismaterial eingebaut. Dieses wurde so eingebracht, dass der Porenanteil möglichst gering und das Material möglichst wassergesättigt war. Nach Einbau des bindigen Basismaterials wurde nach einer Wartezeit von etwa 24 Stunden die Belastungseinheit eingebaut. Diese Belastungseinheit bestand aus einem Luftkissen, das an eine Pressluftleitung angeschlossen war, sodass unterschiedliche Drücke und somit unterschiedlich große vertikale Spannungen  $\sigma$  auf den Versuchskörper aufgebracht werden konnten. Nach Einbau der Belastungseinrichtung wurde der Luftdruck in diesem Luftkissen langsam gesteigert bis die Versuchslast erreicht war. Bis zum Beginn der Durchströmung wurde erneut 24 Stunden gewartet. Abb. 5.3 zeigt einen eingebauten Versuchsaufbau mit einem 4-8 mm Filterkies und einem Schluff-Feinsandgemisch als Basismaterial.



Abb. 5.3: Elementkasten zur schichtenparallelen Durchströmung. Hier mit einem Schluff-Sand-Gemisch als Basismaterial (oben) und 4 – 8 mm Kies als Filter (unten). Durchströmungsrichtung von links nach rechts

### **5.3 Probenmaterial**

Um den Einfluss des Filtermaterials zu untersuchen, wurden drei verschiedene Filtermaterialien verwendet, die auf Grund ihrer Kornverteilung zu unterschiedlich großen maßgebenden Porendurchmessern im Sinne der Gleichung von Pavcic (siehe (Gl. 4.30)) führen. Abb. 5.4 zeigt die Kornverteilungslinien für die verwendeten Filtermaterialien. Bei den Kiesen mit 3-5 mm und mit 4-8 mm handelt es sich um sehr gleichförmige Körner. Der Kies mit 8-16 mm hat vorrangig eine ovale Form.



**Abb. 5.4:** Körnungslinie der verwendeten Filtermaterialien für den schichtenparallelen Durchströmungsversuch

Für die Anwendung des im Weiteren vorgestellten mathematischen Modells zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  ist insbesondere die Kenntnis der Parameter *a* und *b* zur Lösung des nicht linearen Widerstandsgesetzes nach Forchheimer (Gl. 2.3) notwendig. Die Parameter *a* und *b* wurden mit Durchströmungsversuchen im Labor ermittelt. Hierzu wurde das Filtermaterial in einen modifizierten Ödometertopf eingebaut und von unten nach oben durchströmt, wobei der hydraulische Gradient stufenweise erhöht und die durchströmende Wassermenge *Q* gemessen wurde. Aus der Wassermenge *Q*, der Querschnittsfläche *A* und dem Porenanteil *n* kann die wahre Geschwindigkeit  $v_w$  bestimmt werden. Trägt man nun die wahre Strömungsgeschwindigkeit gegenüber dem zugehörigen hydraulischen Gradienten dividiert durch die wahre Strömungsgeschwindigkeit auf, so erhält man ein x-y-Diagramm, aus dem sich die Parameter a und b direkt ablesen lassen (siehe hierzu VALENTIN 1970 und Kapitel 3.1). Die Versuche lieferten die in Tab. 5.1 angegebenen Werte für *a* und *b* der drei verwendeten Filtermaterialien.

Filtermaterial	Parameter zur Lösung des nicht linearen Widerstandsgesetzes nach Forchheimer				
	а	b			
3 – 5 mm Kies	24	13.000			
4 – 8 mm Kies	16	6.520			
8 – 16 mm Kies	8	2.600			

 Tab. 5.1:
 Kennwerte des untersuchten Filtermaterials zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten

Des weiteren wurde das Basismaterial variiert. Vorversuche zeigten, dass stark bindige Basismaterialien eher weniger anfällig für die hydraulische Kontakterosion sind. Es wurden schwach bindige Basismaterialien hergestellt. Hierzu wurden Mischungen von Kaolinton mit Feinsand, Schluff mit Feinsand und Kalkstein mit Quarzmehl hergestellt. Die Tab. 5.2 zeigt die Mischungsverhältnisse und effektiven Scherparameter im normal-konsolidierten Zustand der einzelnen Böden.

Basisbodennr.			Mischungsverhältnis	Scherparameter	
				C'	φ'
1	Schluff	Feinsand	1:2	0	37,1
2	Schluff	Feinsand	1 : 1,2	0	38,08
3	Kaolinton	Feinsand	1:2	0	29,1
4	Kaolinton	Feinsand	1:1	0	22,51
5	Schluff	Quarzsand	1:2	0	37,05
6	Schluff	Quarzsand	1 : 1,2	0	40,72
7	Kalksteinmehl	Quarzsand	1 : 1,2	0	35,08
8	Schluff	Feinsand	1 : 1,5	0	37,8

Tab. 5.2: Verwendete Basismaterialien

Die Kornverteilungen der verwendeten Basisböden sind in der Abb. 5.5 dargestellt.



Abb. 5.5: Körnungslinie der verwendeten Basismaterialien für den schichtenparallelen Durchströmungsversuch

### 5.4 Versuchsprogramm und –durchführung

Um den Einfluss des Filter- und Basismaterials, der Auflastspannung und der daraus resultierenden Festigkeit des bindigen Basismaterials auf die Größe des zur Erosion führenden hydraulischen Gradienten zu untersuchen, wurden 22 Versuche im Elementmodellkasten durchgeführt, die in Tab. 5.3 aufgeführt sind.

		Filtermaterial	Auflast	
versuchsnr.	Basisboden	[mm]	[kN/m²]	
1	1	4-8	30	
2	1	4-8	90	
3	2	4-8	10	
4	2	4-8	30	
5	2	4-8	60	
6	2	4-8	90	
7	2	8-16	30	
8	3	4-8	30	
9	3	4-8	60	
10	3	4-8	90	
11	3	8-16	30	
12	3	8-16	60	
13	3	8-16	90	
14	4	8-16	60	
15	5	4-8	30	
16	6	4-8	30	
17	7	4-8	30	
18	7	8-16	30	
19	8	3-5	30	
20	8	3-5	60	
21	8	3-5	90	
22	8	3-5	120	

**Tab. 5.3:** Versuche zur Untersuchung der Erosion bei der schichtenparallelen Durchströmung

Für die Durchströmungsversuche wurde der erste hydraulische Gradient bei allen Versuchen so klein gewählt, dass die Strömungsgeschwindigkeit im Porenraum möglichst klein war. Der erste Gradient wurde dann für 24 Stunden konstant gehalten. Nach 1, 5 und 24 Stunden wurde die Trockenmasse des ausgespülten Materials aus dem Auffangbehälter gemessen. Nach diesen 24 Stunden wurde dann der hydraulische Gradient erhöht und erneut 24 Stunden konstant gehalten, wobei auch hier nach 1, 5 und 24 Stunden die Masse des ausgespülten Materials gemessen wurde. Diese stufenweise Erhöhung des hydraulischen Gradienten *i* 

wurde so im 24 Stundenrhythmus fortgeführt, bis eine Kontakterosion des bindigen Basismaterials festgestellt werden konnte. Der nun vorhandene hydraulische Gradient *i* wird als kritischer hydraulischer Gradient *i*<sub>krit</sub> bezeichnet. Die Festlegung, wann es sich um den kritischen hydraulischen Gradienten handelte, erfolgte anhand der Masse an ausgespültem Material und visueller Betrachtungen. Eine ähnliche Methode wendete bereits BRAUNS (1985) an, um den kritischen hydraulischen Gradienten bei seinen Versuchen zu bestimmen. Durch die am Versuchskasten angebrachten Piezometerrohre konnte die Druckhöhe am Einlauf und am Auslauf im Filtermaterial gemessen werden. Um nun den jeweils vorhandenen hydraulischen Gradienten zu bestimmen, wurde der Druckhöhenunterschied in den beiden Piezometerrohren  $\Delta h$  (siehe Abb. 5.2) zur durchströmten Länge ins Verhältnis gesetzt. Die durchströmte Länge  $\Delta I$ , also der Abstand der beiden Piezometerrohre, betrug bei allen Versuchen konstante 49 cm. Der hydraulische Gradient lässt sich bestimmen durch:

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \tag{GI. 5.1}$$

Der kritische Gradient  $i_{krit}$  ergibt sich entsprechend durch das Einsetzen des kritischen Druckhöhenunterschiedes  $\Delta h_{krit}$ , bei dem es zur Erosion kam.

$$i_{krit} = \frac{\Delta h_{krit}}{\Delta l}$$
(Gl. 5.2)

Nach Erreichen des kritischen hydraulischen Gradienten wurde der Versuch beendet. Im Anschluss wurde die Scherfestigkeit  $\tau_{ls}$  mittels Flügelsonde und die Dichte  $\rho$  mit Ausstechzylindern des bindigen Basismaterials im Versuchskasten bestimmt.

