

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig



Heft Nr. 43

IGB·TUBS

Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau

Fachseminar: 17./18. März 1994

Zusammengestellt von

W. Rodatz
O. Hemker
M. Horst
J. Kayser

Braunschweig 1994

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz

Vorwort

Das vorliegende Heft der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik erscheint anlässlich unseres 3. Seminars über 'Geotechnische Problemstellungen im Deponie- und Dichtwandbau' als Tagungsband. Damit setzen wir die Veröffentlichung der Beiträge der im Abstand von zwei Jahren stattfindenden Seminare fort, die sich mit ähnlichen Themen befaßt haben: 'Standsicherheiten im Deponiebau/Schadstoffeinbindung durch Verfestigung' 19./20.03.1990 (Heft 31) und 'Standsicherheiten im Deponiebau' 30./31. März 1992 (Heft 37).

Schwerpunkte dieses Seminars sind Problemstellungen bei Oberflächenabdichtungen und Dichtwänden, aber auch andere, den Deponiebau betreffende Themen werden behandelt. Kernstücke eines Deponiebauwerkes sind deren Dichtungssysteme, die in der Basis und, nach Verfüllung eines Deponieabschnittes bzw. für die Abdeckung eines eingekapselten Altlastenbereiches, an deren Oberfläche zur Verringerung der Sickerwassermengen hergestellt werden. Im ersten Schwerpunkt des Seminars werden Anforderungen, neueste Entwicklungen und Erfahrungen bei der Herstellung von Oberflächenabdichtungen behandelt. Dies erfolgt unter Berücksichtigung der Probleme, die sich z. B. ergeben aus

den über lange Zeit eintretenden Setzungen und Sackungen des Deponieinhaltes,
den zu gewährleistenden Standsicherheiten der Böschungen,
der meist schlechten Verdichtbarkeit des Deponieinhaltes und
der Gasbildung im Deponiekörper.

Im zweiten Schwerpunkt des Seminars wird ein Überblick über die Praxis der Dichtwandplanung und -herstellung gegeben und Grundkenntnisse über die maßgeblichen Materialeigenschaften für die Auswahl geeigneter Dichtwandmassen erläutert.

Generell sind neu zu erstellende Bauwerke, die den geforderten Schutz der Umwelt sicherstellen sollen, technisch anspruchsvoll und es werden an sie die höchsten, nach dem Stand der Technik erreichbaren (und finanzierbaren), Anforderungen gestellt. Am Deponie- und Dichtwandbau Beteiligte erfahren ständig, daß daher auch in sie hohe Erwartungen gesetzt werden, die es erfordern, daß auch Erfahrungen anderer für die Bewältigung der eigenen Aufgaben genutzt werden. Die Beteiligten sind Mitarbeiter der Verwaltung, Ingenieurbüros, bauausführenden Firmen, Firmen, die sich mit der Entwicklung von Deponiebauprodukten befassen, sowie aus den Forschungseinrichtungen, die sich dankenswerterweise mit dem Problem der sicheren Ablagerung von Abfallstoffen unserer Gesellschaft befassen. Das Ziel des Seminars ist daher, dazu beizutragen, daß einerseits der Stand der Technik und der Forschung dargestellt wird, andererseits aber - hoffentlich nicht nur während der Tagung - Erfahrungen und Informationen ausgetauscht werden.

Wir hoffen, daß das gesteckte Ziel, angeregt durch die Beiträge der Referenten aber auch durch die Posterbeiträge und durch Diskussionen im Plenum und bei Begegnungen während des Seminars, erreicht wird, damit wir der Forderung nach einer sicheren Deponie wieder ein wenig mehr entsprechen können.

Den Referenten und den Bearbeitern der Poster danke ich für ihren Beitrag und allen Seminarteilnehmern für ihr Interesse, das uns ermuntern wird, weiterhin alle zwei Jahre ähnliche Veranstaltungen durchzuführen. Für die technische Ausrichtung dieses Seminars danke ich der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig, den wissenschaftlichen Mitarbeitern des Instituts, insbesondere den Herren Diplomingenieuren Olaf Hemker, Matthias Horst und Jan Kayser für das Konzept.

