

# **Band 1.3E3**

## **Anlage 16.1**

Zur Existenz eines Anfangsgradienten oder prälinearen Bereiches bei der Durchströmung feinporiger mineralischer Dichtungsschichten bei niedrigen Überstauhöhen. Aachen, 07.12.2020



**Zur Existenz eines Anfangsgradienten oder prälinearen  
Bereiches bei der Durchströmung feinporiger mineralischer  
Dichtungsschichten bei niedrigen Überstauhöhen**



---

**Zur Existenz eines Anfangsgradienten oder prälinearen Bereiches  
bei der Durchströmung feinporiger mineralischer Dichtungsschichten bei  
niedrigen Überstauhöhen**

---

**Auftraggeber:** K + S Kali GmbH  
Postfach 10 20 29  
34111 Kassel

**Ansprechpartner:** Frau Dr. Niessing  
Herr Artschwager

**Bestellnummer:** 6701900904/0062/E38

**Bestelldatum:** 16.03.2018

---

**Auftragnehmer:** Geotechnisches Büro Prof. Dr.-Ing. H. Düllmann GmbH  
Neuenhofstraße 112  
52078 Aachen

**Projektbearbeitung:** Dr.-Ing. M. Nendza  
Prof. Dr.-Ing. H. Düllmann  
M. Bruchmann, M.Sc.

**Projektnummer:** 18.020

**Berichtsdatum:** 07.12.2020

**Berichtsumfang:** 39 Seiten (einschließlich Deckblatt und Inhaltsverzeichnis)

---



## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Veranlassung / Zielstellung .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Grundlagen zur Berechnung von Wasserströmungen in Böden.....</b>	<b>1</b>
2.1	Gesetz von Darcy, Voraussetzungen und Grenzen .....	1
2.2	Filtergesetze für feinkörnige Böden .....	2
2.3	Beispiele aus der Prüfpraxis nach Literaturangaben .....	4
2.3.1	Modell B: $v = k (i - i_0)$ .....	4
2.3.2	Modell C: $v = \kappa \cdot i^\lambda$ .....	5
2.3.3	Modell D: $v = \kappa (i - i_0)^\lambda$ .....	8
2.3.4	Schlussfolgerungen aus den Literaturbeispielen .....	10
2.4	Konkrete Projektdaten für die in Hattorf eingesetzten Materialgemische .....	10
2.4.1	Materialmischung 0/8 mm + Secursol + Polymerdispersion (obere Lage) ....	10
2.4.2	Materialmischung 0/2 mm + Secursol + Polymerdispersion (untere Lage) ...	16
2.4.3	Hydraulisches Leistungsvermögen der in Hattorf eingesetzten Mineralmischungen.....	17
<b>3</b>	<b>Ursachen für Abweichungen vom Darcy'schen Gesetz .....</b>	<b>17</b>
<b>4</b>	<b>Konsequenzen für die Praxis .....</b>	<b>22</b>
4.1	Regelungen und Vorgaben im Deponiebau .....	22
4.1.1	Vorgaben nach DepV .....	22
4.1.2	Vorgaben für Eignungs- und Gleichwertigkeitsnachweise nach den DIBt-Grundsätzen (1995) .....	23
4.2	Praxisgerechte Ansätze für Restinfiltrations-Abschätzungen .....	24
4.2.1	Maßgebender hydraulischer Gradient .....	24
4.2.2	Konkrete Projektdaten für die in Hattorf eingesetzten Dichtungsmischungen	26
4.2.2.1	Materialmischung obere Lage (Hattorf) .....	27
4.2.2.2	Materialmischung untere Lage (Hattorf) .....	29
4.2.2.3	Zusammenfassende Bewertung; Ansatz eines maßgebenden Gradienten für Emissionsabschätzungen .....	32
<b>5</b>	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>33</b>



## **1           Veranlassung / Zielstellung**

Als Grundlage für eine Diskussion zum Themenkomplex „Durchlässigkeit – Restinfiltration“ mit der Genehmigungsbehörde soll von den Unterzeichnenden der aktuelle Kenntnisstand aus materialkundlicher und deponietechnischer Sicht zusammengefasst dargestellt und konkret auf die Dichtungsgemische RMHA Phase 1 Bezug genommen werden.

## **2           Grundlagen zur Berechnung von Wasserströmungen in Böden**

### **2.1          Gesetz von Darcy, Voraussetzungen und Grenzen**

Das Gesetz von Darcy (1856) stellt einen linearen Zusammenhang zwischen dem hydraulischen Gefälle  $i$  und der Filtergeschwindigkeit  $v$  her in der Form:

$$v = k \cdot i \quad \text{mit} \quad v = \text{Filtergeschwindigkeit (m/s)}$$

$k$  = Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)

$$i = \frac{\Delta h}{l} \quad (1)$$

$\Delta h$  = Differenz der Standrohrspiegelhöhen (m)

$l$  = durchströmte Länge (m)

Das Gesetz gilt uneingeschränkt für folgende Randbedingungen:

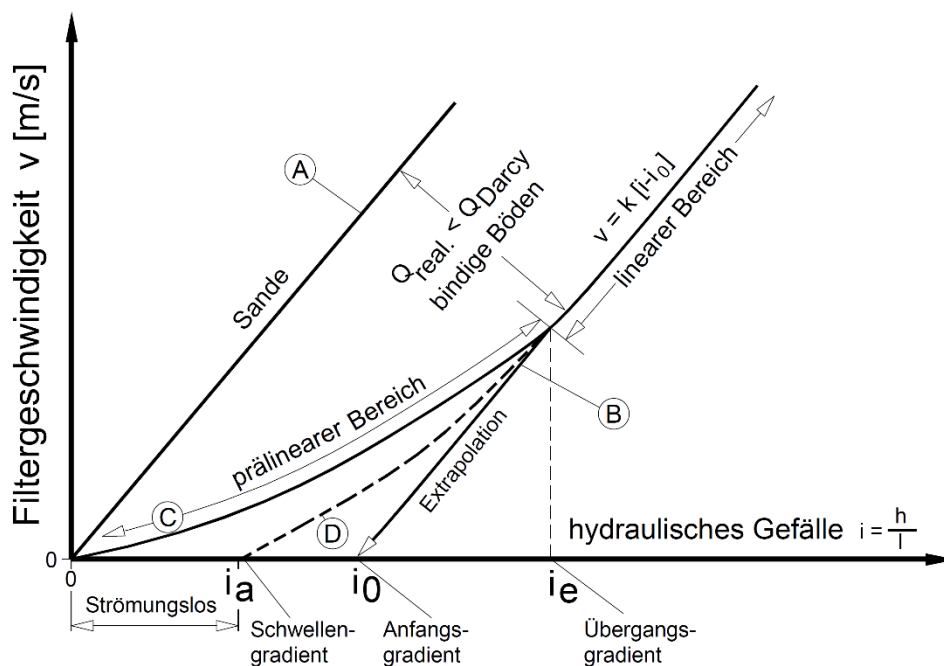
- laminare Durchströmung von Sanden und Kiesen (keine Energieverluste durch Turbulenzen),
- unveränderte Größe und Gestalt des Porenraums bei Durchströmung,
- keine Materialumlagerungen (Kolmation, Suffosion, Erosion).

Insbesondere für feinkörnigen Böden, auf die das Darcy'sche Gesetz in der Praxis aus Gründen der Vereinfachung häufig angewendet wird, können sich bei normalen und insbesondere bei kleinen Gefällen davon signifikante Abweichungen ergeben.



## 2.2 Filtergesetze für feinkörnige Böden

Zahlreiche Untersuchungen an feinkörnigen Böden, oder mit Tonmehl vergüteten Mischböden (sandiges oder sandig-kiesiges Grundmaterial), haben gezeigt, dass die Darcy'sche Gerade nicht durch den Nullpunkt eines  $v$ - $i$ -Koordinatensystems geht (Abb. 2.1). Dabei kann zwischen folgenden Modellen unterschieden werden:



- Ⓐ  $v = k \cdot i$  [DARCY, 1856]
- Ⓑ  $v = k \cdot (i - i_0)$  [MOSER, 1977 ; GUDEHUS 1995]
- Ⓒ  $v = k \cdot i^\lambda$  [HANSBO, 1960]  
 $v = k_0 \cdot i + \kappa \cdot i^\lambda$  [GABENER, 1983]
- Ⓓ  $v = k \cdot (i - i_0)^\lambda$  [KEZDI, 1969 ; HEITFELD / OLZEM 1982]

$\lambda$  = Exponent

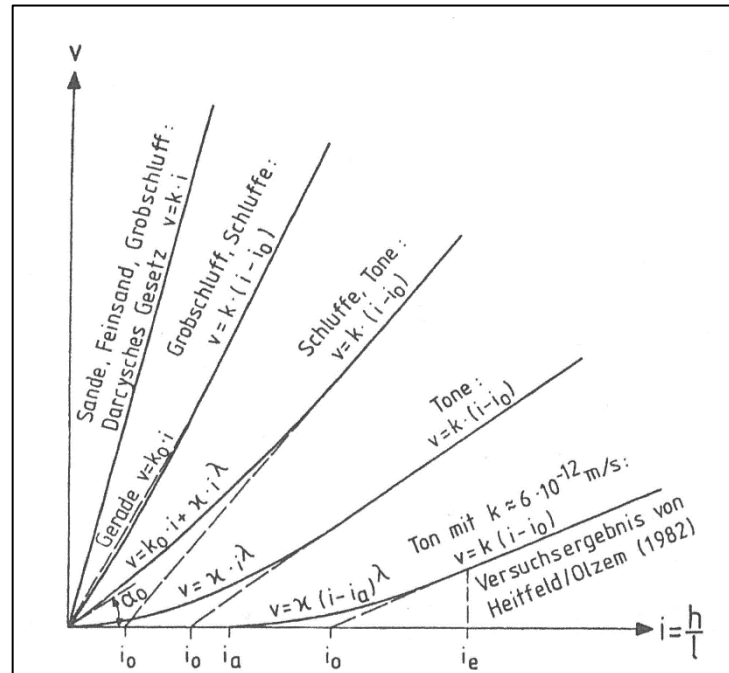
$\kappa$  = Faktor

**Abb. 2.1:** Gegenüberstellung von Filtergeschwindigkeit und hydraulischem Gefälle bei kleinen Gradienten (umgezeichnet nach GABENER, 1983)



- (A) :  $v$  ist auch bei kleinen Gradienten linear von  $i$  abhängig:  $v = k \cdot i$ . Es existiert kein strömungsloser Bereich. Hierzu ist anzumerken, dass Darcy sich seinerzeit nicht mit kleinen Gradienten und bindigen Böden beschäftigt hat. Diesem Modell A sind später auch noch CHAN/KENNEY und MITCHELL gefolgt.
- (B) :  $v$  ist von  $i$  linear abhängig, jedoch von einem Anfangsgradienten  $i_0$  ausgehend. Es gilt:  $v = k \cdot (i - i_0)$ . Entsprechende Untersuchungsergebnisse stammen z.B. von FLO-RIN (1958), DAVIDENKOFF (1960), Li (1963), POLUBARINOVA-KOTCHINA (1962), MOSER (1971), GUDEHUS (1995).
- (C) : Unterhalb eines Übergangsgradienten  $i_e$  herrscht eine exponentielle Abhängigkeit von  $v$  und  $i$ . Bei  $i \geq i_e$  kommt es zum Übergang in ein lineares Fließverhalten. Im prälinearen Bereich gilt das Potenzfiltergesetz:  $v = \kappa \cdot i^\lambda$ . Es existiert kein strömungsloser Bereich. Das Modell C ergibt sich aus den Untersuchungen von z.B. HANSBO (1960), HADAS (1964) GABENER (1983), SCHICK (1996), DÜLLMANN (2017).
- (D) : Wie Modell C, jedoch von einem Schwellengradienten  $i_a$  ausgehend. Er stellt den Schnittpunkt der Funktion  $v(i)$  mit der  $i$ -Achse dar und ist kleiner als  $i_0$ . Der Bereich bis  $i_a$  wird als strömungslos bezeichnet. Es gilt  $v = \kappa (i - i_0)^\lambda$ . Der Verlauf nach Modell C entspricht den Ergebnissen von MILLER/LOW (1963), KEZDI (1969), HEITFELD/OLZEM (1982), DJAMADI (1991).

Abb. 2.2 zeigt zusammengefasst den prinzipiellen Zusammenhang zwischen Bodenart und Filtergesetz.



**Abb. 2.2:** Prinzipieller Zusammenhang zwischen Bodenart und Filtergesetz

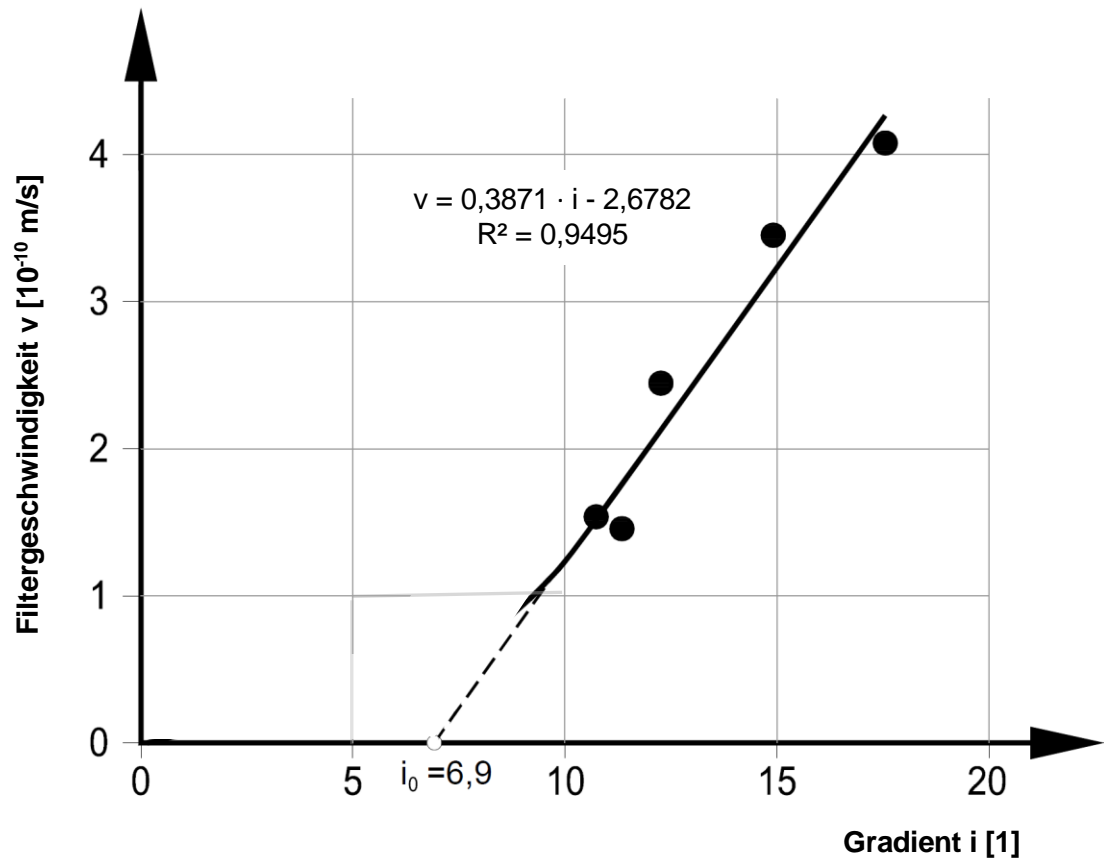
Der Übergangsbereich bei Ton ( $k \approx 8 \cdot 10^{-11}$  m/s) liegt nach HEITFELD/OLZEM (1982) und GABENER (1983) etwa bei  $i_e = 10$ . Die Lage der Übergangsstelle  $i_e$  ist von großem Einfluss auf die Form der Ausrundungsparabel des prälinearen Bereiches, also auf die Werte  $\kappa$  und  $\lambda$  des Potenzfiltergesetzes nach Modell C.