Die Messung des Materialtransportes nach gewissen Zeitintervallen bei einem konstanten hydraulischen Gradienten, also innerhalb der oben erwähnten 24 Stunden, diente zur Untersuchung des Verhaltens des bindigen Materials bei konstantem Gradienten. Entscheidend war hier, ob der Materialaustrag mit der Zeit zunimmt, stagniert oder abnimmt.

### 5.5 Beobachtungen

Das Auftreten der Kontakterosion wurde an Hand der Menge an ausgespültem Material und an visuellen Beobachtungen an der Kontaktzone bei den Versuchen im Elementmodellkasten festgestellt. Trat die Kontakterosion auf der Seite des Plexiglasfensters des Versuchskastens auf, so konnte diese, wie in Abb. 5.6 dargestellt, identifiziert werden. Eine Regelmäßigkeit des örtlichen Auftretens der Erosion konnte bei den durchgeführten Versuchen nicht erkannt werden.



Abb. 5.6: Erosionserscheinung im Kontaktbereich zwischen Filter- und Basiserdstoff

In der Abb. 5.7 ist eine Detailaufnahme der erfolgten Kontakterosion dargestellt. Das erodierte Basismaterial fällt in den Porenraum des Filterkorns und wird dort weitertransportiert. Findet keine weitere Strömung nach Auftreten der Erosion statt, bleibt das Material wie in Abb. 5.7 dargestellt im Porenraum liegen.



Abb. 5.7: Erosionserscheinung im Kontaktbereich zwischen Filter- und Basiserdstoff, Detailansicht

Nach Erreichen des kritischen Gradienten  $i_{krit}$  wurden die Versuche in aller Regel abgebrochen. Behielt man jedoch die Strömung bei  $i_{krit}$  bei, bildete sich in der gesamten Kontaktzone zwischen Filter und Basis eine Erosion aus (Abb. 5.8).



#### Abb. 5.8: Ausbildung der Erosion in der gesamten Kontaktzone

Bei vereinzelten Versuchen bildete sich eine Erosion bis hin zur Oberkante des bindigen Basismaterials aus. Das sich an der Oberfläche ergebende Versagensbild zeigt die Abb. 5.9. Da sich die Versagensform nicht bei allen Versuchen ausbildete, muss davon ausgegangen werden, dass diese Form der Erosion auf lokale Inhomogenitäten im Inneren des Basismaterials oder auf die Randbedingungen des Versuchsaufbaus zurückzuführen ist.



# **Abb. 5.9:** Erosion bis an die Oberfläche des Versuchsaufbau infolge der Kontakterosion (Ausbau)

Im Nahbereich dieses Erosionsschlotes, der von der Kontaktzone bis an die Oberfläche reichte, war das bindige Basismaterial sehr weich, doch bereits wenige Zentimeter entfernt nahm die Festigkeitkeit deutlich zu. Sowohl für die Schluff-Sand, Kaolinton-Sand und die Kalksteinmehl-Quarzsand-Mischungen konnten die gleichen Verhaltensmuster bei der Erosion erkannt werden. Lediglich die Höhe des kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  war unterschiedlich.

Der hydraulische Gradient *i* wurde bei jedem Versuch im 24 Stundenrhythmus solange erhöht, bis der kritische hydraulische Gradient  $i_{krit}$  erreicht wurde. Die Menge an erodiertem und transportiertem Material wurde mittels Wägung nach 1, 5 und 24 Stunden für jedes *i* bestimmt. Die Abb. 5.10 zeigt das typische Messergebnis eines Durchströmungsversuches.



Abb. 5.10: Messergebnis eines Versuches mit Schluff : Feinsand im Verhältnis 1:0,8 unter einer Auflast von  $\sigma$  = 30 kN/m<sup>2</sup>

In der Abb. 5.10 ist deutlich das Verhalten des bindigen Basismaterials während der gesamten Versuchphase zu erkennen. Der hier dargestellte Versuch wurde mit einem hydraulischen Gradienten *i* von 0,023 gestartet und nach 24 Stunden *i* auf 0,1 erhöht, usw. Nach den zuvor erwähnten Zeitintervallen wurde das ausgespülte Material gemessen und aufgetragen. An Hand dieser Darstellung lässt sich erkennen, dass der größte Anteil an Material in den ersten 5 Stunden transportiert wird. In den folgenden 19 Stunden stabilisiert sich das Material. Wird der kritische hydraulische Gradient *i*<sub>krit</sub> (hier bei *i* = 0,71) erreicht, kommt es plötzlich zur Kontakterosion. Eine zeitliche Regelmäßigkeit für das Eintreten der Erosion nach Aufbringen des kritischen hydraulischen Gradienten konnte bei den Versuchen nicht festgestellt werden.

Die Abb. 5.11 zeigt den gleichen Versuch wie in Abb. 5.10, nur ist hier das ausgespülte Material je hydraulischem Gradient summiert in Abhängigkeit des jeweiligen Gradienten dargestellt. An Hand dieser Darstellung lässt sich ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen hydraulischem Gradienten und transportiertem Material erkennen, bis es zur Erosion kommt. Der bei diesem Versuch festgestellte kritische Gradient beträgt  $i_{krit} = 0,71$ .



Abb. 5.11: Messergebnis eines Durchströmungsversuches mit Schluff Feinsand 1:0,8 bei einer Auflast von 30 kN/m<sup>2</sup> und 4-8 mm Filter

Das Materialverhalten während der Durchströmung, wie exemplarisch in den Abb. 5.10 und Abb. 5.11 dargestellt ist, konnte bei allen durchgeführten Versuchen so erkannt werden.

# 5.6 Versuchsergebnis

Die Versuchsergebnisse der Durchströmungsversuche im Elementmodellkasten sind in Tab. 5.4 zusammengefasst. Neben dem kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  sind auch die Messergebnisse der Scherfestigkeit  $\tau_{fs}$  und der Dichte  $\rho$  des Basismaterials aufgeführt.

	Basisboden	Filtermaterial	Auflast	$ au_{fs}^{1}$	ρ	<b>i</b> <sub>krit</sub>
Versuchsnr.		[mm]	[kN/m²]	[kN/m²]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[-]
1	1	4-8	30	38	1,98	0,545
2	1	4-8	90	35	1,907	0,713
3	2	4-8	10	42	2,13	0,18
4	2	4-8	30	40	2,093	0,219
5	2	4-8	60	44	2,103	0,042
6	2	4-8	90	40	2,122	0,561
7	2	8-16	30	32	1,905	0,094
8	3	4-8	30	26	2,016	0,292
9	3	4-8	60	32	2,049	0,385
10	3	4-8	90	50	2,085	0,406
11	3	8-16	30	28	1,995	0,094
12	3	8-16	60	36	2,021	0,156
13	3	8-16	90	35	2,004	0,125
14	4	8-16	60	33	1,924	0,271
15	5	4-8	30	18	2,06	0,262
16	6	4-8	30	50	2,088	0,529
17	7	4-8	30	44	1,979	0,454
18	7	8-16	30	28	2,059	0,344
19	8	3-5	30	28	2,028	0,354
20	8	3-5	60	50	2,09	0,656
21	8	3-5	90	42	2,133	0,375
22	8	3-5	120	37	2,143	0,646

 Tab. 5.4:
 Ermittelte Bodenparameter und Versuchsergebnisse bei der Untersuchung der schichtenparallelen Durchströmung

An Hand der Versuchsergebnisse lässt sich erkennen, dass der kritische hydraulische Gradient von der Auflastspannung p, der Scherfestigkeit des Basismaterials  $\tau_{rs}$ , der Dichte des Basismaterials  $\rho$  und der Kornverteilung des Filtermaterials abhängig ist. Im Folgenden soll auf die erwähnten Einflussparameter näher eingegangen werden.