Braunschweig im März 1994



Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz

Als Mitglied im Braunschweiger

Zentrum für Abfallforschung

möchten wir auf die Veröffentlichungsreihe des ZAF aufmerksam machen,
die im Anhang dieses Heftes abgedruckt ist.

Inhaltsverzeichnis

Oberflächenabdichtungen von Siedlungsabfalldeponien, Anforderungen und Nachweise J. Drescher	S. 1
Vorläufige Oberflächenabdichtungen von Siedlungsabfalldeponien H. Bräckelmann	S. 19
Oberflächenabdichtung einer Hausmülldeponie Ausgangssituation - Planung - Ausführung Helmut Richter, Michael Pülm	S. 37
Oberflächenabdichtung der Deponie Wilsum I Clemens Nüske	S. 51
Kunststoffdichtungsbahnen in Oberflächenabdichtungen - Konstruktive Einzelheiten, Hinweise zur Bauausführung F. W. Knipschild	S. 67
Konstruktionselemente aus Kunststoff in Deponieoberflächenabdichtungen W. Wunderatzke, R.-D. Böttcher	S. 87
Mineralische Dichtungsmaterialien und Drainschichten, Eignungsprüfung und Qualitätssicherung Eberhard Dahms	S. 95
Hohes Qualitätsniveau mineralischer Dichtungen im Widerspruch zu schnellem Baufortschritt ? Michael Bachmann, Andreas Knoll	S. 119
Schutzlagen aus Geotextilien Andreas Knoll	S. 139
Qualitätssicherung einer multiminerale Kombinationsbasisdichtung Olaf Hemker, Heinrich Bräckelmann	S. 141
Genauigkeit bei der Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes Matthias Horst	S. 143
Thermische Einflüsse auf die Dichtwirkung von Kombinationsdichtungen - Messungen an einem Testfeld Klaus-M. Gottheil, Josef Brauns	S. 145
Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen Thomas Voigt	S. 147

Durchlässigkeit und Spannungs- Verformungsverhalten bewehrter bindiger Böden in Deponieabdichtungssystemen	
W. Rodatz, W. OltmannsS. 149
Ein neues Verfahren zur thermischen Einstellung des Einbauwassergehaltes von Barrierebaustoffen	
L. KrakowS. 151
Neue Entwicklungen bei der Dichtwandherstellung, Systeme und Bauverfahren	
K. KrubasikS. 153
Planung und Ausführung von Dichtwänden - Fallbeispiel	
J. Grabe, H. HeilS. 165
Qualitätssicherung bei der Herstellung von Dichtwänden	
H. Düllmann, B. EiseleS. 189
Schadstofftransport und Beständigkeit bei Dichtwänden	
W. Friedrich, J. Rogner, H. Müller-KirchenbauerS. 211
Entwicklung und Einsatz von Zweiphasen-Dichtwandmassen	
R. Hermanns StengeleS. 229
Spannungs - Verformungs - Verhalten feststoffreicher Dichtwandmassen	
J. Kayser, W. RodatzS. 251
Tonmineralogie für den Dichtungsbau	
D. ZachmannS. 253
Deponiebau unter dem Schutz von Zelten	
G.-G. SchelerS. 277
Rutschung einer Klärschlammdeponie	
W. Rodatz, W. OltmannsS. 307
Ursachen von Sackungen und Setzungen im Deponiekörper und deren Auswirkungen auf Deponieoberflächen	
F. KölschS. 323
Autorenverzeichnis	.S. 341

Oberflächenabdichtungen von Siedlungsabfalldeponien, Anforderungen und Nachweise

J. Drescher

1 Einleitung

Nach den Vorgaben der TA-Siedlungsabfall (TA-Si), § 10.4.1.4 ist "nach der Verfüllung eines Deponieabschnittes auf dem Deponiekörper ein Oberflächenabdichtungssystem aufzubringen." Es soll den Eintrag von Niederschlagswasser in den Deponiekörper unterbinden, den evtl. Gasaustritt verhindern und die Bewuchsgrundlage für Kultivierungsmaßnahmen darstellen.

Sofern nach der Verfüllung noch mit größeren Setzungs- und Sackungsbeträgen aus dem Deponiekörper zu rechnen ist, kann bis zum Abklingen der Hauptsetzungen anstelle der Abdichtung eine Abdeckung aufgebracht werden, § 11.2.1. TA-Si.