## 2.3 Beispiele aus der Prüfpraxis nach Literaturangaben

### 2.3.1 Modell B: $v = k (i - i_0)$

Abb. 2.3 zeigt ein Beispiel nach GUDEHUS (1995). Untersucht wurde ein Ton mit fallender Druckhöhe ( $d = 2$  cm,  $F = 78,5$  cm<sup>2</sup>). Der  $k$ -Wert wurde mit  $4 \cdot 10^{-11}$  m/s, der  $i_0$ -Wert durch Extrapolation mit  $\sim 7,0$  bestimmt. Die Versuchspunkte zeigen insgesamt zwar gewisse Streuungen, aber insgesamt ein hohes Bestimmtheitsmaß.

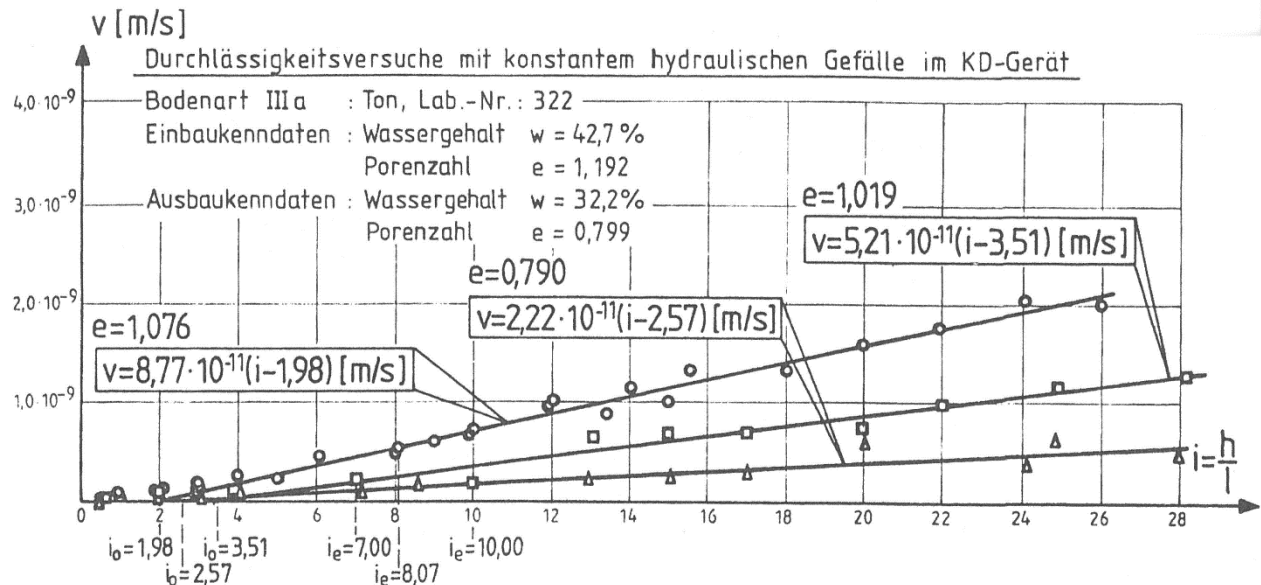




**Abb. 2.3:** Durchlässigkeit und Anfangsgradient  $i_0$  (nach GUDEHUS, 1995)

### 2.3.2 Modell C: $v = \kappa \cdot i^\lambda$

Abb. 2.4 zeigt ein Beispiel mit konstantem hydraulischem Druckgefälle im KD-Gerät. Bodenart: Ton.



**Abb. 2.4:** Abhängigkeit zwischen hydraulischem Gefälle und Filtergeschwindigkeit bei einem Ton (GABENER, 1983)

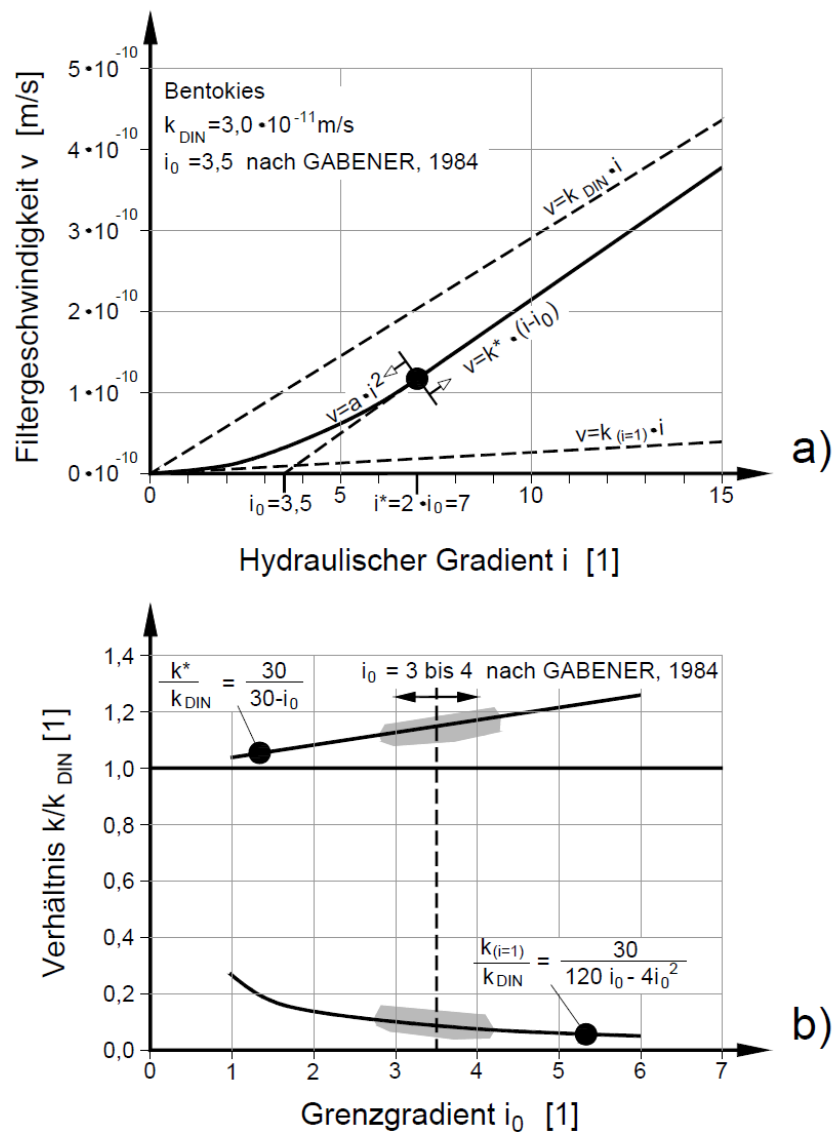
Die Versuche zeigen, dass eine Abnahme der Porenzahl  $e$  mit einer Reduktion des  $k$ -Wertes und einer Vergrößerung des Anfangsgradienten  $i_0$  verbunden ist.

SCHICK (1996) ermittelte für einen vergüteten Mischboden (Bentokies) einen  $k_{DIN}$ -Wert ( $i = 30$  nach DIN 18130) von  $3 \cdot 10^{-11}$  m/s (s. Abb. 2.5). Mit Ansatz eines  $i_0$ -Wertes von 3,5 nach GABENER berechnet er eine Filtergeschwindigkeit  $v$  linear verlaufend oberhalb  $i \geq 2 \cdot i_0$

von 
$$v = k^* (i - i_0)$$

und im Bereich  $i = 0$  bis  $i = 2 \cdot i_0$  nach einer Funktion der Form:  $v = a \cdot i^2$ .

Die Werte  $k_{DIN}$  und  $k^*$  gemäß Fließgesetz  $v = k^* (i - i_0)$  sind unter Berücksichtigung versuchstechnischer Streuungen nahezu gleich. Dagegen beträgt die effektive Durchlässigkeit für deponietypische hydraulische Gefälle von ca.  $i \cong 1$  nur etwa 10 % dieses Wertes (s. Abb. 2.5). Für ordnungsgemäß hergestellte und völlig intakte vergütete Mischbodendichtungen sind danach  $k_{(i=1)}$ -Werte  $< 1 \cdot 10^{-11}$  m/s grundsätzlich möglich. Solch niedrige Werte entsprechen damit aber praktisch einer Konvektionssperre (s. Abschn. 5.3). Unter den genannten Bedingungen sind diese Zielwerte nicht hypothetisch sondern realistisch und können für Emissionsabschätzungen verwendet werden. Dies ist mit dem Bentokies bei zahlreichen Deponieprojekten im Großraum München in der Vergangenheit erfolgreich praktiziert worden.



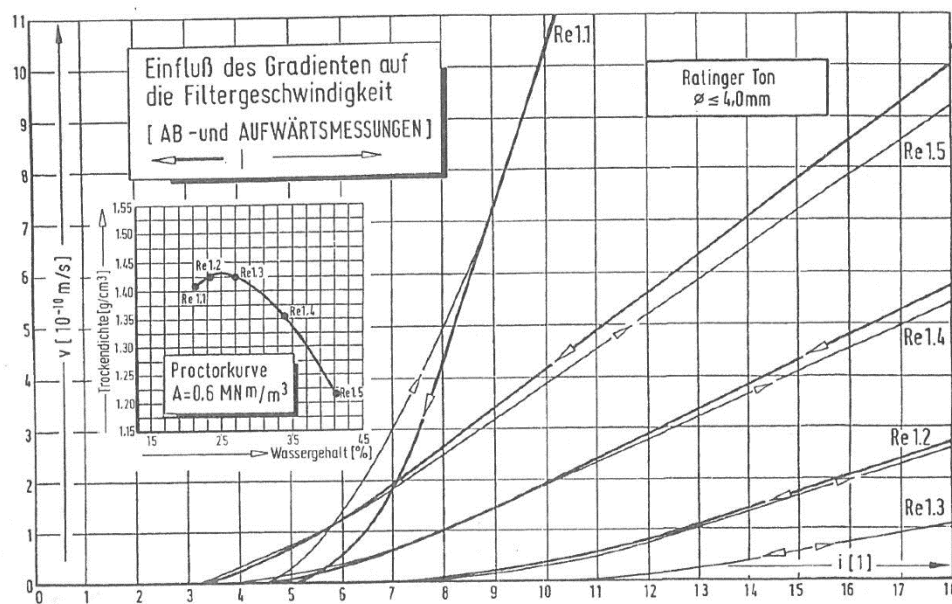
**Abb. 2.5:** Wasserdurchlässigkeit von Bentokiesdichtungen (nach SCHICK, 1997)

- a) Definition der Durchlässigkeit  $k$  als Steigung der Funktion  $v = f(i)$
- b) Effektiver  $k$ -Wert bei deponietypischem hydraulischen Gefälle von ca.  $i = 1$



### 2.3.3 Modell D: $v = \kappa (i - i_0)^\lambda$

Proctorverdichtete Tonproben aus Tonvorkommen der Niederrheinischen Bucht wurden von DJA-MADI (1991) unter Betreuung des Unterzeichnenden untersucht. Abb. 2.6 zeigt den Vergleich des Durchlässigkeitsverhaltens bei Auf- und Abwärtsmessungen (steigende oder abfallende Gradienten).



**Abb. 2.6:** Vergleich des Durchlässigkeitsverhaltens beim Ab- und Aufwärtsverfahren; Verdichtungszustand der untersuchten Proben (kleine Proben des Ratinger Tones)

Tab. 2.1 zeigt die Materialkennwerte im Einbau- und Ausbauszustand, Tab. 2.2 und 2.3 die ermittelten Gradienten  $i_e$ ,  $i_0$  und  $i_a$  sowie  $k$ -Werte im linearen Bereich für Abwärts- und Aufwärtsmessung.

**Tab. 2.1:** Gegenüberstellung der Verdichtungs-, Porositäts- und Sättigungskennwerte vor und nach der Durchströmung (kleine Proben des Ratinger Tones)

Proben-bez.	Einbauszustand						Ausbauszustand					
	$\rho_{f1}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$w_1$ [%]	$\rho_{d1}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$e_1$ [1]	$w_{sr1}$ [%]	$S_{r1}$ [1]	$\rho_{f2}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$w_2$ [%]	$\rho_{d2}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$e_2$ [1]	$w_{sr2}$ [%]	$S_{r2}$ [1]
Re 1.1	1,712	21,48	1,409	0,910	33,81	0,635	1,848	36,57	1,353	0,989	36,75	0,995
Re 1.2	1,758	23,35	1,425	0,888	33,01	0,707	1,859	35,52	1,372	0,961	35,73	0,994
Re 1.3	1,814	27,00	1,428	0,884	32,87	0,821	1,862	35,09	1,378	0,953	35,41	0,991
Re 1.4	1,815	33,92	1,355	0,986	36,64	0,926	1,840	37,35	1,340	1,008	37,47	0,998
Re 1.5	1,720	41,07	1,219	1,208	44,87	0,915	1,756	45,85	1,204	1,235	45,90	0,999



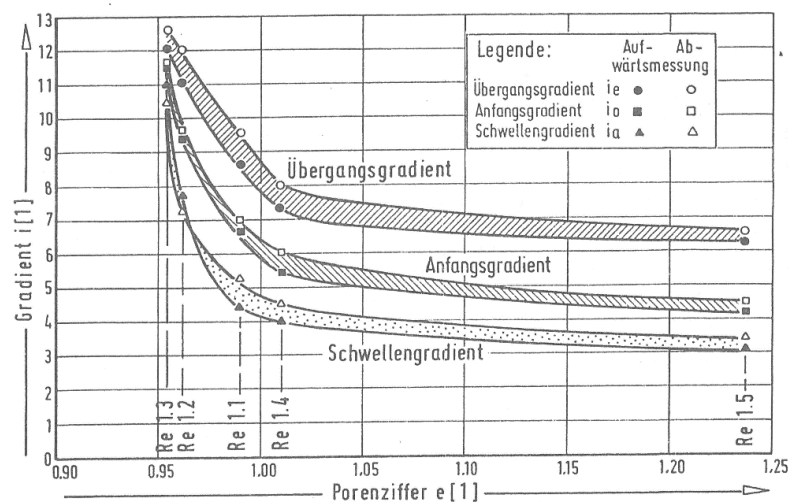
**Tab. 2.2:** Übergangs-, Anfangs- und Schwellengradienten sowie der Durchlässigkeitsbeiwert im linearen Bereich für kleine Proben des Ratinger Tones (Abwärtsmessung)

Probenbez.	Übergangsgradient $i_e$ [1]	Anfangsgradient $i_o$ [1]	Schwellengradient $i_a$ [1]	Durchlässigkeitsbeiwert $k_{\text{linear}}$ [m/s]
Re 1.1	9,6	7,0	5,2	$3,5 \cdot 10^{-10}$
Re 1.2	12,0	9,8	7,3	$3,3 \cdot 10^{-11}$
Re 1.3	12,8	11,5	10,6	$1,7 \cdot 10^{-11}$
Re 1.4	8,0	6,0	4,6	$4,8 \cdot 10^{-11}$
Re 1.5	6,6	4,4	3,4	$7,4 \cdot 10^{-11}$

**Tab. 2.3:** Übergangs-, Anfangs- und Schwellengradienten sowie der Durchlässigkeitsbeiwert im linearen Bereich für kleine Proben des Ratinger Tones (Aufwärtsmessung)

Probenbez.	Übergangsgradient $i_e$ [1]	Anfangsgradient $i_o$ [1]	Schwellengradient $i_a$ [1]	Durchlässigkeitsbeiwert $k_{\text{linear}}$ [m/s]
Re 1.1	8,8	6,75	7,8	$3,2 \cdot 10^{-10}$
Re 1.2	11,0	9,8	7,3	$3,1 \cdot 10^{-11}$
Re 1.3	12,0	11,6	11,0	$1,7 \cdot 10^{-11}$
Re 1.4	7,2	5,5	4,0	$4,3 \cdot 10^{-11}$
Re 1.5	6,3	4,25	3,1	$6,7 \cdot 10^{-11}$

Abb. 2.7 zeigt den Einfluss der Porenzahl  $e$  auf die Gradienten unterschiedlicher Definition nach DJAMADI (1991).