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> ermittelt mit der Flügelsonde

#### 5.6.1 Einfluss der Auflastspannung

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass bei gleichem Basis- und Filtermaterial sich durch eine Veränderung der Auflastspannung p sich auch die Größe des kritischen hydraulischen Gradienten verändert. Die Abb. 5.12 zeigt die Abhängigkeit des kritischen hydraulischen Gradienten von der Auflastspannung p für verschiedene Basisböden.



**Abb. 5.12:** Abhängigkeit zwischen kritischem hydraulischen Gradienten *i*<sub>krit</sub> und Auflastspannung *p* 

Es ist zu erkennen, dass bei einer Zunahme der Auflastspannung p auch der kritische hydraulische Gradient größer wird. Jedoch nimmt der Einfluss der Auflastspannung bei zunehmender Größe ab, da sich die Tendenzkurve einer Asymptote nähert. Der Einfluss der Auflastspannung kann auf die Scherfestigkeit des bindigen Materials zurückgeführt werden. Betrachtet man das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium (Gl. 5.3), das den Zusammenhang zwischen Scherfestigkeit im Bruchzustand  $\tau_{t}$  und der Auflastspannung  $\sigma$  bzw. in unserem Fall pdarstellt, so wird der Grund für den Einfluss der Auflastspannung deutlich.

$$\tau_f = c + \sigma' \cdot \tan \varphi \tag{Gl. 5.3}$$

### 5.6.2 Einfluss der Scherfestigkeit und der Dichte

Wie bereits oben erwähnt besteht ein direkter Zusammenhang zwischen Auflastspannung p und Scherfestigkeit im Bruchzustand  $\tau_{f_{7}}$  d.h. es muss also auch ein Zusammenhang zwischen Scherfestigkeit und dem kritischen hydraulischen Gradienten bestehen. Die Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der mit der Flügelsonde gemessenen Scherfestigkeit  $\tau_{fs}$ sind in Abb. 5.13 dargestellt.



**Abb. 5.13:** Abhängigkeit zwischen kritischem hydraulischem Gradient  $i_{krit}$  und der Scherfestigkeit gemessen mit der Flügelsonde  $\tau_{ts}$ 

Der schon von ZANKE (1980) gefasste Gedanke, dass der kritische hydraulische Gradient bei der Sedimentbewegung von Flussbetten von der Scherfestigkeit abhängt, konnte bei den hier vorgestellten Versuchen auch für den Bereich der Kontakterosion in geschichteten Böden erkannt werden. Zanke stellte auch den Einfluss der Dichte des vorliegenden Basismaterials fest. Bei den hier durchgeführten Versuchen lag die Dichte des Basismaterials zwischen 1,9 und 2,1 [g/cm<sup>3</sup>] (siehe Tab. 5.4).

### 5.6.3 Einfluss des Filtermaterials

Betrachtet man die Versuchsergebnisse mit unterschiedlichen Filtermaterialien wird der Einfluss deutlich. Nimmt man beispielhaft die Versuche mit dem Basisboden 4 heraus und vergleicht die Ergebnisse bei unterschiedlichen Filtermaterialien, wird deutlich, dass bei gröberem Filtermaterial der kritische hydraulische Gradient niedriger ist als bei feinkörnigerem Filtermaterial. Vergleicht man z.B. das Versuchsergebnis mit dem 4 – 8 mm Filterkies liegt bei  $i_{krit} = 0,28$  (Tab. 5.4, Nr. 7) und bei dem gröberen Filtermaterial 8 – 16 mm Filterkies bei  $i_{krit} =$ 0,15 (Tab. 5.4, Nr. 12). Der kritische Gradient bei feinerem Filtermaterial war also fast doppelt so groß wie bei dem gröberen Filtermaterial.

Trägt man die Versuchsergebnisse mit dem Basisboden 2 für verschiedene Filtermaterialien auf, so wird der Einfluss deutlich. Die Abb. 5.14 zeigt die Ergebnisse für veränderte Auflast p. Es ist zu erkennen, dass bei dem feineren Filtermaterial (4 – 8 mm) ein höherer kritischer hydraulischer Gradient gemessen wurde als bei dem gröberen Filtermaterial (8 – 16 mm). Auch in dieser Darstellung ist zu erkennen, dass bei einer größeren Auflastspannung der kritische hydraulische Gradient größer war.



Abb. 5.14: Vergleich der Versuchsergebnisse mit gleichem Basis- aber unterschiedlichem Filtermaterial

Der Einfluss des Filtermaterials kann einerseits mit den größeren Turbulenzschwankungen im Porenkanal bei einem gröberen Filtermaterial und andererseits mit der größeren Spanne  $d_l$  für den Abstand zwischen zwei Filterkörnern erklärt werden (Abb. 5.15). D.h. das bindige Material muss für die Stabilität über eine größere Fläche ein Gewölbe ausbilden.



**Abb. 5.15:** Spanne *d<sub>i</sub>* zwischen zwei Filterkörnern in der Kontaktzone zum bindigen Basismaterial

## **5.7 Theoretisches Modell**

In den hier vorliegenden Untersuchungen wurden Kiese als Filtermaterialien verwendet, in deren Porenkanälen es zu einer turbulenten Strömung auf Grund der Größe der Porenkanaldurchmesser unter Berücksichtigung der Strömungsgeschwindigkeit und der möglichen Porenkanalgeometrie kommen kann. Das Gesetz von Darcy zur Beschreibung des Zusammenhangs von hydraulischem Gradienten *i* und Strömungsgeschwindigkeit *v* darf hier nicht angewendet werden, da es streng nur für Sande gilt und eine laminare Strömung voraussetzt. Daher soll der Zusammenhang zwischen dem hydraulischen Gradienten *i* und der Filtergeschwindigkeit *v* mit dem nicht linearen Widerstandsgesetz, wie es bei FORCHHEIMER (1901) beschrieben wird, angewendet werden:

$$i = a \cdot v + b \cdot v^2 \tag{Gl. 5.4}$$

Um die Strömungsgeschwindigkeit *v* im Boden zu beschreiben, wird in der Bodenmechanik die Strömung im Porenkanal mit den Gesetzen der Rohrströmung beschrieben. Es wird daher angenommen, dass sich das strömende Grundwasser in den Porenkanälen eines Filters wie Wasser in gewundenen Rohren mit veränderlichem Querschnitt verhält. Es können somit die durch die Strömung entstehenden Kräfte in den Porenkanälen und in Anlehnung an die Rohrhydraulik die Geschwindigkeitsverteilung im Porenkanalquerschnitt beschrieben und dargestellt werden (Abb. 5.16).



Abb. 5.16: Durchströmung eines Filters an der Grenze zu einem Basismaterial

Es soll nun davon ausgegangen werden, dass die Kontakterosion des feinkörnigen Basismaterials bei der schichtenparallelen Durchströmung die Folge einer kritischen Grundwasserströmungsgeschwindigkeit  $v_{krit}$  im Filtermaterial ist. Daher wird nun die Ermittlung dieser kritischen Strömungsgeschwindigkeit hergeleitet, um mit ihr den kritischen hydraulischen Gradienten definieren zu können.

In dem hier betrachteten Fall wird kohäsives Basismaterial betrachtet. Um eine Theorie zur Abschätzung der kritischen Strömungsgeschwindigkeit zu entwickeln, werden zunächst die beiden Extremfälle der Plastizität von kohäsivem Boden betracht, also für den festen und für den flüssigen Zustand. Für beide Fälle wird eine eigene Theorie zur Beschreibung der kritischen Strömungsgeschwindigkeit  $v_{krit}$  vorgeschlagen. Da jedoch davon ausgegangen werden muss, dass das bindige Basismaterial im Übergangsbereich zwischen fest und flüssig vorliegen wird, werden die beiden Theorien im Nachgang zu einer Theorie verknüpft, die dann in das nicht lineare Widerstandsgesetz eingebunden wird, um den kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  abschätzen zu können (Abb. 5.17).