Erst danach sind dann die geforderten Abdichtungsmaßnahmen vorzunehmen.

Abdeckungen sind so auszulegen, daß sie das Deponiesickerwasser minimieren und den Gasaustritt verhindern. Sie dürfen die später notwendig werdenden Abdichtungsarbeiten nicht nachteilig beeinflussen. Zweckdienlich sollten Abdeckungen so ausgestaltet sein, daß sie später Bestandteil des Abdichtungssystems werden können.

Oberflächenabdichtungen sind im Gegensatz zu den Basisabdichtungen reparierbar. Die konstruktive Ausbildung und stoffliche Zusammensetzung sollte deshalb einer später möglicherweise notwendig werdenden Reparatur Rechnung tragen.

2 Abdeckung, Abdichtung

Verfüllungen mit Abfällen, die den Zuordnungswerten nach Anhang B (Deponieklasse I und II) der TA-Si entsprechen, sind unmittelbar nach dem Abschluß der Ablagerungsarbeiten gemäß § 10.4.14 TA-Si auf den Oberflächen abzudichten.

Bei Altdeponien - dies sind Deponien die zum Zeitpunkt des Inkrafttretens der TA-Si bereits zugelassen und noch betrieben wurden - sind von den zuständigen Behörden nachträgliche Anordnungen zu erlassen, u.a. wenn Oberflächenabdichtungen gemäß den Vorgaben durch die TA-Si für erforderlich gehalten werden. Den zeitlichen Ablauf zeigt Tab. 1.

	Vorgaben durch TA-Si § 11 Anforderungen an Altanlagen § 12 Übergangsvorschr.	Zeitpunkt der geforderten Erfüllung	
		Abfallzusammen- setzung nach Anhang B TA-Si § 4.2	Oberflächenab- dichtung nach § 10.4.14
1	nachträgliche Anordnungen durch zuständige Behörde §§ 8.1.3, 9 oder 9a AbfG	1. Juni 1996	-
2	Vorlage vollständiger prüffähiger Pläne	-	1. Juni 1995
3	Zulassung oder Anordnung der unter 2. vorgelegten Pläne	-	1. Juni 1997
4	Zeitpunkt des Einhaltens ¹⁾ nach rechtskräftiger Zu- lassung oder Anordnung ²⁾	¹⁾ 1. Juni 2002 (1. Juni 2005)* *organ. Siedlungs- abfälle	²⁾ 1. Juni 2003

Tab. 1 Anforderung an Altanlagen

Aus dem in Tab. 1 dargestellten Zeitablauf für den Übergang während dem noch mit herkömmlichem Siedlungsabfall gerechnet werden muß zeigt, daß Siedlungsabfälle mit höheren nativ organischen Anteilen bis zum Jahre 2005 zu erwarten sind.

Derartige Abfälle müssen in einem vorgegebenen Überwachungszeitraum (Ablage-rungs- und Nachsorgephase) soweit ausreagieren, daß noch verbleibende Stoff-umsetzungen in der nativ organischen Abfallfraktion und die damit einhergehenden Sackungen und Setzungen des Deponiegutes, keine für die Deponieumgebung nachteiligen Auswirkungen mehr haben können.

Umsetzungsreaktion benötigen eine ausreichende Feuchtigkeitszufuhr. Diese wird durch das Abdichten der Oberfläche unterbunden, der Stoffumsetzungsprozeß in den organischen Abfallfraktionen unterbrochen, der Schadstoffinhalt "konserviert". Ist der Deponiekörper aus der Nachsorge entlassen, können die Umsetzungen im Deponie-körper durch danach eintretende

Schäden in der Oberflächenabdichtung wieder reaktiviert und Schadstoffe unkontrolliert ausgetragen werden. Dies ist zu verhindern.

Derartige Deponien sollten deshalb erst dann abgedichtet werden, wenn der nativ organische Anteil weitgehend abgebaut (mineralisiert) ist. Während dieser Zeit sind die Oberflächen jedoch abzudecken. Dies gilt sowohl für an der Basis gedichtete als auch für ungedichtete Deponien.

Die in der TA-Si festgelegten Termine für das Abdichten von Altanlagen sollten daher, sofern keine Wassereinspeisung in den Deponiekörper vorgesehen ist, erforderlichenfalls revidiert werden.