**Abb. 2.7:** Einfluss der Endporenzahl auf die Grenzgradienten (kleine Proben des Ratinger Tones)



### 2.3.4 Schlussfolgerungen aus den Literaturbeispielen

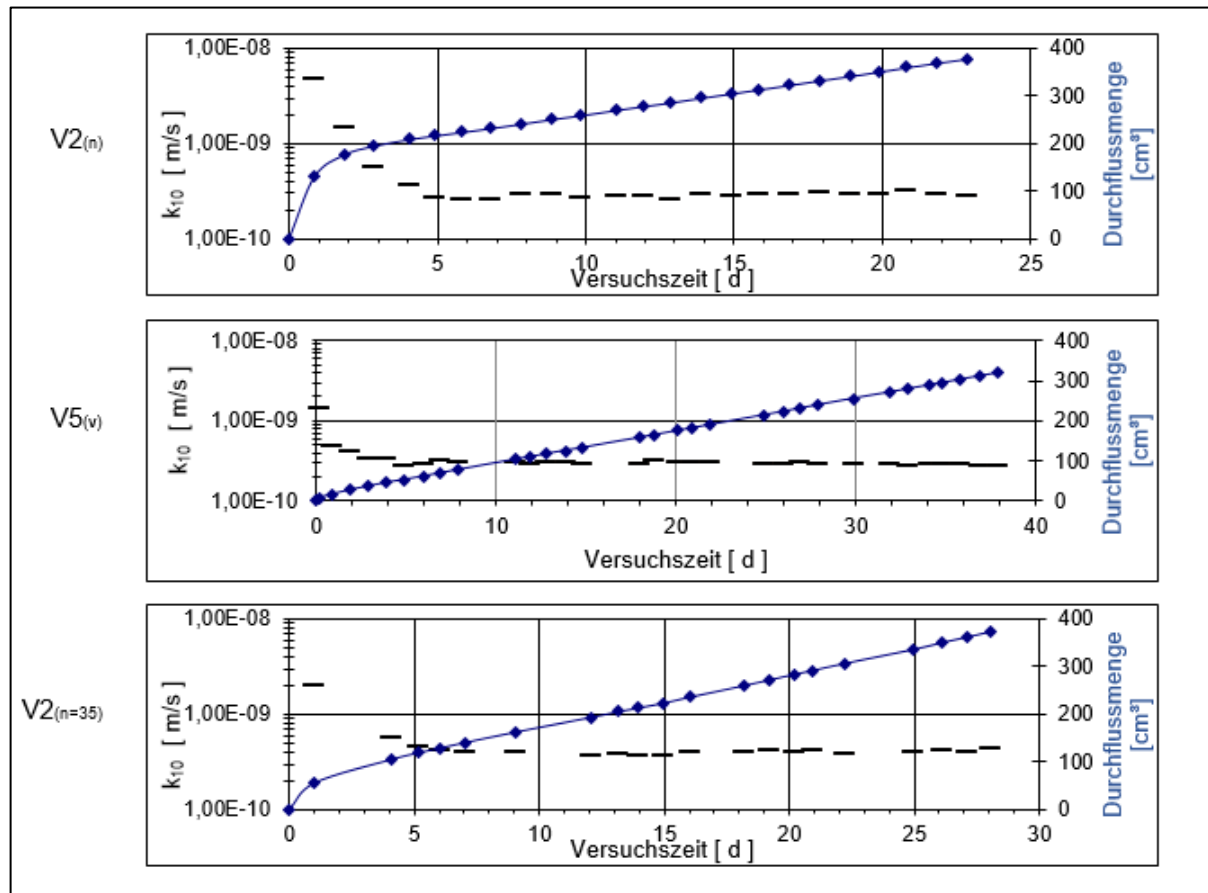
Die dokumentierten Versuche belegen zwar im Bereich kleinerer Druckgefälle unterschiedliche  $v(i)$ -Beziehungen, ihnen gemein ist aber, dass die Durchlässigkeitsbeiwerte im Bereich kleiner Gradienten erst allmählich mit wachsendem Gefälle größer werden – ob bei  $i = 0$  oder  $i = i_a$  beginnend – und erst bei  $i = i_e$  ihren Maximalwert, den üblichen Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  nach Darcy, erreichen. Die Unterschiede dürften nach derzeitiger Einschätzung weniger auf materialspezifische Merkmale zurückzuführen sein als vielmehr auf die komplexe Aufgabe im Vergleich zu dem abgekürzten Verfahren nach DIN 18130 mit einem normierten Gradienten  $i = 30$ , äußerst geringe Wassermengen über längere Versuchszeiten zu messen. Dieses modifizierte Durchlässigkeitsgesetz ist anerkannter Stand der Technik, zumindest wenn ein homogenes feinkörniges Material mit einer Dominanz von Feinporen und entsprechend niedrigeren  $k$ -Werten im Darcy-Bereich ( $i \geq i_e$ ) ( $k_{\text{Darcy}} \sim < 1 \cdot 10^{-10} - 5 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ ) vorliegt. Erst bei abnehmender Feinkörnigkeit, bei abnehmender oder nicht ausreichender feinkörniger Porenfüllung bei Mischböden oder zunehmendem Aggregatstruktur-Einfluss ist mit einem Übergang in den Darcy-Bereich nach Modell A zu rechnen (s.a. Abb. 2.2).

## 2.4 Konkrete Projektdaten für die in Hattorf eingesetzten Materialgemische

Nachfolgend werden die Ergebnisse ergänzender, vom GBD ausgeführten Eignungsuntersuchungen zu dem vorliegenden Themenkomplex mitgeteilt.

### 2.4.1 Materialmischung 0/8 mm + Secursol + Polymerdispersion (obere Lage)

Die bei  $i = 30$  untersuchten Proben mit einem  $k_{10}$ -Wert  $< 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$  zeigen in der Mehrzahl der Fälle eine signifikante  $k$ -Wert-Abnahme in der Anfangsphase der Versuche. Abb. 2.8 zeigt drei typische Beispiele. Die Phasen mit signifikant abnehmendem  $k$ -Wert sind auf ca. 1 bis 5 Tage begrenzt, die Durchflussreduktion bzw.  $k$ -Wert-Verbesserung fällt mit ca. einer Zehnerpotenz relativ gering aus.



**Abb. 2.8:**  $k_{10}$ -Wert-Verläufe und Durchflüsse bei einem Standardgradienten  $i = 30$

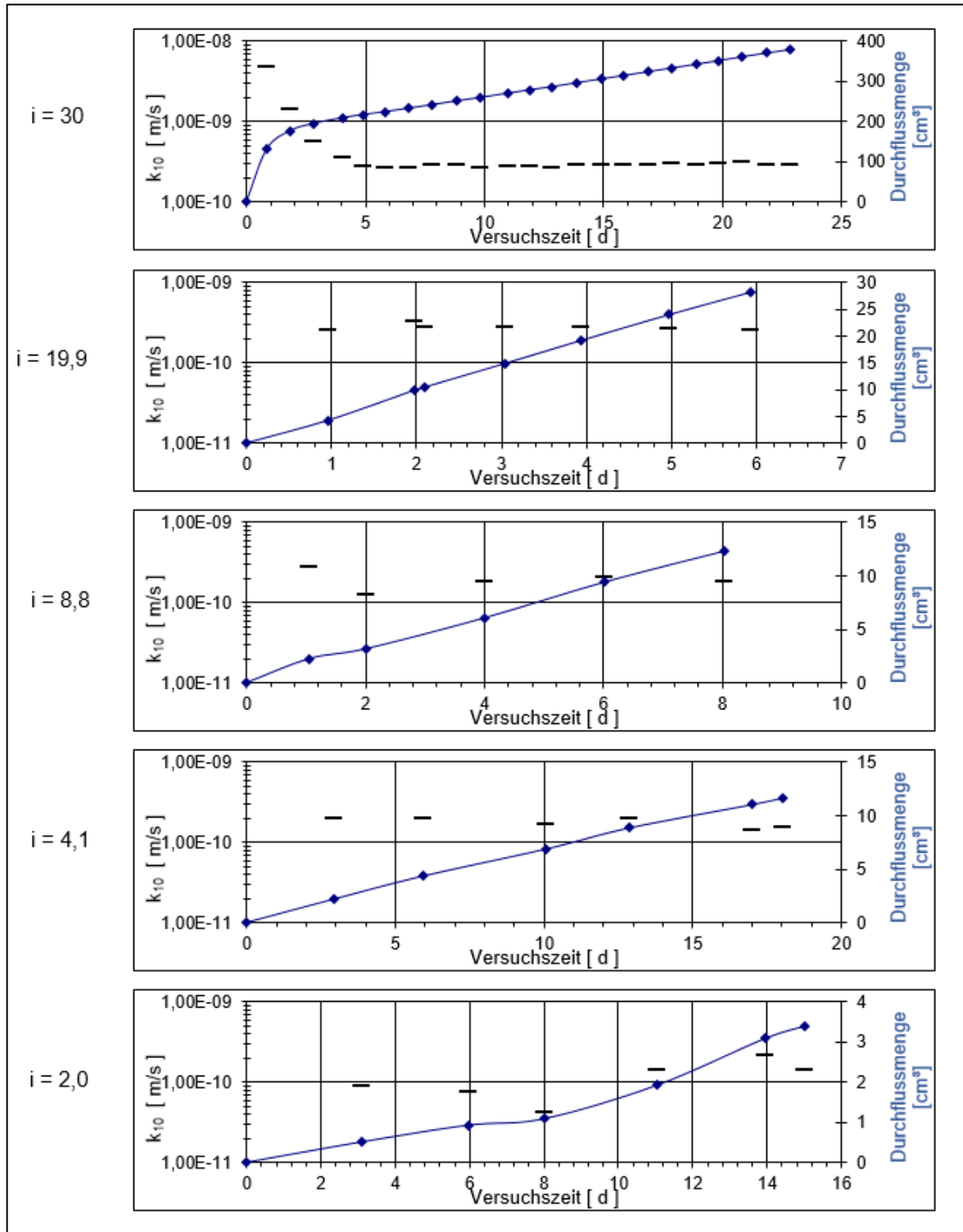
Nach Erreichen eines stabilen Endwertes bei  $i = 30$  wurde bei vier Proctorproben der Gradient in Stufen reduziert. Der niedrigste Gradient wurde mit  $i = 2,0$  eingestellt. Die extrem trockenen Proben V1, P1 und P2 wurden nur in der ersten Stufe untersucht, in der sie sehr hohe Durchflüsse und entsprechend hohe  $k$ -Werte zeigten. In Tab. 2.4 sind die  $k$ -Werte und Filtergeschwindigkeiten  $v$  für variable Gradienten zusammengestellt. Die Durchströmungs- bzw. Prüfzeit lag in den einzelnen Gradientenstufen zwischen sieben und 24 Tagen, die Gesamtprüfzeit bei 72 Tagen. Die  $k$ -Wert-Verläufe und die Volumenströme  $Q$  innerhalb der einzelnen Gradientenstufen ( $i = 30$  bis  $i = 2,0$ ) sind in Abb. 2.9 beispielhaft für die Probe V2 (normalverdichtet) dargestellt. Mit Ausnahme der Gradientenstufe  $i = 30$ , bei der in den ersten fünf Tagen eine Abnahme des  $k$ -Wertes von ca.  $5 \cdot 10^{-9}$  m/s auf  $2 \cdot 10^{-10}$  m/s (Faktor 25) erfolgt, sind die Verläufe in den anschließenden niedrigeren Gradientenstufen über die Versuchszeit weitgehend konstant.