Abb. 5.17: Schema zur theoretischen Ermittlung der kritischen Strömungsgeschwindigkeit

Geht man zunächst von einer *festen* Konsistenz des Basismaterials aus, so soll die Strömungsgeschwindigkeit im Porenkanal, wie zuvor erwähnt, durch die Rohrströmung beschrieben werden, bei der die Rohrwandung durch das kohäsive Material definiert wird. Die kritische Strömungsgeschwindigkeit  $v_{krit}$  wird hierbei aus der Gleichung zur Beschreibung des Zusammenhangs von Scherspannung  $\tau$  und Strömungsgeschwindigkeit v des strömenden Fluids im Kreisrohr (Gl. 5.5) abgeleitet (siehe PRANDTL 1944).

$$\tau = \mu \cdot \frac{\partial v}{\partial y} + \rho \cdot l^2 \cdot \left(\frac{\partial v}{\partial y}\right)^2$$
(GI. 5.5)

Diese Differentialgleichung setzt sich zusammen aus einem linearen Anteil zur Berücksichtigung der viskosen Spannungen und einem nicht linearen Anteil zur Berücksichtigung der turbulenzbedingten Spannungen (siehe hierzu Kapitel 2.3). Die Lösung dieser Differentialgleichung findet sich bei PRANDTL (1944). PRANDTL schreibt hierzu, dass das erste Glied der Gleichung nur bei ganz kleinen Wandabständen von Bedeutung ist, und dass bei einigermaßen großen Reynoldsschen Zahlen bis nahe an die Wand heran das zweite Glied so sehr überwiegt, dass das erste dagegen vernachlässigt werden kann. Unter Berücksichtigung dieser Aussagen vereinfacht sich die (Gl. 5.5) zu:

$$\tau = \rho \cdot l^2 \cdot \left(\frac{\partial v}{\partial y}\right)^2 \tag{GI. 5.6}$$

Um nun aus (Gl. 5.6) die Strömungsgeschwindigkeit v zu ermitteln, ist eine Integration erforderlich. Mit der Randbedingung  $\tau$  = const., ergibt sich folgender allgemeiner Term:

$$v = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \cdot \left(\frac{1}{\kappa} \cdot \ln(y) + C\right)$$
(GI. 5.7)

Die Bestimmung der von PRANDTL als wesentliche universelle Konstante des Turbulenzproblems bezeichnete "Zahl"  $\kappa$  und die Konstante *C* lassen sich mit Hilfe von Versuchsergebnissen bestimmen. Hierzu verwendete PRANDTL die Ergebnisse der Untersuchungen von NIKU-RADSE (1932a) (siehe (Gl. 5.8)).

$$v = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \cdot \left( 5,52 \cdot \log\left(\frac{y}{v} \cdot \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}\right) + 5,84 \right)$$
 (GI. 5.8)

Wie bereits erwähnt hat diese Gleichung streng genommen jedoch nur Gültigkeit für wandentfernte Bereiche, d.h. für den Bereich, in dem der Einfluss der turbulenten Spannungen gegenüber denen der viskosen überwiegt. In diesem Bereich wird der Zusammenhang zwischen dem dimensionslosen Wandabstand  $y^+$ :

$$y^{+} = \frac{y}{\nu} \cdot \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$$
(Gl. 5.9)

mit

- y kartesische Koordinate
- v kinematische Viskosität
- $\tau$  Schubspannung
- $\rho$  Dichte

und der Strömungsgeschwindigkeit *v* mit dem logarithmischen Wandgesetz hergestellt. Gültig ist dieser Zusammenhang für den Bereich  $y^+ > 30$  (BREITBACH 2002, siehe Abb. 5.18). Vereinfacht soll diese Beschreibung der Strömung im Porenkanal unter der Annahme eines *festen* Basisbodens ausreichend genau sein.


Abb. 5.18: Universelles Geschwindigkeitsprofil im logarithmischen Maßstab einer turbulenten Grenzschicht

Nimmt man nun an, dass die kritische Strömungsgeschwindigkeit  $v_{krit}$  vorliegt, wenn die Schubspannung der Strömung gleich der Scherfestigkeit des bindigen Basismaterials ist, so kann  $\tau$  in (Gl. 5.8) durch  $\tau_{fs}$  (Scherfestigkeit des bindigen Basismaterials) ersetzt werden. Es wird vorgeschlagen, die undrainierte Scherfestigkeit des Basismaterials mit der Flügelsonde zu bestimmen. Daher erfolgt hier die Darstellung der Scherfestigkeit mit dem Zeichen  $\tau_{fs}$  und nicht wie üblich durch die Scherfestigkeit im Bruchzustand  $\tau_{fr}$ . Möchte man die undrainierte Scherfestigkeit mit einem anderen Versuch bestimmen, so muss der Korrekturfaktor  $\mu$  nach BJERRUM (1973) berücksichtigt werden (siehe hierzu Kapitel 5.8.1). Die Gleichung für die kritische Strömungsgeschwindigkeit  $v_{krit,fest}$  unter der zuvor genannten Annahme und unter Berücksichtigung einer festen Konsistenz des bindigen Basismaterials lautet nun:

$$v_{krit,fest} = \sqrt{\frac{\tau_{fs}}{\rho}} \cdot \left( 5,52 \cdot \log\left(\frac{y}{\nu} \cdot \sqrt{\frac{\tau_{fs}}{\rho}}\right) + 5,84 \right)$$
(Gl. 5.10)

mit

- $\tau_{fs}$  undrainierte Scherfestigkeit des bindigen Bodens, bestimmt mit der Flügelsonde
- $\rho$  Dichte des strömenden Fluids, hier Wasser
- y kartesische Koordinate, hier der Wandabstand
- v kinematische Viskosität

Zur Bestimmung des Wandabstandes *y* soll aufgrund der Annahme einer turbulenten Geschwindigkeitsverteilung im Porenkanal, vereinfachend für den Ort der ermittelten Strömungsgeschwindigkeit, die Mitte des angenommenen Porenkanals gewählt werden. Abb. 5.19 zeigt die idealisierte Geschwindigkeitsverteilung für laminare und für turbulente Strömung. Hieraus lässt sich erkennen, dass bei turbulenter Strömung die Geschwindigkeitsverteilung, abgesehen von den Wandbereichen, über den Rohrquerschnitt nahezu konstant ist.



Abb. 5.19: Geschwindigkeitsverteilung der laminaren und der turbulenten Rohrströmung (OERTEL 2002)

Daher soll für die Anwendung der (Gl. 5.10) der Ort für die berechnete Geschwindigkeit bei:

$$y = \frac{d}{2} \tag{GI. 5.11}$$

gewählt werden, wobei y für den Wandabstand und d für den Porenkanaldurchmesser steht.

Zur Ermittlung des Porenkanaldurchmessers *d* wird vorgeschlagen, die bei ZIEMS (1968) zu findende Formulierung für die lockerste Lagerung einer Kugelpackung nach SICHARDT zu nutzen. Mit der Anwendung der 6-er Packung nach SICHARDT wird die lockerste Lagerung gewählt und man liegt somit auf der sicheren Seite:

$$d_{p,maBg} = 0,4142 \cdot d_{50} \tag{Gl. 5.12}$$

Für die Theorie zur Beschreibung der kritischen Strömungsgeschwindigkeit unter der Annahme von Basismaterial im *flüssigen* Zustand sollen Wellen zwischen zwei Flüssigkeiten unterschiedlicher Dichte betrachtet werden. Bei der einen Flüssigkeit handelt es sich um das strömende Wasser und bei der anderen Flüssigkeit um das Basismaterial mit einem sehr hohen Wassergehalt. Liegt das Strömungsdelta  $\Delta v = v_1 - v_2$  in einem unkritischen Bereich, sind die Wellen an der Grenzfläche stabil. Nimmt das Geschwindigkeitsdelta jedoch einen kritischen Wert ein  $\Delta v = v_1' - v_2$ , wird also die Strömungsgeschwindigkeit des Wassers kritisch (siehe hierzu Kapitel 2.5), kommt es zu einem Brechen der inneren Wellen und somit zu einem Durchmischen der beiden Fluide (Abb. 5.20). Dieses Durchmischen wird von ZAN-KE (1982) bei der Beschreibung der Erosion von Flussbetten aus bindigem Material mit einem Aufreißen der Kontaktzone und somit einer Erosion gleichgesetzt. Dieser Gedanke soll auch hier für die hydraulische Kontakterosion in geschichteten Böden gelten.