3 Behördliche Vorgaben

3.1 Oberflächenabdichtungen

Nach § 10.4.1.4 TA-Si sollen für die Oberflächenabdichtung die nachfolgend beschriebenen oder dazu gleichwertige Dichtungssysteme verwendet werden.

Deponieklasse I

d [m]	Bewuchs	Oberflächenneig. $\geq 5\%$ nach Abkl. d. Setzung
$\geq 1,0$	Rekultivierungsschicht	oder Überdeckung mit gleicher Schutzwirkung für das Abdichtungssystem, Ausbildung nutzungsabhängig
$\geq 0,3$	Entwässerungsschicht	vollflächig; $k \geq 1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$
$\geq 0,5$	mineralische Dichtungsschicht	$k \leq 5 \times 10^{-9} \text{ m/s}$; $D_{Pr} \geq 0,95$
$\geq 0,5$	ggf. zuzüglich Gasdränschicht ¹⁾ $\geq 0,3 \text{ m}$; Ausgleichsschicht	¹⁾ Kalkgehalt $\leq 10 \text{ Masse-\%}$; grobkörniger Boden
	Abfall	Anhang B, TA-Si

Tab. 2 Oberflächenabdichtung Deponieklasse I

Deponieklasse II

d [m]	Bewuchs	Oberflächenneig. $\geq 5\%$ nach Abkl. d. Setzung
$\geq 1,0$	Rekultivierungsschicht	oder Überdeckung mit gleicher Schutzwirkung für das Abdich- tungssystem, Ausbildung nut- zungsabhängig
$\geq 0,3$	Entwässerungsschicht Schutzschicht ¹⁾	vollflächig, $k \geq 1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$; ¹⁾ keine Angaben
2,5 mm	Kunststoffdichtungsbahn (KD)	Zulassung; Recyclatmaterial
$\geq 0,5$	mineralische Dich- tungsschicht	$k \leq 5 \times 10^{-9} \text{ m/s}$; $D_{Pr} \geq 0,95$
$\geq 0,5$	ggf. zuzüglich Gas- dränschicht ¹⁾ $\geq 0,3$ Ausgleichsschicht	¹⁾ Kalkgehalt $\leq 10 \text{ Masse-\%}$; grobkörniger Boden
	Abfall	Anhang B, TA-Si

Tab. 3 Oberflächenabdichtung Deponieklasse II

Die TA-Siedlungsabfall enthält keine Angaben darüber, in welcher Form eine Gleichwertigkeitsbewertung vorzunehmen ist wenn von dem vorgegebenen Aufbau der Abdichtungssysteme abgewichen werden soll. Da im Deponiebau auch baurechtliche Belange berührt werden wurde vereinbart, die Gleichwertigkeitsprüfungen von Abdichtungssystemen dem Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) Berlin zu übertragen. Dieses erteilt bauamtliche Zulassungen sowohl im Einzelfall im Auftrag der zuständigen Behörde als auch allgemeine Zulassungen von Deponieabdichtungssystemen auf Antrag von Anbietern.

Die für die Zulassungsverfahren zuständigen Behörden haben damit die Möglichkeit, alternative Abdichtungssysteme dem DIBt zur Gleichwertigkeitsbewertung zu übergeben, ohne jedoch an dessen Ergebnisse gebunden zu sein.

3.2 Oberflächenabdeckungen

Wie diese auszugestalten sind läßt die TA-Si offen. Sie verweist nur darauf, daß damit die Sickerwasserbildung minimiert und die Gasmigration verhindert werden soll. Diese Anforderungen erfüllt das Oberflächenabdichtungssystem der Deponie-klasse I, das deshalb als Abdeckungssystem für den im Abschn. 2 beschriebenen Zeitraum verwendet werden sollte.

Wie in Abschn. 5.2.1 dargelegt, wird zum Ausreagieren (Mineralisieren) von nativ organischen Abfallfraktionen ausreichend Flüssigkeit in der Deponie benötigt. Bei Abfällen, die nicht den Zuordnungskriterien nach Anh. B TA-Si entsprechen, sollte daher bei der Abdeckung auf eine Entwässerungsschicht verzichtet werden, da diese nach MELCHIOR (1993) den Wassereintrag in die Deponie auf unter 2 % der jährlichen Niederschlagsmenge verringern kann.