**Tab. 2.4:**  $k_{10}$ -Werte und Filtergeschwindigkeiten  $v$  (stabile Endwerte) für normal proctorverdichtete Proben

Probe	Gradient $i$	$k_{10}$	$v$
	1	m/s	m/s
P1 <sub>(n)</sub>	30	5,59E-08	1,68E-06
P2 <sub>(n)</sub>	30	7,58E-08	2,27E-06
P3 <sub>(n)</sub>	30	3,72E-10	1,12E-08
P4 <sub>(n)</sub>	30	2,65E-10	7,95E-09
P5 <sub>(n)</sub>	30	2,34E-10	7,02E-09
V1 <sub>(n)</sub>	30	4,65E-07	1,40E-05
V2 <sub>(n)</sub>	30	2,84E-10	8,52E-09
V3 <sub>(n)</sub>	30	1,89E-10	5,67E-09
V4 <sub>(n)</sub>	30	2,82E-10	8,46E-09
V5 <sub>(n)</sub>	30	2,91E-10	8,73E-09
V2 <sub>(n)</sub>	19,9	2,75E-10	5,47E-09
V3 <sub>(n)</sub>	19,9	1,94E-10	3,86E-09
V4 <sub>(n)</sub>	19,9	3,35E-10	6,67E-09
V5 <sub>(n)</sub>	19,9	2,90E-10	5,77E-09
V2 <sub>(n)</sub>	8,8	1,93E-10	1,70E-09
V3 <sub>(n)</sub>	8,8	2,00E-10	1,76E-09
V4 <sub>(n)</sub>	8,8	2,24E-10	1,97E-09
V2 <sub>(n)</sub>	4,1	1,77E-10	7,26E-10
V3 <sub>(n)</sub>	4,1	1,97E-10	8,08E-10
V4 <sub>(n)</sub>	4,1	1,75E-10	7,18E-10
V2 <sub>(n)</sub>	2,0	1,65E-10	3,30E-10
V3 <sub>(n)</sub>	2,0	1,95E-10	3,90E-10
V4 <sub>(n)</sub>	2,0	1,35E-10	2,70E-10

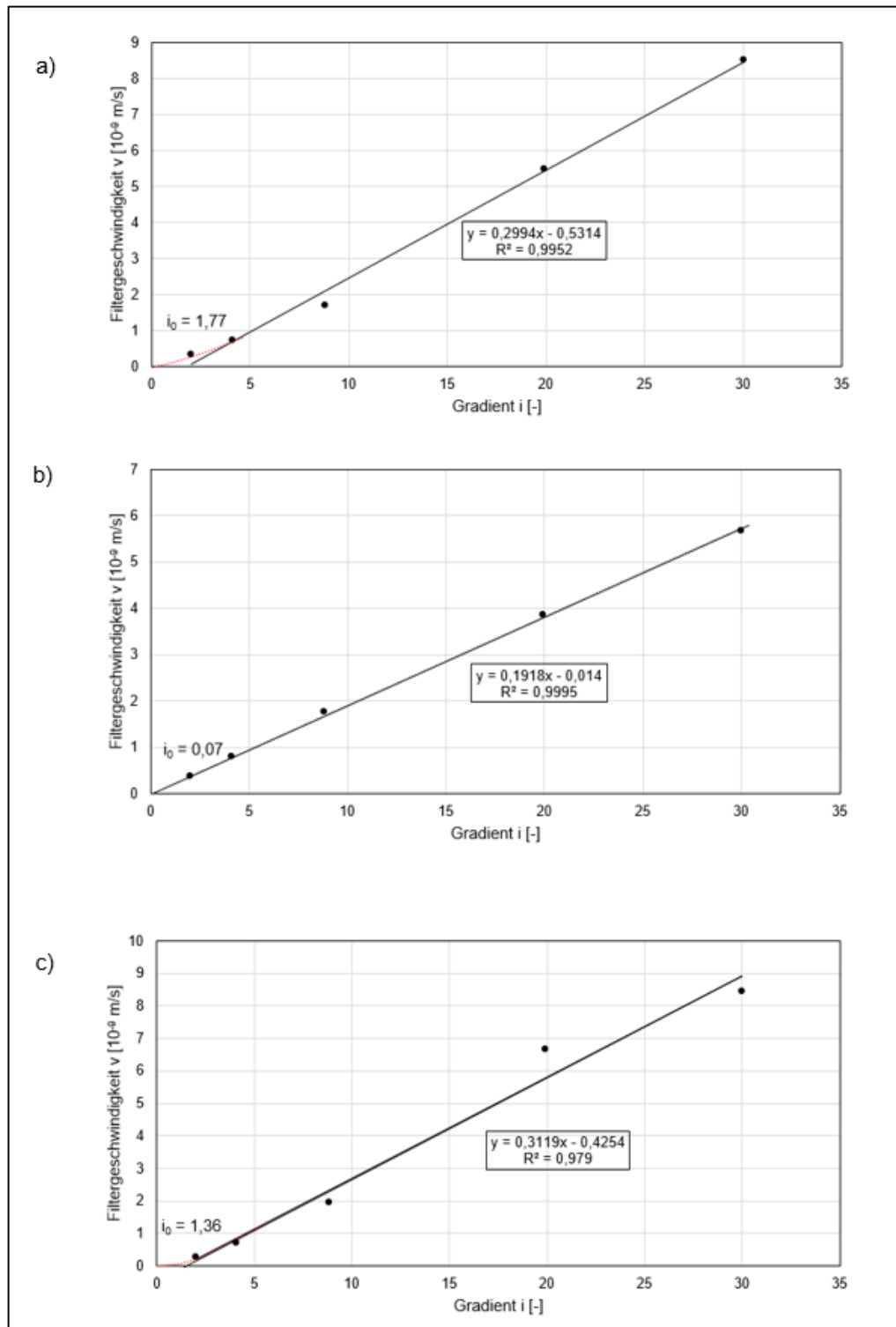




**Abb. 2.9:**  $k_{10}$ -Wert-Verläufe und Durchflüsse in den Druckstufen mit abnehmendem Gradienten  $i$  (normal verdichtete Proben V2<sub>(n)</sub>)



In Abb. 2.10 sind die Filtergeschwindigkeiten  $v$  über die Gradienten  $i$  aufgetragen. In dem untersuchten Gradientenbereich  $i = 2,0$  bis  $30$  ist  $v$  mit hohem Bestimmtheitsmaß linear mit dem Gradienten  $i$  verknüpft (Fall B nach Abschn. 2.2). Bei Extrapolation des geradlinigen Verlaufs lassen sich Gradienten  $i_0$  zwischen  $0,1$  und ca.  $1,7$  berechnen, der mittlere  $i_0$ -Wert von drei Versuchen liegt bei  $1,1$ . Die Bestimmungsgleichung nimmt die Form  $v = k (i - i_0)$  an. Die Tatsache, dass bei  $i = 2$  versuchstechnisch alle untersuchten Proben noch einen – wenn auch sehr geringen – Durchfluss zeigen, spricht aber dafür, dass sich im Bereich der niedrigsten Gradienten eher ein prälinearer Bereich ausbildet, in dem der Durchlässigkeitsbeiwert durch einen Parabelverlauf approximiert werden kann (Abb. 2.10 a, c). Der Übergang in den prälinearen Bereich beginnt etwa ab dem Übergangsgradienten  $i_e = 2$ . Der Verlauf entspricht damit eher dem Fall C nach Abb. 2.1 (s. Abschn. 2.2). Ein Anfangsgradient  $i_a$  entsprechend der Kurve D nach Abb. 2.1 kann aus den Versuchen nicht abgeleitet werden.



**Abb. 2.10:** Filtergeschwindigkeiten und hydraulisches Gefälle (normal verdichtete Proctorproben;  $w > w_{Pr}$ )

a) Probe V2<sub>(n)</sub> ( $\rho_d = 2,088 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 8,7 \%$ ;  $n_a = 3,1 \%$ )

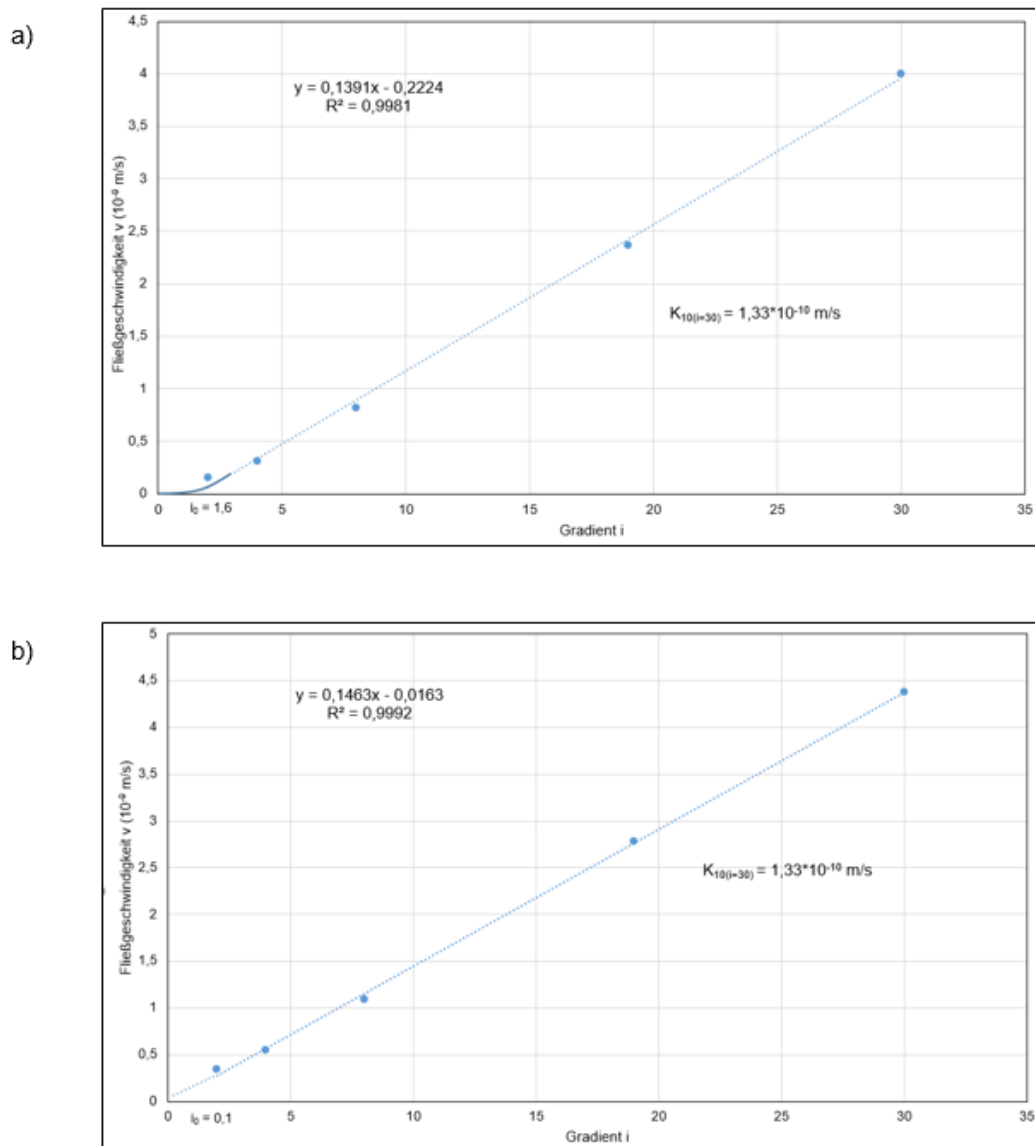
b) Probe V3<sub>(n)</sub> ( $\rho_d = 2,086 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 9,5 \%$ ;  $n_a = 1,6 \%$ )

c) Probe V4<sub>(n)</sub> ( $\rho_d = 2,046 \text{ g/cm}^3$ ;  $w = 10,6 \%$ ;  $n_a = 1,3 \%$ )



## 2.4.2 Materialmischung 0/2 mm + Secursol + Polymerdispersion (untere Lage)

In Abb. 2.11 sind für zwei Versuche die Filtergeschwindigkeiten über die Gradienten aufgetragen. Es ergeben sich lineare Beziehungen mit hohem Bestimmtheitsmaß. Bei linearer Extrapolation ergeben sich zwar rechnerisch  $i_0$ -Werte zwischen 0,1 und 1,6, es ist aber - wie bei dem Material der oberen Lage - eher im Bereich  $i < 2$  von einem eng begrenzten, parabelförmigen prälinearen Verlauf auszugehen. Der Verlauf dürfte damit eher der Kurve C nach Abb. 2.1 entsprechen.



**Abb. 2.11:** Filtergeschwindigkeiten und hydraulisches Gefälle (normal verdichtete Proctorproben;  $w > w_{Pr}$ )

a) Probe S5 ( $\rho_d = 1,965$  g/cm<sup>3</sup>;  $w = 11,47$  %;  $n_a = 3,3$  %)

b) Probe S6 ( $\rho_d = 1,894$  g/cm<sup>3</sup>;  $w = 13,74$  %;  $n_a = 2,5$  %)

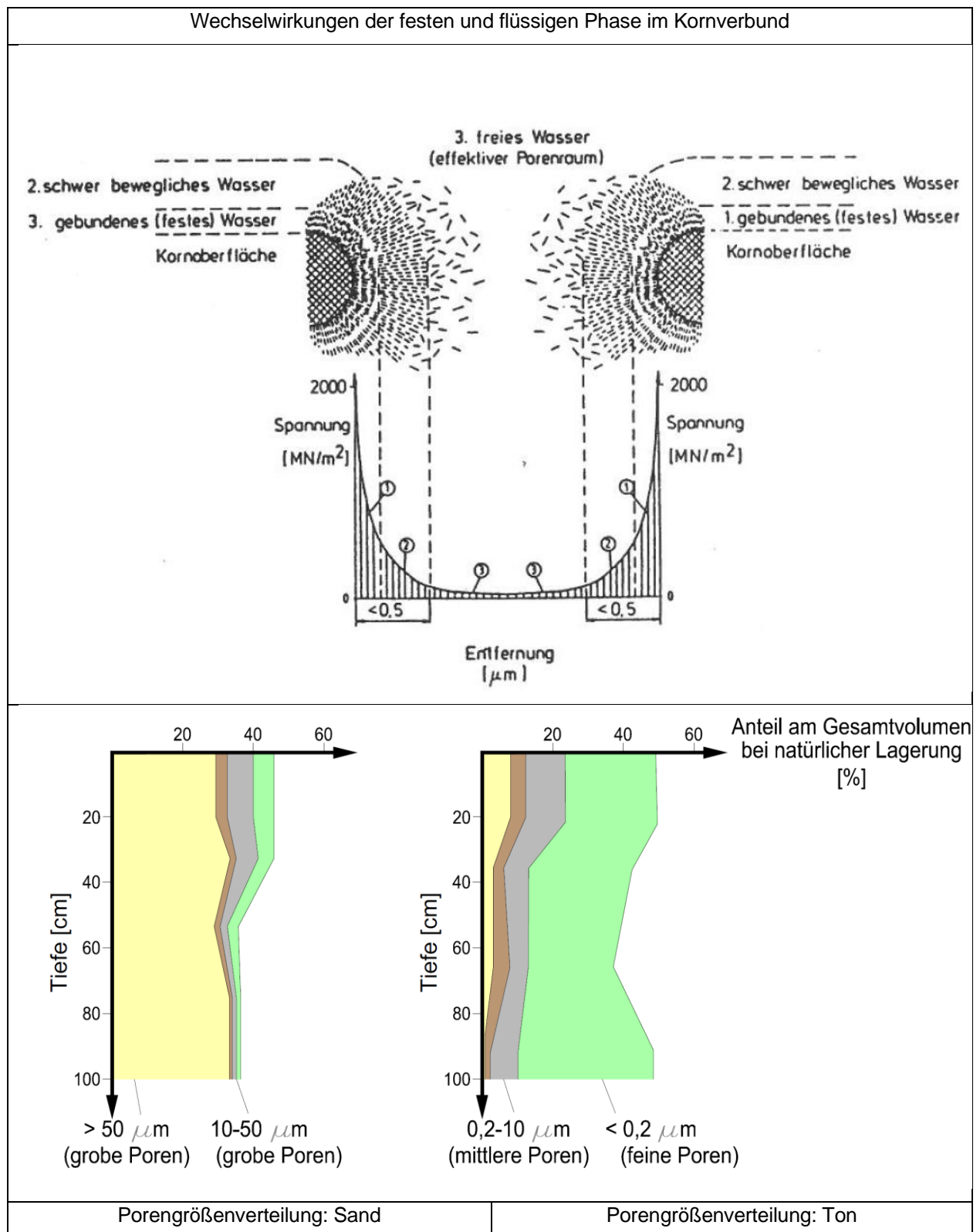


### 2.4.3      **Hydraulisches Leistungsvermögen der in Hattorf eingesetzten Mineralmischungen**

- Die zusätzlichen k-Wert-Versuche mit dem Standardgradienten  $i = 30$  bestätigen die bisher dokumentierten Werte der Eignungsuntersuchung und der laufenden Qualitätsüberwachung beim Einbau des Materials.
- Bei Einbau auf dem nassen Ast der Proctorkurve lassen sich für das Material der oberen Lage mittlere k-Werte von  $5 \cdot 10^{-10}$  m/s, für das Material der unteren Lage Mittelwerte um  $1 \cdot 10^{-10}$  m/s nachweisen.
- Diese Mittelwerte liegen mit ausreichendem Abstand von ca. einer halben Zehnerpotenz unter den planerisch vorgegebenen Sollwerten von  $k \leq 1 \cdot 10^{-9}$  m/s (obere Lage) und  $k \leq 5 \cdot 10^{-10}$  m/s (untere Lage).
- Bei dem k-Wert-Niveau der vorliegenden Mischungen lassen sich noch keine statistisch abgesicherten Abweichungen von der Gültigkeit des Darcy'schen Gesetzes nachweisen. Es kann kein für Emissionsermittlungen relevanter Schwellengradient  $i_a$  oder Anfangsgradient  $i_0$  abgeleitet werden. Die aus den Versuchsdaten eher ableitbaren sehr begrenzten prälinearen Bereiche erlauben für reale Gradienten in der Praxis der Halde keine nennenswerte Reduktion des k-Wertes.