Abb. 5.20: Wellen an der Grenzfläche zweier Flüssigkeiten mit unterschiedlicher Dichte ohne und mit Wellenumschlag

Wie bereits erwähnt, hängt das Brechen dieser inneren Wellen vom Strömungsgeschwindigkeitsdelta  $\Delta v$  ab. Dieses Strömungsdelta definiert auch die Länge der inneren Wellen. Nimmt die Wellenlänge der inneren Wellen einen kritischen Wert  $\lambda_{krit}$  ein, so bricht sie (siehe Kapitel 2.5). Bei PRANDTL (1944) findet man die mathematische Formulierung zur Ermittlung dieser kritischen Wellenlänge  $\lambda_{krit}$ :

$$\lambda_{krit} = \frac{2 \cdot \Delta v^2 \cdot \pi}{g} \cdot \frac{\rho_1 \cdot \rho_2}{\rho_2^2 - \rho_1^2}$$
(Gl. 5.13)

Hierin ist:

 $\Delta v = v_1' - v_2$  Strömungsgeschwindigkeitsdelta

 $\rho_1$  Dichte des Fluids

- $\rho_2$  Dichte des bindigen Bodens
- g Erdbeschleunigung

 $\pi$  Kreiszahl

Wird die Wellenlänge  $\lambda$  kleiner als  $\lambda_{krit}$ , ist eine gewöhnliche Wellenbewegung nicht mehr möglich. Diese Wellen wachsen mit zunehmender Geschwindigkeit an und überschlagen sich schließlich. Durch dieses Überschlagen erfolgt ein Durchmischen (PRANDTL 1944), das mit dem Beginn der Erosion bei einem weichen Boden gleichgesetzt werden kann (ZANKE 1982). Aus (Gl. 5.13) kann unter der Kenntnis der kritischen Grenzreynoldszahl *Re<sub>krit</sub>* aus dem Indifferenzkurvendiagramm nach Tollmien (siehe Kapitel 2.5) die kritische Strömungsgeschwindigkeit *v<sub>krit,flüssig</sub>* ermittelt werden.

$$v_{krit, flüssig} = 10,53 \cdot \left(\frac{\rho_1 \cdot \rho_2}{\rho_2^2 - \rho_1^2} \cdot g \cdot v\right)^{1/3}$$
 (Gl. 5.14)

Mit dieser Gleichung lässt sich nun die kritische Strömungsgeschwindigkeit für die Annahme eines *flüssigen* Basisbodens beschreiben.

Da das Basismaterial weder im festen noch im flüssigen Zustand sondern in einem Übergangsbereich vorliegen wird, soll die kritische Strömungsgeschwindigkeit für den Übergangsbereich mit Hilfe der Kombination beider Theorien beschrieben werden. Hierzu soll die Kombination, wie sie von ZANKE (1982) für die Erosion bindiger Böden im Flussbett vorgeschlagen wird, angewendet. Die gute Qualität dieser Kombination überprüfte ZANKE durch einen Vergleich von Messungen und Berechnungen. Für die Strömungsgeschwindigkeit im Übergangsbereich gilt nun die Kombination, die in (Gl. 5.15) geschrieben ist:

$$v_m = v_1 + v_2 - \sqrt{v_1 \cdot v_2}$$
 (Gl. 5.15)

Wobei für

$$v_{1} = \psi \cdot v_{krit, flüssig}$$

$$= \psi \cdot \left( 10,53 \cdot \left( \frac{\rho \cdot \rho_{W}}{\rho^{2} - \rho_{W}^{2}} \cdot g \cdot v \right)^{1/3} \right)$$
(Gl. 5.16)

und für

$$v_{2} = \chi \cdot v_{krit, fest}$$

$$= \chi \cdot \left( \sqrt{\frac{\tau_{fs}}{\rho_{W}}} \cdot \left( 5,52 \cdot \log\left(\frac{y}{v} \cdot \sqrt{\frac{\tau_{fs}}{\rho_{W}}}\right) + 5,84 \right) \right)$$
(GI. 5.17)

geschrieben werden muss.

Um nun die (Gl. 5.15) in das nicht lineare Strömungsgesetz einbinden zu können, muss der Porenanteil *n* des Filtermaterials berücksichtigt werden. Es gilt für die Filtergeschwindigkeit *v*:

$$v = v_m \cdot n \tag{GI. 5.18}$$

Eingebettet in das nicht lineare Widerstandsgesetz ergibt sich für den kritischen hydraulischen Gradienten *i*<sub>krit</sub>:

$$i_{krit} = a \cdot v + b \cdot v^2 \tag{GI. 5.19}$$

Diese Gleichung stellt somit die Bestimmungsgleichung zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten bei der schichtenparallelen Durchströmung beim Vorliegen kohäsiver Basismaterialien dar.

# 5.8 Anwendung des theoretischen Modells

Zur Verifizierung des vorgestellten theoretischen Modells wird im Folgenden zunächst die Bestimmung der Boden- und Berechnungsparameter vorgestellt und dann die theoretischen Berechnungsergebnisse mit den Versuchsergebnissen verglichen.

#### 5.8.1 Bestimmung der Berechnungsparameter

Für die Lösung des nicht linearen Strömungsgesetztes (siehe (Gl. 5.4)) müssen die beiden Faktoren *a* und *b* bestimmt werden. Die Arbeit von BRAUNS (1985) hat gezeigt, dass die Anwendung des Modells von WITTMANN (1980) für die Ermittlung von *a* und *b* gute Ergebnisse zeigte, wobei hier jedoch die Schwierigkeit der richtigen Abschätzung des Verlustbeiwertes

 $\lambda_v$  zur Bestimmung von *b* (siehe (GI. 3.12)) vorliegt. Ein weiteres Vorgehen zur Bestimmung von *a* und *b* wurde von VALENTIN (1970) vorgestellt, wobei hier Durchlässigkeitsversuche mit steigendem hydraulischem Gradienten durchzuführen sind. Da VALENTIN zeigte, dass die Werte *a* und *b* keine Konstanten sind, muss der Versagensbereich sinnvoll geschätzt werden, bzw. ein Mittelwert gewählt werden. Eine eingängige hydrodynamische Untersuchung des Filtermaterials ist also bei der Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten bei der Kontakterosion unumgänglich.

Zu einer ersten Abschätzung können auch Werte aus der Literatur verwendet werden, wobei hier auch die Kornform deutlichen Einfluss hat und berücksichtigt werden muss. In der Tab. 5.5 finden sich die bei WITTMANN (1980) für unterschiedliche Körnungen experimentell ermittelten Parameter:

d	d <sub>w</sub>	n	k	а	b
[mm]	[mm]	[-]	[m/s]	[s/m]	[s²/m²]
2 ÷ 4	2,91	0,37	0,038	26,3	1445
4 ÷ 6	4,92	0,38	0,123	8,1	806
6 ÷ 8	6,89	0,36	0,200	5,0	630
5 ÷ 10	6,90	0,38	0,243	4,1	575
8 ÷ 16	11,07	0,40	0,807	1,2	318

**Tab. 5.5:** Analytisch gewonnene Werte für a und b nach WITTMANN (1980)

In Tab. 5.5 sind:

- d Korngrößenbereich
- *d*<sub>w</sub> effektiver Korndurchmesser
- n Porenanteil
- k Durchlässigkeitsfaktor
- a, b Faktoren zur Lösung des nicht linearen Strömungsgesetztes

Hierzu sei angemerkt, dass Wittmann bei diesen Angaben nur die Kugelform berücksichtigte und den Verlustbeiwert  $\lambda$  mit 4,48, die Tortuosität mit  $2/\pi$  und den Koeffizienten *C* mit 1/270 (nach Fair und Hatch) ansetzt.