4 Vorgaben für andere Abdichtungssysteme

4.1 Allgemeines

Kombinationsdichtungen bestehen aus zwei oder mehreren im Werkstoffverbund aufeinander folgenden Abdichtungselementen, die in ihrer Abdichtungswirkung gegenüber polaren und unpolaren Flüssigkeiten voneinander abhängen. Sie müssen jedoch in der richtigen Reihenfolge nacheinander angeordnet werden.

Bei der Kombinationsdichtung nach TA-Si für Basisabdichtungen sind dies eine Kunststoffdichtungsbahn (unpolarer Stoff) mit einer im Sickerwasseraustragsrichtung im Werkstoffverbund nachgeschalteten mineralischen Abdichtungsschicht (polare Porenflüssigkeit).

Die Kunststoffdichtungsbahn (KDB) wirkt dabei als Konvektionssperre gegenüber Wasser und wässrigen Lösungen (polare Flüssigkeit). Die mineralische Dichtschicht unterbindet den diffusiven Transport von unpolaren und verlangsamt den Durchtritt von polaren Flüssigkeiten. Die Kombinationswirkung ist somit das Ergebnis eines funktionellen stofflichen Zusammenwirkens zwischen der Zusammensetzung der zurückzuhaltenden Flüssigkeit (polar + unpolare) und den beteiligten Dichtungselementen. Die Kombinationswirkung ist deshalb nur für die postulierten Randbedingungen gegeben. Ändert sich, oder entfällt eine davon, z.B. Fehlen des unpolaren Anteils in der Flüssigkeit, liegt die Kombinationsvoraussetzung nicht mehr vor. Die Kombinationsdichtung hat dann nur noch die Funktion einer Mehrfachdichtung.

4.2 Vergleichsvorgaben

Die Oberflächenabdichtung nach TA-Si erfüllt gegenüber dem Niederschlagseintrag somit nur die Funktion einer doppelten Dichtung, bei der die Dichtwirkung der einzelnen Dichtungselemente, von möglichen Perforationen der KDB abgesehen, nicht voneinander abhängt. Die KDB wirkt dabei als zeitlich begrenzte Konvektionssperre und die mineralische Dichtungsschicht als "Konvektionsbremse".

Die KDB übernimmt gleichzeitig die Funktion einer Wurzelsperre und stellt ein Hindernis für grabende und wühlende Tiere (Nagetiersperre) und für Regenwürmer dar, deren Fraßröhren häufig von Wurzeln genutzt werden.

Aus dem Vorgenannten lassen sich folgende Vorgaben für alternative Oberflächenabdichtungssysteme ableiten.

4.2.1 Niederschlagseintrag

Deponieklasse II

Die Dichtungssysteme müssen folgende Anforderungen erfüllen:

1. Beständigkeitsdauer $t_{B1} \geq 100$ Jahre
Durchfluß für $t \leq t_{B1}$ $q_1 = 0 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$
2. Beständigkeitsdauer $t_{B2} \gg 100$ Jahre
Durchtrittszeit eines Wasserteilchens $t_{d2} \geq 1,2 \cdot 10^3$ Tage
Durchfluß bei Überstau von 0,3 m $q_2 \leq 8 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$.
3. Resistenz gegenüber Durchwurzeln, sofern Wurzelschutz nicht anderweitig gewährleistet werden kann.

4. Sperre gegenüber grabenden und wühlenden Tieren

Die Dichtungen können als Mehrfachdichtungen ausgebildet werden, wobei die jeweiligen Anforderungen von unterschiedlichen Elementen des Dichtungssystemes erfüllt werden können.

Die Anforderungen der Pkte. 3 und 4 sind aber in jedem Falle dem obersten Element zuzuordnen.

Auf der Baustelle hergestellte Dichtungselemente müssen aus mindestens zwei, unabhängig voneinander hergestellten Lagen bestehen. Die Arbeitsstöße (Fugen, Nähte etc.) der einzelnen direkt aufeinander folgenden Lagen sind mit ausreichendem Abstand gegeneinander zu versetzen. Mineralische Dichtschichten müssen eine Mindestdicke von 0,5 m aufweisen.