## 3              **Ursachen für Abweichungen vom Darcy'schen Gesetz**

Die beschriebenen Abweichungen können plausibel mit elektromolekularen Anziehungskräften erklärt werden, wodurch sich um die Bodenteilchen herum Hüllen mit gebundenem Wasser bilden. Dieses gebundene Wasser füllt bei feinkörnigen Böden die Porenkanäle mehr oder weniger vollständig aus und vergrößert den Durchflusswiderstand. Das gebundene Wasser nimmt erst dann am Strömungsvorgang teil, wenn seine innere Reibung vom aufgegebenen Wasserdruck überwunden wird (KEZDI, GABENER, u.a.). Die molekularen Wechselwirkungen an Kornoberflächen sind in Abb. 3.1 dargestellt.



**Abb. 3.1:** Die Wechselwirkung der festen und flüssigen Phase im Kornverbund (nach REUTER, 1986)

Eine ähnliche, mechanische Erklärung für die Existenz eines Anfangsgradienten  $i_0$  liefert (KOVACS, 1957) (s. Abb. 3.2). Die Wasserhülle kommt nur bei einer gewissen Scherspannung  $\tau$  in Bewegung. Diese Spannung ist eine lineare Funktion der Entfernung von der Grenzfläche. Das Wasser bewegt sich bei  $r_0 = 0$  nicht, die molekularen Kräfte und die Schwere (Gravitation) sind im Gleichgewicht. Die Bewegung des Wassers wird durch kapillare Kräfte verhindert. Es existiert also ein kritischer Gradient  $i_0$ , bei dessen Unterschreitung eine Wasserbewegung nicht mehr möglich ist. Für einen Porenkanal der Länge  $l$  lautet die Gleichgewichtsgleichung:

$$i \cdot \gamma_w \cdot \pi \cdot r^2 \cdot l = 2 \pi \cdot r \cdot l \cdot \tau_0$$

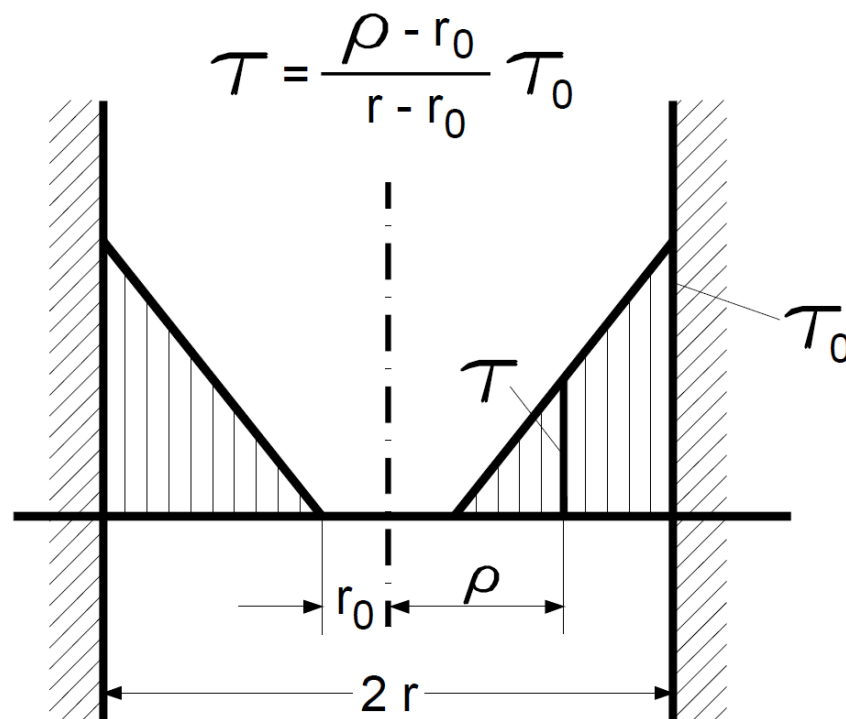
$$i = i_0 = \frac{2 \cdot \tau_0}{\gamma_w \cdot r}$$

mit:

$\tau$  = Oberflächenspannung

$\gamma_w$  = Wichte des Wassers

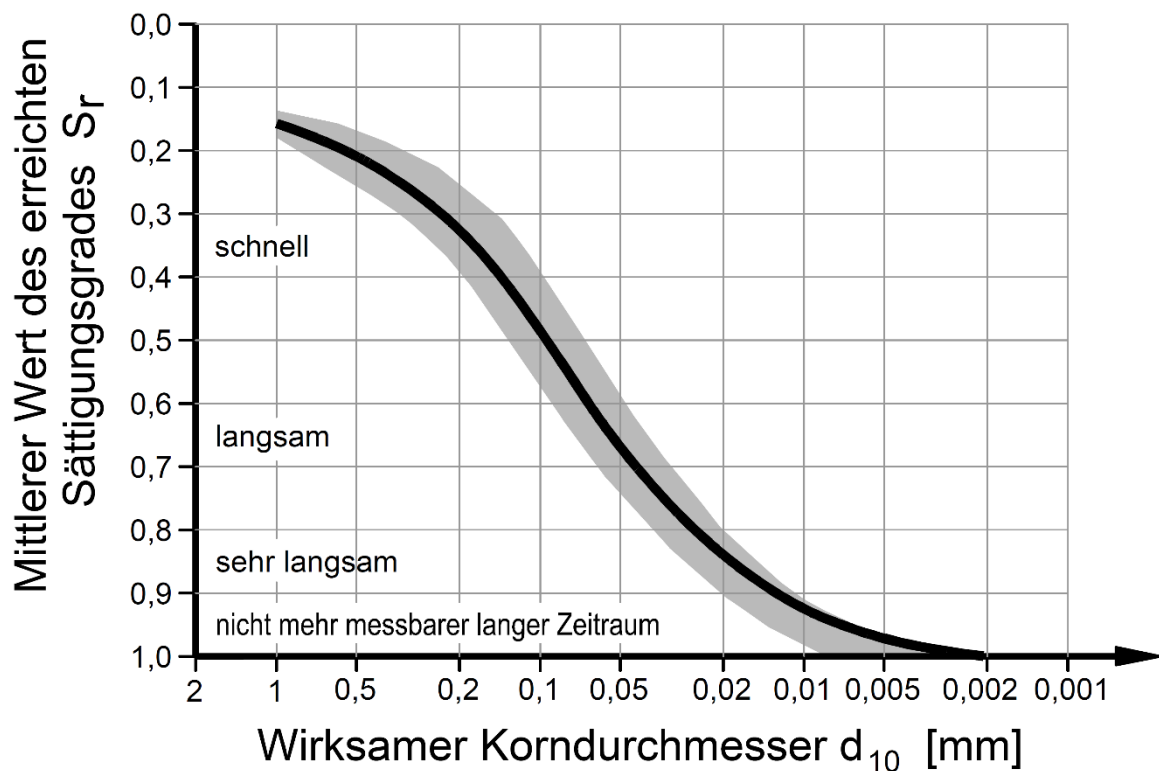
Der zahlenmäßige Wert dieses kritischen Gradienten  $i_0$  kann nicht nach obiger Formel berechnet werden, da  $r$  nicht bekannt ist.  $i_0$  kann nur auf dem Versuchsweg (s. Abschn. 2.3) bestimmt werden.



**Abb. 3.2:** Angenommene Verteilung der Schubspannungen, die zu einer Bewegung des adsorbierten Wassers nötig sind (KOVACS, 1957)



Eine praktische Bestätigung dieses Ansatzes liefert auch die Wasserspannungskurve. Je feinkörniger der Boden ist, umso weniger Wasser kann durch Gravitation entfernt werden. Einen auf TERZAGHI (1948) zurückgehenden Kurvenbereich zeigt Abb. 3.3. Aufgetragen ist der Sättigungsgrad  $S_r$ , der über eine lange Periode der Entwässerung überhaupt erreichbar ist ( $S_r = f(d_{10})$ ). Für Tone oder tonähnliche Materialien (z.B. mit Tonmehl vergütete gemischtkörnige Böden) bleibt langfristig die Vollsättigung erhalten ( $S_r = 1,0$ ).

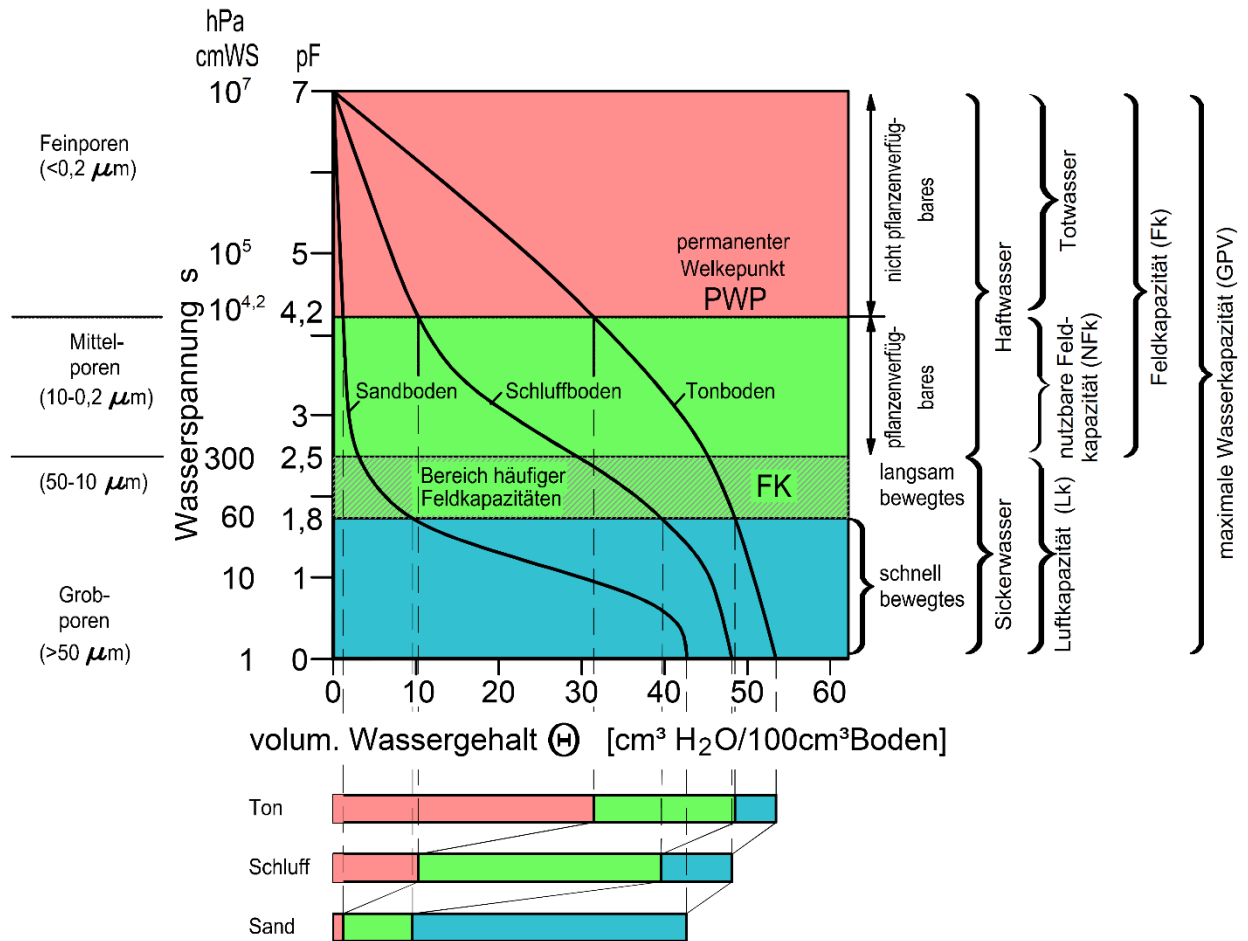


**Abb. 3.3:** Zusammenhang zwischen Korngröße  $d_{10}$  und Sättigungsgrad  $S_r$ , der nach einer Entwässerung durch Gravitation im Untergrund entsteht

Wasser kann entgegen der kapillaren Saugspannung nur entweichen, wenn auf das Wasser des gesättigten Bodens eine zusätzliche Druck- oder Saugspannung ausgeübt wird. Der für ein Material charakteristische Zusammenhang zwischen Wasserspannung und der Wassermenge im Boden (gravimetrisch oder volumetrisch) lässt sich durch die Wasserspannungskurve beschreiben.