Der Vergleich der Parameter *a* und *b* für das bei den in dieser Arbeit vorgestellten Versuchen verwendete Filtermaterial mit 8 – 16 mm Kies weicht deutlich von den Angaben von WITT-MANN ab (vergleiche hierzu Tab. 5.1 und Tab. 5.5). Dies kann mit der klaren Abweichung der Kornform des verwendeten Filtermaterials von der Kugelform erklärt werden.

Die Scherfestigkeit des bindigen Basisbodens wurde bei den hier vorgestellten Versuchen mit Hilfe der Flügelsonde bestimmt. Die so ermittelte Scherfestigkeit  $\tau_{fs}$  wurde dann auch in das mathematische Modell eingebunden. Die Scherfestigkeit, ermittelt mit der Flügelsonde, bestimmt sich theoretisch aus (Gl. 5.20).

$$\tau_{fs} = \frac{6 \cdot M}{7 \cdot \pi \cdot d^3} \tag{Gl. 5.20}$$

Dabei steht *M* für das maximale Drehmoment und *d* für den Durchmesser der Flügelsonde.

In der Literatur wird vorgeschlagen, die mit der Flügelsonde bestimmte Scherfestigkeit  $\tau_{fs}$  mit der undrainierten Kohäsion  $c_u$  gleichzusetzen. Hierbei ist jedoch in Abhängigkeit der Bestimmungsart (einaxialer Druckversuch, Triaxialversuch, etc.) ein Abminderungsfaktor zu berücksichtigen (SCHMIDT 2001), der auf BJERRUM (1973) zurückgeht und durch  $\mu_r$  ausgedrückt wird. Die Abb. 5.21 stellt das Diagramm zur Bestimmung des Korrekturfaktors  $\mu_r$  in Abhängigkeit der Plastizitätszahl nach BJERRUM (1973) dar.



Abb. 5.21: Korrekturfaktor für die Anwendung von Flügelschersondierungen (BJER-RUM 1973)

Eine der wichtigsten Eingangsgrößen zur Abschätzung der Standsicherheit von Dämmen und Deichen sind die in Ansatz gebrachten Scherfestigkeitsparameter (BRINKMANN 1998). Daher ist auf die Einflussgrößen, die eine Veränderung der Scherparameter mit sich bringen großes Augenmerk zu legen. Des Weiteren sind bei der Bestimmung der Scherfestigkeit des bindigen Basismaterials Strömungseffekte zu berücksichtigen, die eine Änderung der Scherparameter zur Folge haben können. Nimmt die Strömungsgeschwindigkeit eine Größe ein, die zu einer turbulenten Strömung führt, kann es zu einem Porenwasserüberdruck im bindigen Boden kommen. Untersuchungen an der Bundesanstalt für Wasserbau (KÖHLER, 1993) haben gezeigt, dass es durch die Wellenbewegung an offenen Gewässern in der bindigen Gewässersohle zu einem Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  kommen kann (Abb. 5.22). Diese Porenwasserüberdrücke verändern die effektive Normalspannung und somit auch die Scherfestigkeit. Ein ähnlicher Einfluss bei einer turbulenten Strömung im Porenraum des Filtermaterials wäre hier ebenfalls denkbar. Dies müsste jedoch in weiteren Untersuchungen verifiziert werden. Der durch die turbulente Strömung entstehende Porenwasserüberdruck würde die effektive Spannung entsprechend der Formulierung von Terzaghi verringern und demzufolge auch die Scherfestigkeit.



Abb. 5.22: Porenwasserüberdruck, induziert durch Windwellen (KÖHLER 1993)

In Abb. 5.22 steht  $t_s$  für die Absunkzeit, *dh* für die Wasserspiegeländerung, *t* für die Verlaufszeit, *z* für die Bodentiefe unterhalb des Deckwerkes, *H* für die signifikante Wellenhöhe, *B* (*z*,*t*) für den Porenwasserdruckbeiwert,  $\gamma$  für die Wichte des Wassers und  $\Delta u$  ist der Porenwasserüberdruck.

Die Faktoren  $\psi$  und  $\chi$  für die Anwendung des theoretischen Modells konnten an Hand der Erosionsversuche aus dem Modellkasten bestimmt werden. Es wird empfohlen  $\chi$  = E-4 und  $\psi$  = 0,01 zu wählen.

# 5.8.2 Theoretisches Ergebnis

Das theoretische Modell zeigt deutlich die Abhängigkeit des kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  von der Auflastspannung und von dem Filtermaterial. In Abb. 5.23 sind die theoretischen Rechenergebnisse für den Zusammenhang zwischen dem kritischen hydraulischen Gradienten  $i_{krit}$  und der Scherfestigkeit  $\tau_{fs}$  für das Filtermaterial mit 3 – 5 mm, 4 – 8 mm und für 8 – 16 mm dargestellt. Für die theoretische Berechnung wurde für die Faktoren  $\chi = E-4$ und  $\psi = 0,01$  gesetzt.

Der Vergleich mit den zusätzlich angetragenen Versuchsergebnissen zeigt, dass die theoretische Abschätzung als eher konservativ zu bewerten ist. Aufgrund der zum Teil schwer exakt zu bestimmenden Parameter, darf diese Tatsache hier aber eher als positiv gesehen werden. Die theoretische Abschätzung liefert einen eher konservativen Wert gegenüber den Versuchsergebnissen, sodass man mit dem hier vorgestellten Modell eher auf der sicheren Seite liegt. Gerade im Hinblick auf die Unsicherheiten und die Schwankungsbreiten bei der Bestimmung der Festigkeit des bindigen Basisbodens und der Beschreibung des Filtermaterials, ist diese Tatsache als positiv zu bewerten.



Abb. 5.23: Theorie nach (Gl. 5.19) und Versuchsergebnisse

Für die Berechnung des theoretischen Zusammenhangs wurde eine mittlere Dichte von  $\rho$  = 1,9 [*kN/m³*] und die Zähigkeit und die Dichte des Wassers bei +10 °C angesetzt.

# 5.9 Zusammenfassung

Mit den Untersuchungen zur schichtenparallelen Durchströmung im Elementmodellkasten konnte eindeutig der Einfluss der Auflastspannung auf die Größe des kritischen hydraulischen Gradienten erbracht werden. Einfluss in ein mathematisches Modell zur Abschätzung des kritischen Gradienten fand diese Tatsache durch die Implementierung der Scherfestigkeit, gemessen mit der Flügelsonde. Durch das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium ist der Zusammenhang zwischen Auflastspannung und Scherfestigkeit hergestellt, sodass die Auflastspannung auch in das mathematische Modell einbezogen werden konnte. Das auf Grundlage der Sedimentbewegung hergeleitete theoretische Modell zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten zeigte gute Ergebnisse im Vergleich mit den Versuchsergebnissen. Um dieses Modell weiter zu verifizieren, ist eine Untersuchung mit weiteren Filtermaterialien und weiteren Auflastspannungen notwendig. Neben diesen Versuchen sollte weiterhin die Boden-Wasserströmungsbeziehung in der Kontaktzone näher untersucht werden, um das theoretische Modell zu erweitern und zu verfeinern.

# 6. Zusammenfassung und Ausblick

Nimmt die Grundwasserströmung eine kritische Geschwindigkeit ein, so kann es bei geschichteten Böden zu einer Kontakterosion kommen, bei der das feinere Basismaterial aus dem Verbund herausgelöst und im Porenraum des Filtermaterials abtransportiert wird. Verliert das geotechnische Bauwerk seine Stabilität, so spricht man von Kontakterosion. Bleibt die Stabilität vorhanden, wird von Kontaktsuffosion gesprochen.