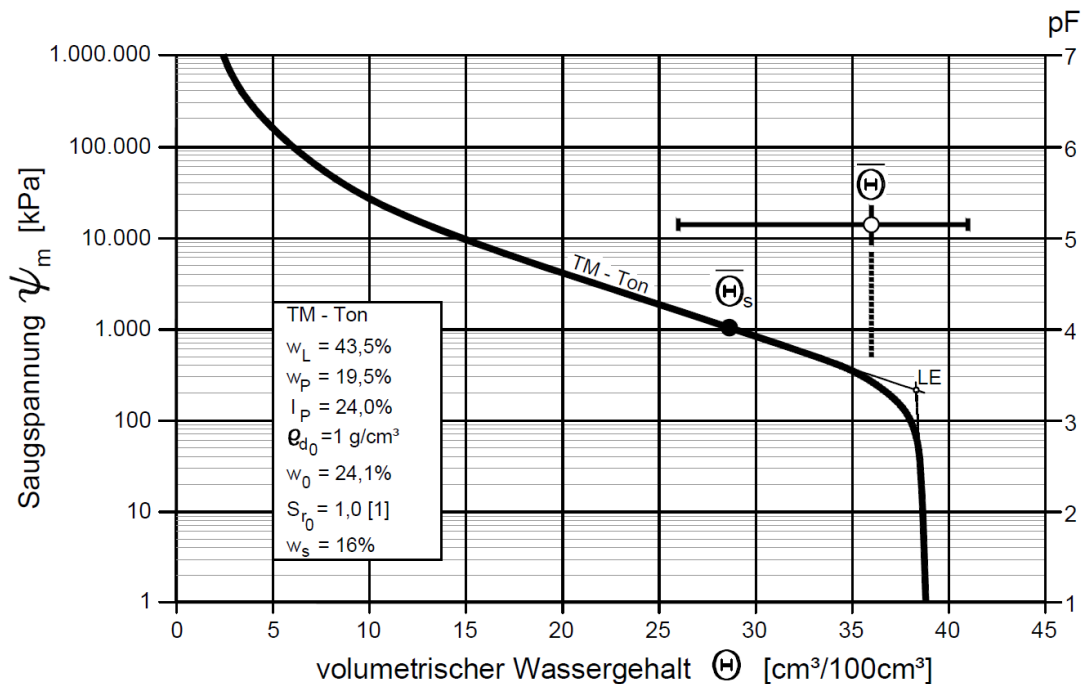
Abb. 3.4 zeigt die Wasserspannungskurven verschiedener, natürlich anstehender Böden.





**Abb. 3.4:** Wasserspannungskurven verschiedener Böden (SCHEFFER/SCHACHT-SCHABEL (1998))

Abb. 3.5 zeigt die Wasserspannungskurve für einen technisch bearbeiteten proctorverdichteten Ton. Eine spürbare Entwässerung ist danach erst ab Saugspannungen > 100 kPa (PF 3) bzw. 1 bar zu erwarten. Das Material weist danach keine Grobporen auf.



**Abb. 3.5:** Entwässerungskurve für einen mittelplastischen Vergleichsboden (TM), proctorverdichtet (DÜLLMANN, 2014)

## 4 Konsequenzen für die Praxis

### 4.1 Regelungen und Vorgaben im Deponiebau

#### 4.1.1 Vorgaben nach DepV

Die DepV gibt für die Deponiebasis in Abhängigkeit von der Deponieklasse im Rahmen der Eignungsprüfung und Qualitätsüberwachung bei Herstellung des Dichtungssystems Mindest- $k$ -Werte vor. Sie sind nach DIN 18130 zu bestimmen bei einem Gradienten von  $i = 30$ . Die Ergebnisse werden auf eine Referenztemperatur von  $10^\circ \text{C}$  umgerechnet. Für DK I – III gilt:

$$k_{10} \leq 5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$$

Der  $k_{10}$ -Wert ist als Mindestwert definiert, der von keiner Probe überschritten werden darf. Ein wie auch immer definierter, statistisch abgesicherter Mittelwert muss deshalb diesen Mindestwert um ein bestimmtes Maß unterschreiten. Nach eigenen, umfangreichen Praxiserfahrungen beträgt dieser Abstand mindestens eine halbe Zehnerpotenz.



#### 4.1.2 Vorgaben für Eignungs- und Gleichwertigkeitsnachweise nach den DIBt-Grundsätzen (1995)

Der Nachweis der Gleichwertigkeit eines alternativen Abdichtungssystems mit dem Regelsystem (Tondichtung) bedeutet grundsätzlich der Vergleich der Leistungen des Alternativsystems mit den Leistungen des entsprechenden Regelsystems. Die Leistungen werden maßgeblich von der Leistung der Dichtung als eine der Systemkomponenten bestimmt. Diese ist immer projektbezogen zu ermitteln. Wesentliche Größen sind dabei:

- die rechnerische Durchflussrate  $q$  [ $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$ ]
- die rechnerisch fiktive Durchtrittszeit  $t$  [a]

Die für einen Eignungs- oder Gleichwertigkeitsnachweis maßgebenden rechnerischen Durchflussraten  $q$  und fiktiven Durchtrittszeiten  $t$  in den einzelnen Betriebsphasen mit unterschiedlichen rechnerischen Überstauhöhen  $h$  sind dabei mit den in Tab. 4.1 zusammengestellten Kenngrößen (Dicke  $d$ ,  $k_F$ -Wert) verknüpft. Tab. 4.1 zeigt die entsprechenden Werte exemplarisch für eine DK I – Depo- nie.

**Tab. 4.1:** Konvektive Durchlässigkeit der mineralischen Komponente des Regelsystems für die Basisdichtung (DK I) nach DIBt (1995)

Regelsystem	h	Überstauhöhen				Einheit
		3 cm	30 cm	100 cm	500 cm	
DK I	i	1,06	1,60	3,00	11,00	1
$d = 50 \text{ cm}$	q	$5,3 \times 10^{-10}$	$8,0 \times 10^{-10}$	$1,5 \times 10^{-9}$	$5,5 \times 10^{-9}$	$\text{m}^3/\text{m}^2 \times \text{s}$
$k_F = 5 \times 10^{-10} \text{ m/s}$	t	10.920	7.235	3.857	1.052	d

hydraulisches Gefälle  $i = (h_1 - h_2)/d = (h + d)/d$  [1]

rechnerische Durchflussrate  $q = k_F \times i$  [ $\text{m}^3/\text{m}^2 \times \text{s}$ ]

fiktive Durchtrittsrate  $t = d/(k_F \times i)$  [d]

- mit:
- $k_F$  - Durchlässigkeitsbeiwert
  - $i$  - hydraulisches Gefälle
  - $h$  - Aufstauhöhe
  - $h_1$  - Druckhöhe an der Oberseite der Dichtung ( $h + d$ )
  - $h_2$  - Druckhöhe an der Unterseite der Dichtung (hier = 0)
  - $d$  - Dicke der mineralischen Dichtungsschicht



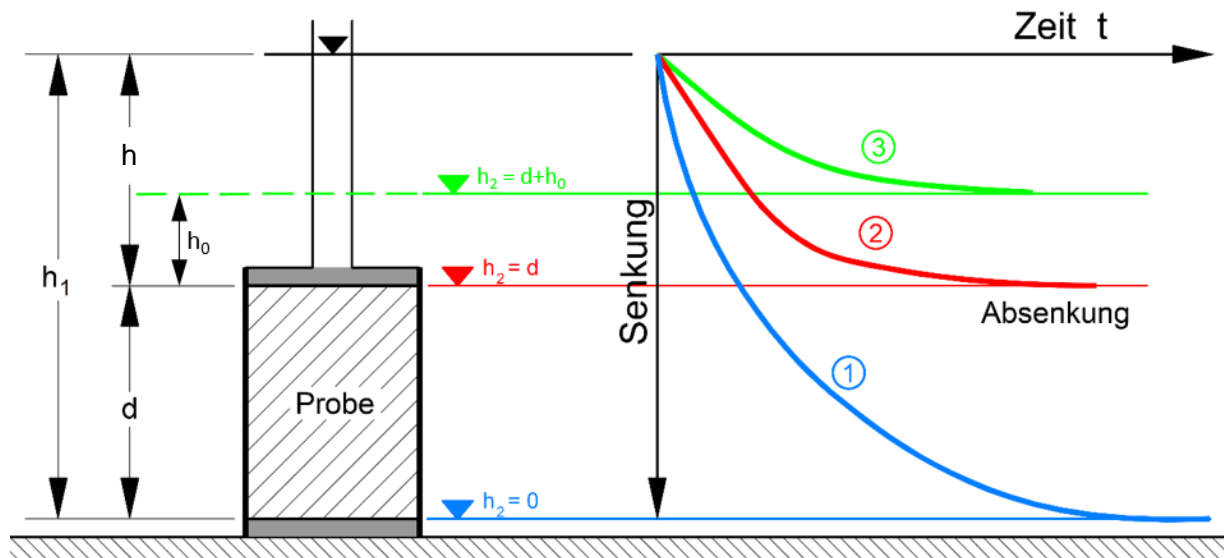
Bei dem konduktiven Stofftransport wird vereinfachend die Gültigkeit der Darcy'schen Formel angesetzt. Es wird jedoch in den DIBt-Eignungs- und Gleichwertigkeitsgrundsätzen ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die angegebenen maximalen Durchflussraten keine Rückschlüsse auf die tatsächlich auftretenden Permeationsraten bzw. die Restinfiltration zulassen. Sie dienen lediglich als Vergleichswerte unter den angenommen Einwirkungen und Gesetzmäßigkeiten des Stofftransportes zum Nachweis der grundsätzlichen Eignung einer Dichtung. Die gleiche Vorgehensweise wurde in länderspezifischen Regelwerken, z.B. im Merkblatt Nr. 42: Gleichwertigkeit von Deponiesystemkomponenten (LUA NRW, 2005), gewählt.

## **4.2 Praxisgerechte Ansätze für Restinfiltrations-Abschätzungen**

Aus den vorangegangenen Erläuterungen wird deutlich, dass weder ein Gradient nach dem Ansatz  $i = \frac{h+d}{d}$  noch der bei  $i = 30$  ermittelte  $k$ -Wert bei sehr dichten Materialien für eine realistische Restinfiltrations-Abschätzung geeignet ist.

### **4.2.1 Maßgebender hydraulischer Gradient**

Wegen der grundsätzlichen Bedeutung wird die Definition des Gradienten  $i$  in Abb. 4.1 am Beispiel eines Versuchs mit fallender Druckhöhe noch einmal erläutert.



**Abb. 4.1:** Definition des Gradienten  $i$

Kurve ①: Bei den Gleichwertigkeitsbetrachtungen gilt der Ansatz (s. Erläuterung zu Tab. 4.2)

$$i = \frac{h_1 - h_2}{d} \quad \text{mit:} \quad h_1 = h + d \quad \text{und} \quad h_2 = 0$$

Daraus folgt:  $i = \frac{h + d}{d}$

Dabei wird unterstellt, dass die Probe unter Schwerkraft vollständig ( $h_2 = 0$ ) entwässern kann ( $S_r \rightarrow 0$ ). Für den Fall  $h = 0$  (kein Überstau) berechnet sich dabei ein Gradient  $i = 1$  und in Verbindung mit einem  $k$ -Wert nach Darcy eine endliche Sickerrate  $q$ . Dieser Zustand ist aus den in Abschn. 3 dargelegten Gründen für ein grobkörniges Material (Sand, Kies) charakteristisch, für ein feinporiges Material aus physikalischen Gründen jedoch nicht möglich.

Kurve ②: Bei feinkörnigem Material sehr niedriger Durchlässigkeit tritt im Zähler ein Matrixpotenzial  $h_M$  hinzu. Der Ansatz nach ① verändert sich zu:

$$i = \frac{h + d - h_M}{d}$$



Das auf Kapillarspannungen zurückgehende Matrixpotential ist dabei mindestens gleich der Probenhöhe  $d$ . Die Vollsättigung der Probe ( $S_r = 1$ ) bleibt erhalten.

Bei  $h_M = d$  gilt:

$$i = \frac{h}{d}$$

Nimmt man beispielsweise für eine Dichtung der Dicke  $d = 75$  cm eine Überstauhöhe  $h = 50$  cm an, berechnen sich nach den Ansätzen ① und ② Gradienten von 1,65 und 0,65. Sie unterscheiden sich um den Faktor 2,5.

Bei kleiner werdenden Überstauhöhen werden die Unterschiede schnell größer. Für eine Einstauhöhe der Dränschicht von  $h = 10$  cm mit  $i_① = 1,1$  und  $i_② = 0,13$  berechnet sich ein Faktor von ca. 8,5. Bei  $h = 0$  ist der Gradient im Beispiel ②: Null.

Daraus folgt, dass bei einer Überstauhöhe  $h = 0$  keine Fließbewegung mehr auftritt.

Kurve ③ Noch deutlicher fallen die Unterschiede bei Ansatz eines Anfangsgradienten  $i_0$  aus. Bereits bei einer Höhe  $h_2 = d + h_0$  ist eine Fließbewegung nicht mehr möglich. Der Formelansatz für  $i$  wird dann:

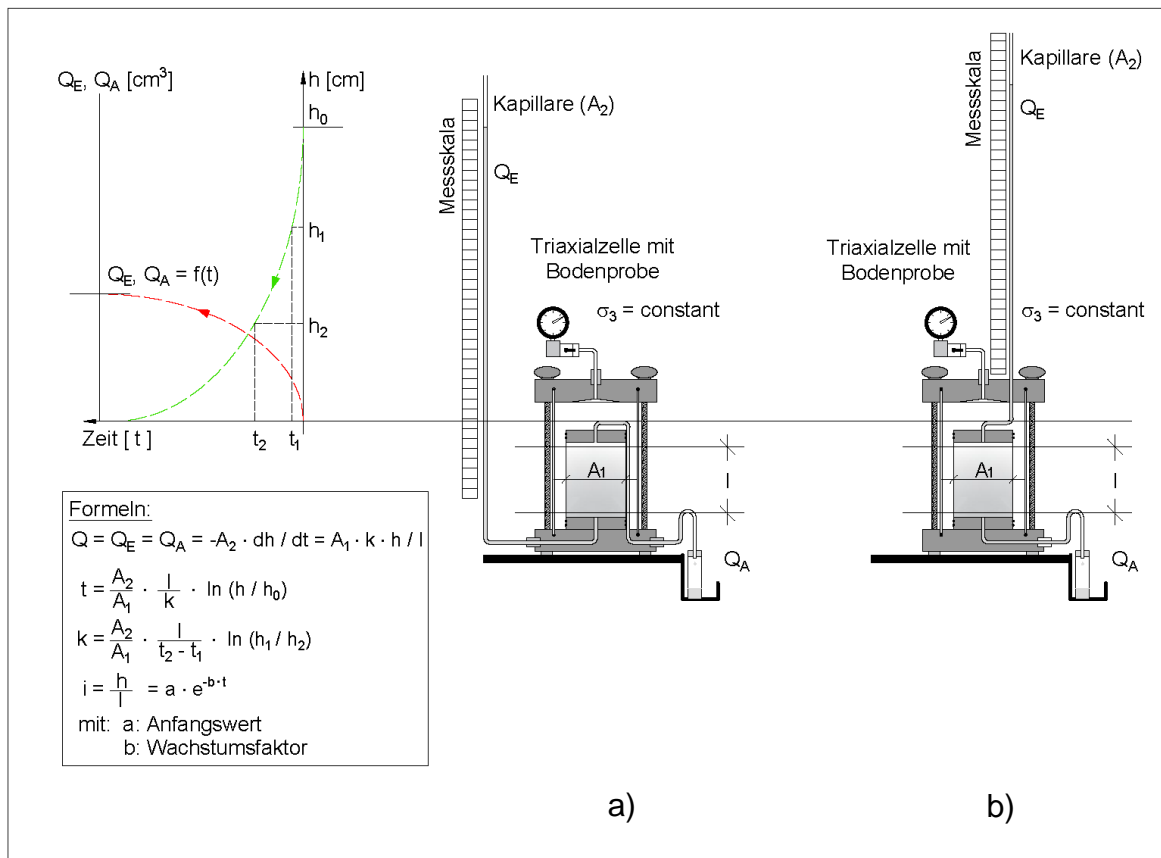
$$i = \frac{h - h_0}{d}$$

Daraus folgt, dass bei einer Überstauhöhe  $h = h_0$  keine Fließbewegung mehr auftritt.