Bei der Untersuchung der Erosionsanfälligkeit geschichteter Böden muss unterschieden werden zwischen der schichtennormalen und der schichtenparallelen Anströmung, der Schichtgrenze. Liegt schichtennormale Strömung vor, wird eine Basisschicht vertikal zur Schichtgrenze durchströmt und es kommt beim Vorliegen des kritischen hydraulischen Gradienten zu einer Erosion an der Schichtgrenze, die plötzlich auftritt und eine Kanalbildung in der Basisschicht zur Folge hat, sodass die Dichtwirkung nicht mehr gegeben ist.

Bei der schichtenparallelen Durchströmung wird das Basismaterial herausgelöst und es bildet sich ein Hohlraum an der Schichtgrenze zwischen Basis- und Filterschicht. Nimmt der Hohlraum eine kritische Größe ein und er zusammenbrechen kann, so spricht man von hydraulischer Kontakterosion infolge einer schichtenparallelen Durchströmung.

Ziel der hier vorliegenden Arbeit war es, die Mechanismen bei der schichtennormalen und der schichtenparallelen Durchströmung zu untersuchen, den Nachweis für die Spannungsabhängigkeit der Größe des kritischen Gradienten und ein mathematisches Modell zur Abschätzung des kritischen Gradienten zu entwickeln. Für die Modellversuche wurden für das Basismaterial ausschließlich bindige Böden verwendet. Für das Filtermaterial wurden bei den schichtennormalen Versuchen gelochte Filterplatten und mineralische Filtermaterialien verwendet. Um die Spannungsabhängigkeit zu untersuchen, wurden die Versuche in Ödometertöpfen und in Triaxialzellen durchgeführt, die eine Variation der Auflast ermöglichten. Der Versuchsaufbau wurde so gewählt, dass das bindige Basismaterial von unten nach oben durchströmt wurde. Bei den Versuchen zur schichtenparallelen Durchströmung wurde ein Elementmodellkasten entwickelt, der einen Schichtenaufbau und eine Variation der Auflastspannung ermöglichte. Das bindige Basismaterial bestand bei den Versuchen aus Ton-Feinsand-Gemischen und Kalkstein-Quarzmehl-Gemischen. Für das Filtermaterial wurden drei verschiedene Kiese verwendet, um eine Variation des Porenraums zu gewährleisten. Der Versuchsaufbau wurde so gewählt, dass sich das Filtermaterial unterhalb des bindigen Basismaterials befand.

Die Versuche für die schichtennormale als auch für die schichtenparallele Durchströmung zeigten eindeutig eine Spannungsabhängigkeit der Größe des kritischen hydraulischen Gradienten, der zur Erosion führte. Neben der Spannungsabhängigkeit konnte auch die Abhängigkeit von den Scherparametern des Basismaterials und des Filtermaterials gezeigt werden.

Das bereits von ZOU (2000) vorgelegte Modell zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten bei der schichtennormalen Durchströmung konnte mit Hilfe der Versuchsergebnisse und einer Parameterstudie auf eine Allgemeingültigkeit erweitert werden. Anhand von Bemessungstafeln ist es nun möglich unter Kenntnis der Auflastspannung, der Scherparameter des bindigen Materials und der Kornverteilung des Filtermaterials, den kritischen hydraulischen Gradienten abzuschätzen.

In Anlehnung an die Sedimentbewegung von Flussbetten und an die Rohrhydraulik, konnte ein Modell zur Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten bei der schichtenparallelen Durchströmung vorgestellt werden. Die durchgeführten Vergleichsrechnungen zeigten eine eher konservative Abschätzung des kritischen hydraulischen Gradienten, was aber im Fall der Erosion als positiv zu betrachten ist. Mit dem vorgestellten Modell ist es möglich, den kritischen Gradienten bei der schichtenparallelen Durchströmung unter Kenntnis der Scherfestigkeit und Dichte des Basismaterials und der Kornverteilung des Filtermaterials abzuschätzen.

Bei den Untersuchungen zur schichtenparallelen und zur schichtennormalen Durchströmung wurde erkannt, dass der Einfluss der Auflastspannung gerade bei geringeren Auflasten am größten ist. Daher sollten weitere Untersuchungen mit niedrigeren Auflasten durchgeführt und die Modelle dahingehend modifiziert werden. Bei den Versuchen zur schichtenparallelen Durchströmung sollten weitere Versuche mit stark bindigen Materialien durchgeführt werden, wobei der Versuchsaufbau so modifiziert werden muss, dass deutlich höhere hydraulische Gradienten möglich sind. Auch lassen theoretische Überlegungen den Schluss zu, dass Porenwasserdruckänderungen an der Schichtgrenze im bindigen Basismaterial die Größe des kritischen hydraulischen Gradienten beeinflussen müssen. Diese können durch eine turbulente Strömung verursacht werden und sollten durch einen geeigneten Versuchsaufbau untersucht werden. Ein theoretisches Modell, das die Veränderung des Porenwasserdruckes im Basisboden auf Grund von Wellenbewegungen verursacht, findet sich bei KÖHLER (1993). Es sollte untersucht werden, inwiefern sich dieses Modell auch auf den hier vorliegenden Fall angewendet werden kann.

Der Autor dieser Arbeit möchte sich zum Schluss sehr herzlich bei der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die finanzielle Unterstützung der Forschungsarbeit und bei seinen Kollegen an der Universität der Bundeswehr München für die immerwährende Diskussionsbereitschaft bedanken.

# 7. Literaturverzeichnis

#### BEAR, J. (1972)

*Dynamics of fluids in porous media.* American Elsever Environmental Science Series

#### Bjerrum, L. (1973)

Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). Proceedings of the eighth international conference on soil mechanics and foundation engineering; Moskau

#### BOGOMOLOW, G.W. (1958)

Grundlagen der Hydrogeologie. VEB Deutscher Verlag der Wissenschaft

#### BRAUNS, J. (1985)

*Erosionsverhalten geschichteten Bodens bei horizontaler Durchströmung.* Wasserwirtschaft 75, Heft 10, S. 448 – 453

#### BREITBACH, CH. (2002)

Numerische Berechnung transitionaler Grenzschicht-Strömung in axialen Turbinengittern, Dissertation, TU Darmstadt, Fachgebiet Turbomaschinen und Fluidantriebstechnik

#### BRINKMANN, C. (1998)

Untersuchungen zum Verhalten an Dichtungsübergängen im Staudammbau. Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, Mitteilung 43

## BUSCH, K.-F.; LUCKNER, L.; TIEMER, K. (1993)

*Geohydraulik.* Lehrbuch der Hydrogeologie Band 3, 3. Auflage, Gebrüder Borntraeger

#### CEGERGREN, H.R. (1967)

Seepage, Drainage and Flow Nets, John Wiley & Sons

#### DARCY, H. (1856)

Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon – Exposition et application des principes à suivre et des formules à employer dans les questions de distribution d'eau. Ouverage terminé par un appendice relatif aux fournitures d'eau de plusieurs villes au filtrage des eaux et à la fabrication des tuyaux forts de plomb, de tôle et de bitume, Paris, Victor Dalmont

#### DAVIDENKOFF, R. (1964)

Deiche und Erddämme, Sickerströmung – Standsicherheit. Düsseldorf: Werner-Verlag

#### DAVIDENKOFF, R. (1976)

Anwendung von Filtern im Wasserbau. Ernst & Sohn Verlag

#### DE GRAAUW ET, A.; VAN DER MEULEN, T. (1983)

Design Criteria for granular Filters. Delft Hydraulics, Publication 287

#### DOMJAN, J. (1955)

Hydraulischer Grundbruch bei Erddämmen. Räumliche Grundwasserströmungsmodelle. In: Széchy 1955, S. 121-129

#### FORCHHEIMER, PH. (1901)

Wasserbewegung durch Boden. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure

#### GUDEHUS, G.; ZOU, Y. (1999)

*Experimentelle und theoretische Untersuchung der Erosionsmechanismen bindiger Böden*. Teilbericht über den Wasseraustritt im Tagebau Hambach, Universität Fridericiana Karlsruhe: Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau, unveröffentlicht

#### ISTOMINA, W.S. (1957)

*Filterbeständigkeit von Böden* (aus dem Russischen). Literatur für Bauingenieurwesen und Architektur, Russischer Staatsverlag, Moskau