Bei Ausbildung eines Schwellengradienten  $i_a$  würde sich eine Absenkungskurve zwischen Kurve ② und ③ einstellen.

#### 4.2.2 Konkrete Projektdaten für die in Hattorf eingesetzten Dichtungsmischungen

Das Messprinzip der fallenden Druckhöhe ist in Abb. 4.2 dargestellt. Neben dem Volumenstrom in der Zulaufkapillare ( $\varnothing_i = 4$  mm) wird auch der Auslauf kontrolliert. Im Rahmen der Studie wurden die Varianten Durchströmung von unten nach oben und Durchströmung von oben nach unten eingesetzt.



**Abb. 4.2:** Messprinzip fallende Druckhöhe

- a) Durchströmung von unten nach oben
- b) Durchströmung von oben nach unten

#### 4.2.2.1 Materialmischung obere Lage (Hattorf)

An der Probe V3<sub>(n35)</sub> wurde mit der Versuchsanordnung nach Abb. 4.2 b) die Absenkkurve  $h = f(t)$  bestimmt. Bei der Durchströmung von oben nach unten lässt sich die Absenkkurve über eine Exponentialfunktion der Form:

$$i = a \cdot e^{-b \cdot t}$$

mit:

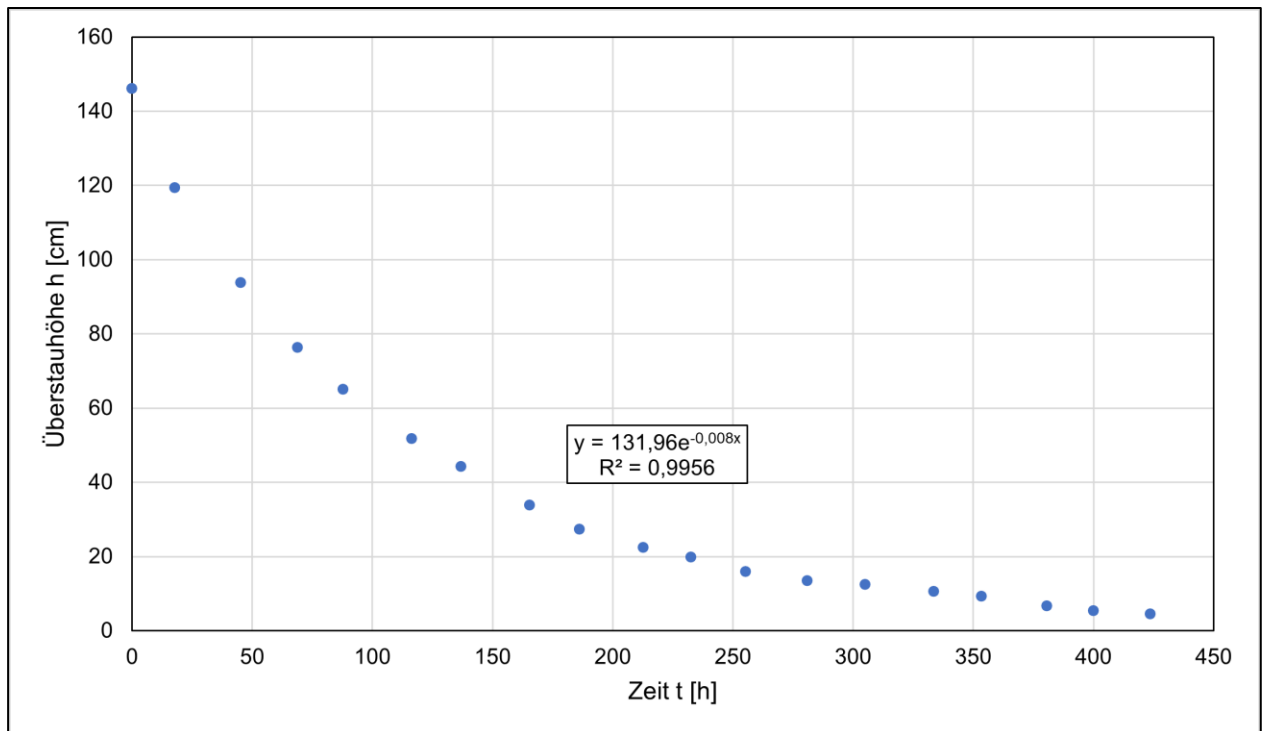
$t$  = Zeit in Stunden

$a$  = Anfangswert

$b$  = Wachstumsfaktor



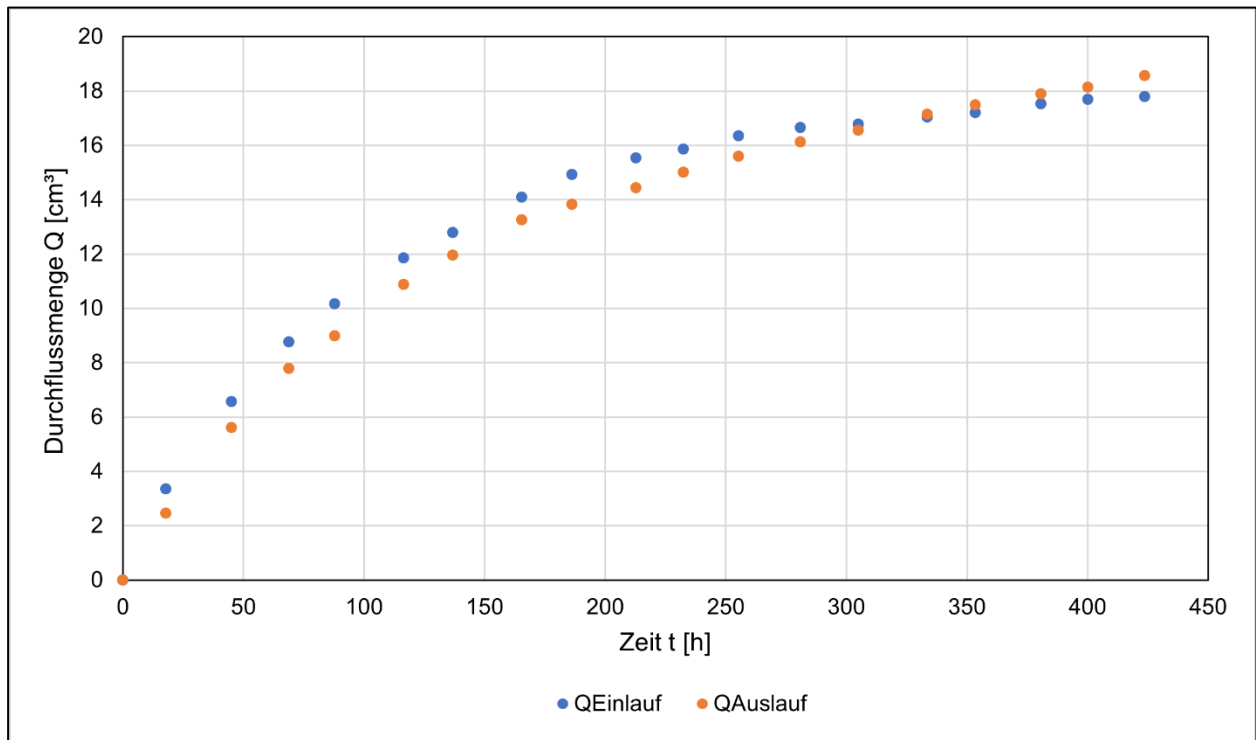
beschreiben. Diese Funktion konvergiert nach sehr langen Versuchszeiten gegen den Gradienten  $i = 0$ . Der Versuch wurde nach 424 Stunden bei einer Überstauhöhe  $\Delta h = 4,4$  cm bzw.  $i = 0,37$  beendet.



**Abb. 4.3:** Absenkkurve  $h = f(t)$  bei Durchströmung von oben nach unten. Probe V3<sub>(n35)</sub>  
( $k_{10} (i = 30) = 3,8 \cdot 10^{-10}$  m/s)

Die mit abnehmender Druckhöhe ebenfalls gegen Null gehenden spezifischen Volumenströme verlaufen auf der Ein- und Abströmseite völlig synchron (Abb. 4.4). Bei Erreichen einer Überstauhöhe  $h = 0$  geht auch der Auslauf, gemessen an der Unterseite der Probe, auf Null zurück.

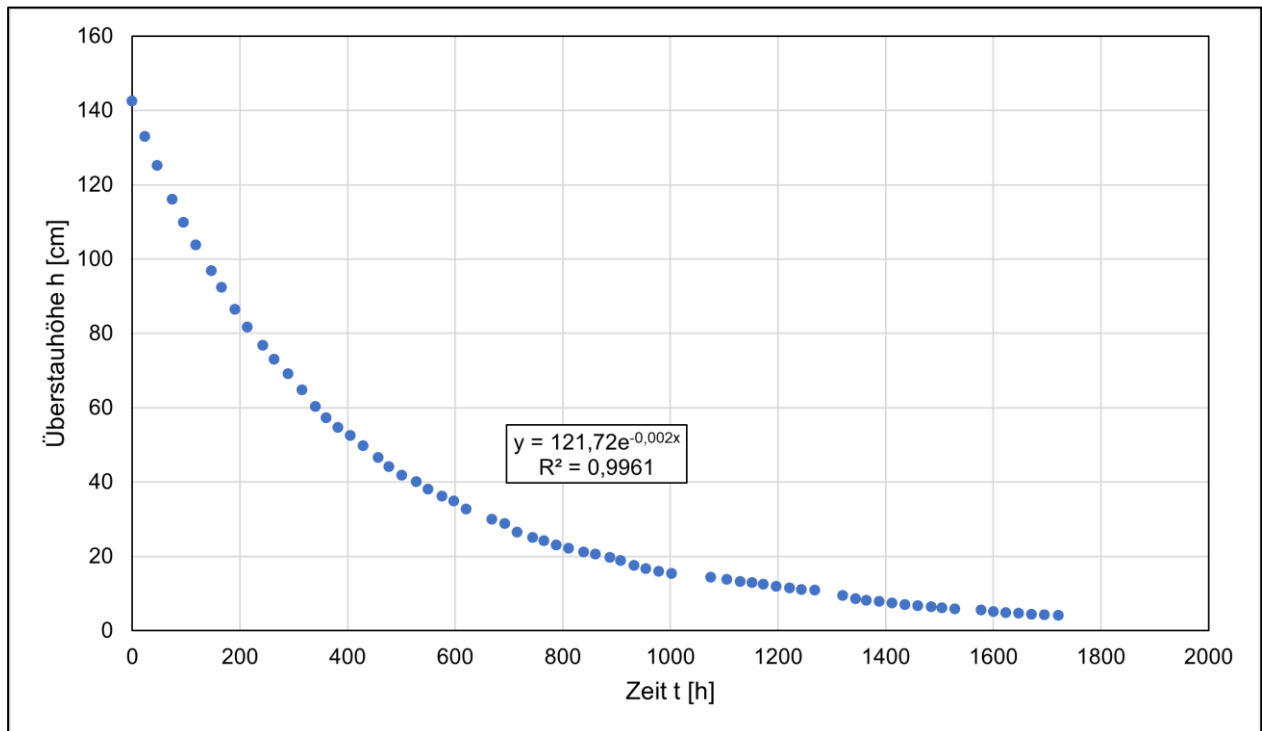




**Abb. 4.4:** Durchflussmengen  $Q_{\text{Einlauf}}$  und  $Q_{\text{Auslauf}}$  bei Durchströmung von oben nach unten bei abfallender Druckhöhe

#### 4.2.2.2 Materialmischung untere Lage (Hattorf)

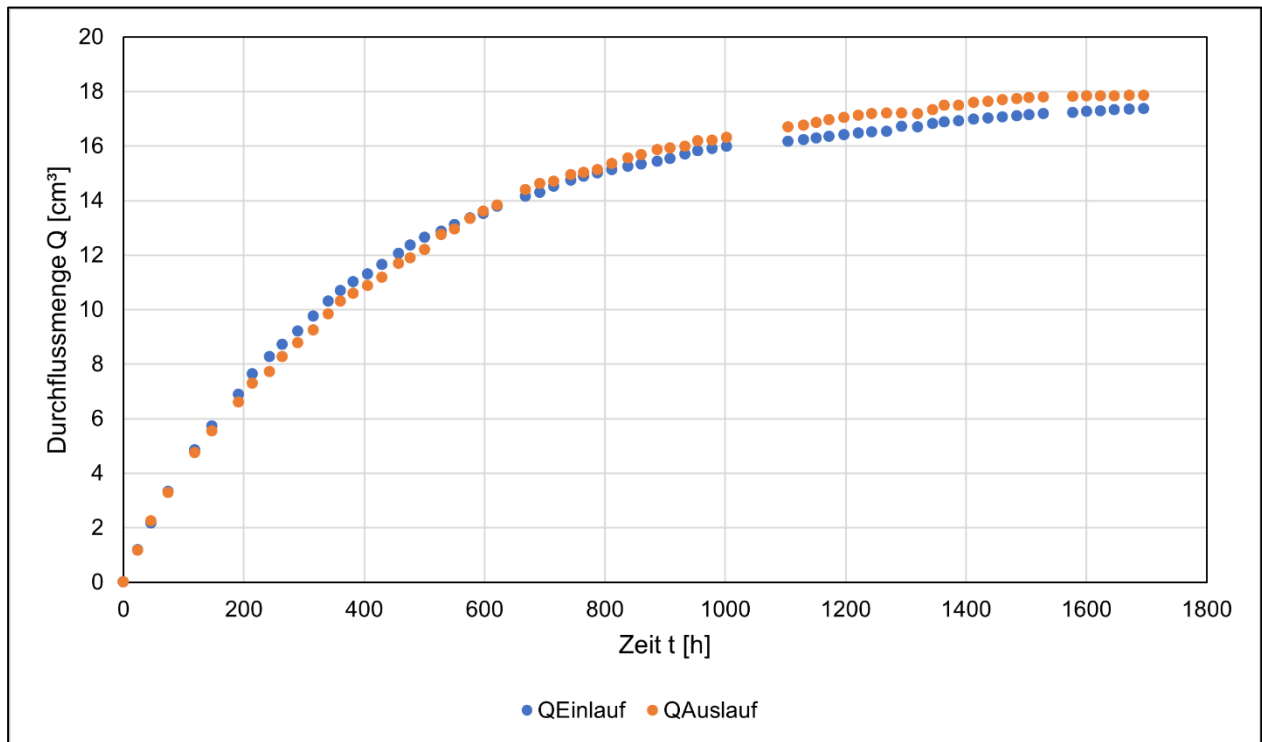
An einer Probe (Q3) wurde mit der Versuchsanordnung nach Abb. 4.2 b (Abschn. 4.2.2) die Absenkung  $h = f(t)$  bestimmt. Auch bei dem Material der unteren Lage lässt sich die Absenkkurve durch eine Exponentialfunktion beschreiben (Abb. 5.5). Der Versuch weist nach einer Prüfzeit von ca. 1720 Stunden (~ 72 Tage) noch eine Restüberstauhöhe von  $h = 4,1$  cm bzw. einen Gradienten von  $i = 0,34$  auf. Für  $t \rightarrow \infty$  läuft die Funktion gegen  $h = 0$  bzw.  $i = 0$ .