#### JUNG, D. (2000)

*Zur Gefahr der Kontakterosion bei geschichtetem Boden unter Wellenlasten.* Geotechnik 23, Nr. 4, S. 248 – 256

#### KEZDI, A. (1969a)

Handbuch der Bodenmechanik. Band I Bodenphysik, VEB Verlag für Bauwesen Berlin

#### KEZDI, A. (1969b)

Handbuch der Bodenmechanik. Band II Bodenmechanik im Erd- und Grundund Straßenbau, VEB Verlag für Bauwesen Berlin

#### Köhler, H.-J. (1993)

The influence of hydraulic head and hydraulic gradient on the filtration process. In Proc. Of the first intern Conf. Geofilters ´92: Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering, Rotterdam

#### KOLLBRUNNER, C.F. (1945)

Fundation und Konsolidation. Band I, Zürich: Schweizer Druck- und Verlagshaus

### KOVACS, G. (1969)

Relationship between Velocity of Seepage and Hydraulic Gradient in the Zone of High Velocity, 13<sup>th</sup> Congress of The International Association for Hydraulic Research, Japan, S. 25 – 38

# Kozeny, J. (1953)

Hydraulik - Ihre Grundlage und praktische Anwendung. Springer Verlag, Wien

#### **KRÖBER (1884)**

Zeitschriftenband 1884 des VDI, S. 593, S. 617 ff.

#### MALCHEREK, A. (2001)

*Hydromechanik der Fließgewässer*. Institut für Strömungsmechanik und elektronisches Rechnen im Bauwesen der Universität Hannover, Bericht Nr. 61/2001, Habil.-Schr.

#### MIESEL, D. (1977)

Untersuchungen zum Problem der rückschreitenden Erosion als Ursache des hydraulischen Grundbruches in Böden mit inhomogener Schichtfolge. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 1

#### MIESEL, D. (1979)

*Rückschreitende Erosion unter bindiger Deckschicht*. Vorträge der Baugrundtagung 1978 in Berlin, Tagungsband, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.

#### MITCHELL, J.; SOGA, K. (2005)

Fundamentals of Soil Behavior. Third Edition, John Wiley and Sons

#### Müllner, B. (1991)

Beitrag zur Untersuchung der Erosionssicherheit bindiger Mischböden bei vertikaler Durchströmung. Gesamthochschule Kassel: Mitteilungen des Fachgebietes Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Diss.

#### NAUDASCHER, E. (1972)

*Verlustbeiwerte bei Rohrströmungen*. Universität Karlsruhe, Lehrstuhl für Wasserbau - Hydromechanik, Beilage zur Vorlesung "Technische Hydraulik Ib"

#### NIKURADSE, J. (1932a)

*Gesetzmäßigkeiten der turbulenten Strömung in glatten Rohren*, Aus dem Kaiser Wilhelm-Institut für Strömungsforschung, Göttingen, VDI-Forschungsheft 356, Berlin

#### NIKURADSE, J. (1932b)

*Strömungsgesetze in glatten Rohren*, Aus dem Kaiser Wilhelm-Institut für Strömungsforschung, Göttingen, VDI-Forschungsheft 361, Berlin

#### NIKURADSE, J. (1932c)

Gesetzmäßigkeiten der turbulenten Strömung in glatten Rohren, Aus dem Kaiser Wilhelm-Institut für Strömungsforschung, Göttingen, VDI-Forschungsheft 365, Berlin

#### OERTEL, H. (2002)

Prandtl – Führer durch die Strömungslehre, Grundlagen und Phänomene. 11. Auflage, Vieweg Verlag

#### PRANDTL, L. (1944)

Führer durch die Strömungslehre. Zweite Auflage, Friedrich Vieweg & Sohn

#### PRANDTL, L.; OSWATITSCH, K.; WIEGHARDT, K (1984)

Führer durch die Strömungslehre. 8. Auflage, Vieweg & Sohn Verlag

## PAVCIC, M.I. (1961)

Methode zur Bestimmung einer suffosionssicheren granulometrischen Zusammensetzung von Böden (aus dem Russischen). Izv. VNIIG, Leningrad, Band 68

#### **REHFELD, E. (1967)**

Die Erosionsbeständigkeit bindiger Lockergesteine – die wichtigste Grundlage zur Dimensionierung von Dichtungsschichten aus natürlichen Erdstoffen. Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden, Heft 5, 16. Jahrgang

#### **REYNOLDS, O. (1883)**

An experimental investigation of the circumstances which determine wether the motion of water shall be direct or sinous, and of the law of restisence in parallel channels. Proceedings of the Royal Society of London, Vol. XXXV, Harrison and Sons

#### **RICHTER, H. (1971)**

Rohrhydraulik, Ein Handbuch zur praktischen Strömungsberechnung. Fünfte Auflage, Springer Verlag

#### SATZER, F. (2005)

Das spannungsabhängige hydraulische Erosionsverhalten eines bindigen Bodens - Untersuchungen mit gelochten Filterplatten. Diplomarbeit am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München, unveröffentlicht

#### SAUCKE, U. (2004)

*Bewertung der Erosionsanfälligkeit strukturierter körniger Sedimente.* Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 162

## SCHMIDT, H.-H. (2001)

Grundlagen der Geotechnik. 2. Auflage, Teubner Verlag

#### SCHRÖDER, R. (1995)

*Technische Hydraulik*. Der Ingenieurbau: Hydrotechnik, Geotechnik, Ernst & Sohn, G. Mehlhorn (Hrsg.)

#### SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P., TALBOT, J.R. (1984)

*Basic properties of sand and gravel filters.* Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, Geotechnical Engineering Division, Vol. 110, No. 6

## SZÉCHY, K. (1955)

Gedenkbuch für Prof. Jáky. Budapest: Akadémiai Kiadó

#### SZEPESSY, J. (1983)

Szemecsés és kötött talajok eróziója, illetve megfolyósodása árvízvédelmi gátakban. Hidrológiai Közlöny, 1. sz., pp. 11-19

#### ТЕRZAGHI, К.; РЕСК, **R.** (1961)

Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Springer Verlag

#### **TERZAGHI, K. (1925)**

Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Franz Deuticke Verlag

#### Tollmien, W. (1929)

Über die Entstehung der Turbulenz. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse, Berlin: Weidemannsche Buchhandlung

#### VALENTIN, F. (1970)

*Nicht-lineares Widerstandsverhalten poröser Medien*. Technische Universität München, Institut für Hydraulik und Gewässerkunde, Heft Nr. 6

#### VAUGHAN, P.R.; SOARES, H.F. (1982)

*Design of filters for clay cores of dams.* Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, No. 1

#### WHITE, F.M. (1991)

Viscous fluid flow, Second Edition, McGraw-Hill

#### WITT, K.J.; BRAUNS, J. (1988)

Sicherheitsuntersuchungen auf probabilistischer Grundlage für Staudämme. Erosions- und Filtrationsverhalten von Erdstoffen, Teil II Abschlussbericht, Grundlagenband, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau im Auftrag des Bundesministeriums für Forschung und Technologie

#### WITTMANN, L. (1980)

*Filtrations- und Transportphänomene in porösen Medien*. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 86

#### WITTMANN, L. (1981)

Die analytische Ermittlung der Durchlässigkeit rolliger Erdstoffe unter besonderer Berücksichtigung des nichtlinearen Widerstandsgesetztes der Porenströmung. Beiträge zu Erddammbau und Grundbau, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 87, 1981

#### ZANKE, U. (1982)

Grundlagen der Sedimentbewegung. Springer-Verlag

#### Ziems, J. (1968)

*Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe.* TU Dresden: Fakultät für Bau-, Wasser- und Forstwesen, Diss.

# ZOU, Y. (1998)

Der Einfluss des gebundenen Wassers auf die Leitfähigkeit und die mechanischen Eigenschaften feinkörniger Böden. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 144

# ZOU, Y. (2000)

Der vom Spannungszustand und Bodengefüge abhängige Erosionsdurchbruch bindiger Böden. Wasserwirtschaft 90