**Abb. 4.5:** Absenkkurve  $h = f(t)$  bei Durchströmung von oben nach unten. Probe Q3  
( $k_{10(i=30)} = 1,5 \cdot 10^{-10}$  m/s)

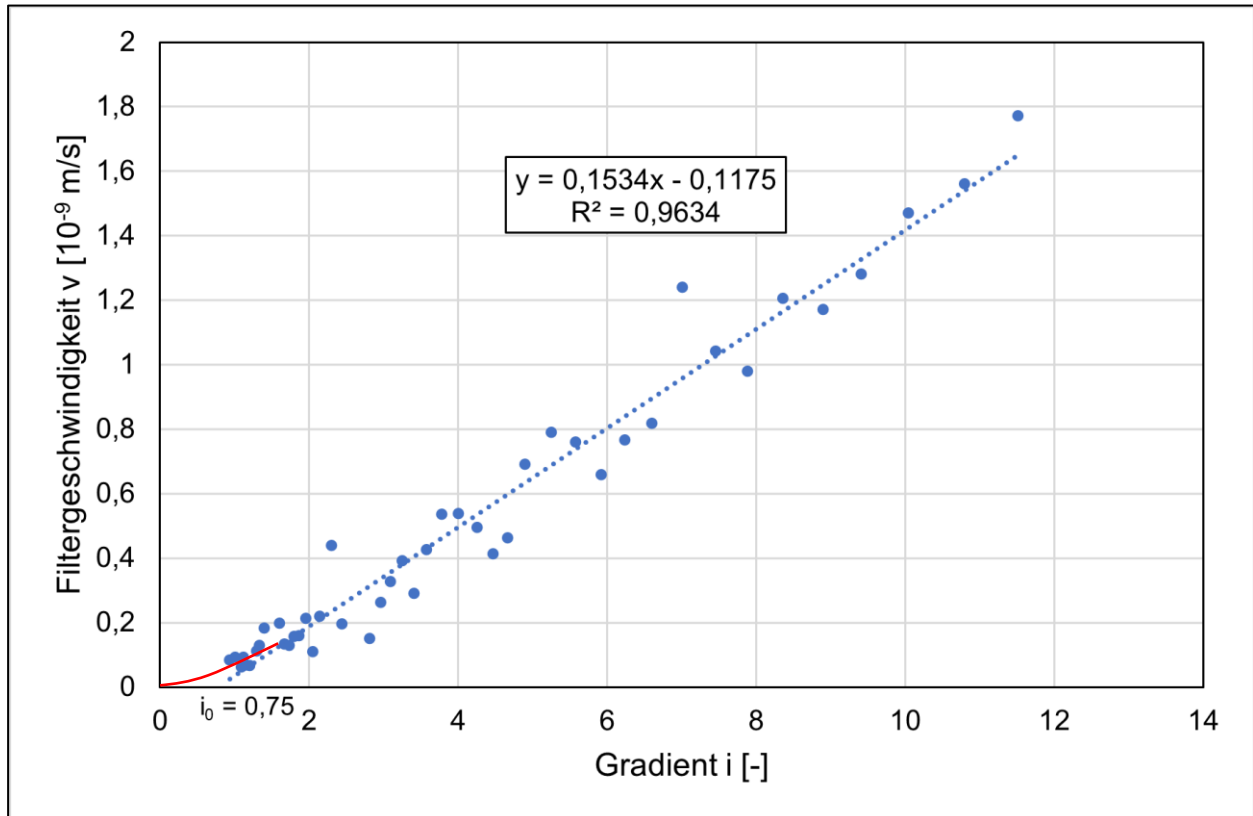
Die im Vergleich zum Material der oberen Lage (Abb. 4.3) deutlich verzögerte Absenkung hat ihre Ursache in dem niedrigeren  $k_{10(i=30)}$ -Wert.

Die mit abnehmender Druckhöhe gegen Null gehenden Volumenströme auf der Ein- und Auslaufseite verlaufen ebenfalls völlig synchron (Abb. 4.6).



**Abb. 4.6:** Durchflussmengen  $Q_{\text{Einlauf}}$  und  $Q_{\text{Auslauf}}$  bei Durchströmung von oben nach unten bei abfallender Druckhöhe (Probe Q3)

Berechnet man mit den Formelansätzen nach Abb. 4.2 die sich für unterschiedliche Prüfzeiten ergebenden  $k$ -Werte bzw. Filtergeschwindigkeiten  $v$  ergibt sich beispielhaft für die Probe Q3 die in Abb. 4.7 dargestellte lineare Funktion  $v = k \cdot i$ . Bei Extrapolation lässt sich ein  $i_0$ -Wert von 0,75 berechnen. Wahrscheinlicher ist jedoch ein gekrümmter Übergangsbereich wie bei den Durchströmungsversuchen mit konstanter Druckhöhe, aber unterschiedlichen Gradienten (s. Abschn. 2.4.2, Abb. 2.11) zwischen  $i = 0$  und  $i = 2 \cdot i_0 \approx 1,5$ .



**Abb. 4.7:** Beziehung  $v = f(i)$ , abgeleitet aus einem Versuch Q3 mit fallender Druckhöhe

#### 4.2.2.3 Zusammenfassende Bewertung; Ansatz eines maßgebenden Gradienten für Emissionsabschätzungen

- Der in den DIBt-Grundsätzen vereinbarte vereinfachte Ansatz nach DARCY für den hydraulischen Gradienten  $i = \frac{h+d}{d}$  gilt ausschließlich für Gleichwertigkeitsbetrachtungen.
- Der vereinfachte Ansatz berücksichtigt ausschließlich das Gravitationspotenzial, das Matrix- bzw. Saugspannungspotenzial des Materials bleibt unberücksichtigt.
- Nicht zuletzt deshalb wird in den DIBt-Grundsätzen ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die mit o.a. Annahme berechneten Durchflussraten keine Rückschlüsse auf die tatsächlichen Permeationsraten zulassen.
- Die durchgeführten Untersuchungen bestätigten widerspruchsfrei, dass das Matrixpotenzial mindestens der Probenhöhe  $h$  entspricht und sich damit für den Gradienten  $i$  der Ansatz  $i = \frac{h}{d}$  ergibt, d.h. spätestens bei einer Überstauhöhe  $h = 0$  geht der Auslauf an der Unterseite der Probe ebenfalls gegen Null.



## **5 Literaturverzeichnis**

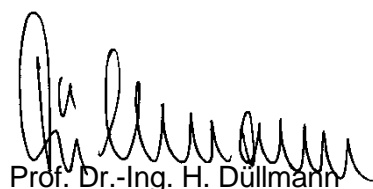
- AZZAM (1993) – Stofftransportprozesse in natürlichen Dichtungsstoffen unter Berücksichtigung der Verdichtbarkeit sowie der Einflüsse strukturverändernder Chemikalien auf die Materialeigenschaften. Mitt. Ing.- und Hydrogeologie, Heft 49, RWTH Aachen
- BEHRENS, DÜLLMANN & SCHRÖDER (2006) – Ergebnisse zum Quell- und Durchlässigkeitsverhalten von TRISOPLAST. Müll und Abfall, Heft 2, S 93
- DARCY (1856) – Les fontaines publiques de la ville de Dijon. Herausgeber: Vietor Dalmont, Paris
- DAVIDENKOFF (1960) – Neue Forschungsarbeiten über die Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden. Mitt. der Bundesanstalt für Wasserbau 18, S.18-33, Karlsruhe
- DEGEN (1994) – Sekundärsetzungen in reinen Tonen – Untersuchungen zur Nichtlinearität des Gesetzes von Darcy bei sehr kleinen hydraulischen Gradienten. Institut für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich, Band 206
- DIBt (1995) – Grundsätze für den Eignungsnachweis von Dichtungselementen im Deponieabdichtungssystem. Deutsches Institut für Bautechnik, Anstalt des öffentlichen Rechts, Berlin
- DJAMADI (1991) – Geologische und Geotechnische Einflüsse auf das Verdichtungs- und Durchlässigkeitsverhalten selektiv granulierter Tertiärtone der Niederrheinischen Bucht. Mitt. Ing.- und Hydrogeologie, Heft 42, RWTH Aachen
- DÜLLMANN (1985) – Geotechnische Anforderungen an mineralische Deponieabdichtungen. Fortschritte der Geotechnik, Band 15, S. 39-65, Erich Schmidt Verlag, Berlin
- DÜLLMANN (1986) – Mineralische Basisabdichtungen für Deponien, Anforderungen an Eignungsprüfung und Qualitätskontrollen. Mitt. Ing.- und Hydrogeologie, Heft 24, RWTH Aachen
- DÜLLMANN (1987) – Qualitätskriterien für die Beurteilung von Deponieabdichtungen aus natürlichen bindigen Erdstoffen. Vorträge der 6. Nat. Tagung für Ingenieurgeologie, S.51-61, Aachen
- DÜLLMANN (1987) – Geotechnische und baubetriebliche Einflüsse auf die Dichtigkeit von Deponieabdichtungen aus Ton, Ergebnisse von Praxisversuchen. Fortschritte der Deponietechnik, Band 19, S. 215-245, Erich Schmidt Verlag, Berlin
- DÜLLMANN (2014) – Reaktionen feinkörniger Böden auf Wasserentzug und mögliche Auswirkungen auf die Geländeoberfläche und Gebäude im Rheinischen Braunkohlenrevier. Bezirksregierung Köln, Anrufungsstelle Bergschäden Braunkohle NRW, Köln



- DÜLLMANN, HEITFELD & KRAPP (1982) – Möglichkeiten des Grundwasserschutzes im Bereich von Mülldeponien durch horizontale und vertikale Abdichtungen. Mitt. Ing.- und Hydrogeologie, Heft 13, S. 173-209, RWTH Aachen
- ECHLE, DÜLLMANN & CEVRIM (1988) – Untersuchungen zur chemischen Beständigkeit von mineralischen Deponieabdichtungen. Forschungs- und Entwicklungsvorhaben beim Landesamt für Wasser und Abfall NRW (unveröffentlicht)
- FLORIN (1958) – Grundlagen der Bodenmechanik. Leningrad/Moskau
- GABENER (1983) – Untersuchungen über die Anfangsgradienten und Filtergesetze bei bindigen Böden. Mitt. aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Heft 6, Essen
- GEOTECHNISCHES BÜRO DR. DÜLLMANN (1985) – Bodenphysikalische Untersuchung und Bewertung von mineralischen Stoffen für Deponieabdichtungen. Untersuchungsvorhaben im Auftrag des Landesamtes für Wasser und Abfall des Landes NRW (unveröffentlicht)
- GEOTECHNISCHES BÜRO DR. DÜLLMANN (1986) – Eignungsbeurteilung von Tonen aus den Tagebauen Inden, Bergheim und Hambach für die großtechnische Herstellung von Abdichtungsschichten. Untersuchungsvorhaben im Auftrag der Rheinischen Braunkohlenwerke AG, Köln (unveröffentlicht)
- GUDEHUS (1995) – Bodenmechanik In: Der Ingenieurbau – Hydrotechnik, Geotechnik. Herausgeber: Mehlhorn, Ernst & Sohn
- HADAS (1964) – Derivations from Darcy's law for the Flow of Water in Unsaturated Soils. Israel Journal of Agricultural Research 14, Nr. 4, S. 159-168
- HANSBO (1960) – Consolidation of Clay with Special Reference to the Influence of Vertical Sand Drains. Swed. Geotechn. Inst., Doc. Nr. 18, S.41-61, Stockholm
- HEITFELD & OLZEM (1982) – Kriterien und Untersuchungen zur Auswahl von Standorten für Sonderabfalldeponien. Mitt. Ing.- und Hydrogeologie, Heft 13, S. 153-172, RWTH Aachen
- KEZDI (1969) – Handbuch der Bodenmechanik, Band 1, Bodenphysik. VEB-Verlag für Bauwesen, Berlin
- KRAUSE (1966) – Das rheologische Verhalten von Schluff beim Kompressionsversuch. Mitt. VGB, Heft 35, RWTH Aachen
- Li (1963) – Measuring Extremely Low Flow Velocity of Water in Clays. Soil Science, Nr. 95, S.410-412, Baltimore



- LUA NRW (2005) – Gleichwertigkeit von Deponiesystemkomponenten, Teil 1: Geologische Barriere, Essen
- MILLER & LOW (1963) – Threshold Gradient for Water Flow in Clay systems. Soil Society of America. Proceedings, Vol. 27, Nr. 6, Division S-1- Soil Physics, S.605-609
- MOSER (1977) – Wirkungsweise von Sanddräns in weichen Böden. Mitt. Inst. für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 69
- OLSEN (1962) – Hydraulic Flow through Saturated Clays and Clay Minerals. Clays and Clayminerals, Nr. 9, S. 131-161, New York
- OLSEN (1965) – Derivations from Darcy's Law in Saturated Clays. Soil Science Society Proceedings, Nr.29, S.135-140, Washington
- OLZEM (1985) – Vorstellung eines Dichtigkeitskriteriums für mineralische Deponiebasisabdichtungen. Bericht 5, Nat. Tagung Ing.-Geol., S.43-50, Kiel
- POLUBARINOVA & KOCHINA (1962) – Theory of Ground Water Movement. Princeton University Press, Princeton, New Jersey
- REUTER (1986) – Übertragung der Ergebnisse von Durchlässigkeitsuntersuchungen an mineralischen Dichtungsmaterialien im Labor auf die Verhältnisse im Feld. Fortschritte der Deponietechnik, S.31-73, Erich Schmidt Verlag, Berlin
- SCHICK (1995) – Bodenmechanische und bautechnische Eigenschaften gemischtkörniger mineralischer Deponiebasisabdichtungen aus Bentokies mit besonderer Berücksichtigung der zeitabhängigen Rissicherheit und Verformbarkeit unter Auflast. Mitt. d. Inst. für Bodenmechanik und Grundbau, Universität der Bundeswehr, München, Heft 11
- SCHULTZE & MUHS (1967) – Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/New York
- SWARTZENDRUBER (1968) – The Applicability of Darcy's Law, Soil Science Society of America Proceedings, Vol. 32, S.11-18



Prof. Dr.-Ing. H. Düllmann



Dr.-Ing. M. Nendza