Deponieklasse I

wie Deponieklasse II, Pkte. 2, 3 und 4

4.2.2 Deponiegas

Bei Abfällen mit nennenswerter Gasentwicklung wird das Dichtungssystem zusätzlich von der Deponieseite her durch Gasinhaltsstoffe (Gaskondensat) beansprucht. Dabei wirkt, wegen der Abfolge der Dichtungselemente - mineralische Dichtschicht, KDB -, die Kombinationsdichtung nur als Doppeldichtung. Die mineralische Dichtschicht wird vom Gas und Gaskondensat konvektiv und diffusiv beansprucht. Die KDB wirkt gegenüber dem Gas als Konvektionssperre und möglicherweise auch gegenüber einem Teil des Gaskondensates, während andere Kondensatanteile die KDB diffusiv durchdringen werden.

Da die Deponien erst dann abgedichtet werden sollen wenn die Gasbildung weitgehend abgeklungen ist, werden im Normalfall keine Anforderungen an das Abdichtungssystem aus der Beanspruchung durch Deponiegas zu stellen sein.

5 Planung

5.1 Allgemein

In der Schutzwirkung müssen Oberflächenabdichtungen mindestens der Schutzwirkung des jeweiligen Basisabdichtungssystemes entsprechen.

Die Güte von Oberflächenabdichtungen hängt neben den verwendeten Materialien ganz entscheidend vom baulichen Konzept des Deponiekörpers, einschließlich der Art der Abfallablagerung ab. Die Oberflächenabdichtungen müssen deshalb bereits bei der Gesamtplanung beschrieben und daraus zu berücksichtigende Betriebsphasen in Plänen verbindlich festgelegt werden. Diese Vorgaben sind im Rahmen der geforderten Erklärung zum Deponieverhalten (§ 10.6.6.3 TA-Si) mit zu überprüfen und die Oberflächenabdichtungskonzeption gegebenenfalls zu ändern.

Wird wegen eines zu hohen nicht mineralisierten Anteils der nativ organischen Abfallfraktion zunächst eine Abdeckung erforderlich, ist diese zweckmäßigerweise so auszugestalten, daß sie als späterer Bestandteil des Abdichtungssystemes mit herangezogen werden kann. In diesem Falle kommt einer zutreffenden Setzungs- bzw. Sackungsprognose für die Deponieoberfläche besondere Bedeutung zu.

Generelle Planungshinweise für das Oberflächenabdeckungs- und Abdichtungssystem sind in der Tab. 4 zusammengestellt.

Aus Gründen der späteren Unterhaltungsarbeiten und der Bewirtschaftung der kultivierten Flächen sollten die Deponieoberflächen nicht steiler als 1 : 3, aus hydraulischen Erfordernissen nicht flacher als 1:20 (5 %) geneigt sein. Die Dicke der erforderlichen Bewuchsschicht hängt von der späteren Nutzung ab und ist so festzulegen, daß ein Durchwurzeln der Entwässerungsschicht auf Dauer auszuschließen ist.

Oberflächenprofilierungen sind auf der Bewuchsschicht, nicht auf der Dichtungsschicht vorzunehmen.

Systemelemente	d [m]	Planungshinweise Vorgaben der TA-Si (Bilder 1 u. 2) und Anh. E TA-Abfall mit Ausnahme von [] sind einzuhalten
Rekultivierungsschicht	≥ 1,0	1. gemischtkörniger Boden* als Wurzelboden
sonst. Überdeckung, z.B. befestigte Fläche	--	- 2. Bei anderer Nutzung ohne Bewuchs Frosteindringtiefe (Überdeckung + Drän- schicht) beachten
Entwässerungsschicht	≥ 0,3	vollflächig, $k \geq 1 \cdot 10^{-3}$ m/s; Kies 2-8 oder größer nach TLMin-StB 83; Filterstabilität gegenüber Rekultiv.-Schicht und Schutzschicht bzw. mineral. Dichtungsschicht beachten ggf. Geotextilfilter anordnen;[1.3 a), c) bis g)]
Schutzschicht	--	Schutzwirkung gegenüber Auf- und Verkehrs- last (auch bauzeitlich) nach BAM-Richtlinie 92 "Zulassung", Abschn. 8.7 oder E 3-9 GDA- Empfehlungen versuchstechn. nachzuweisen
Kunststoffdichtungsbahn (KDB)	≥ 2,5 [mm]	Formmassematerial wie Basisabdichtung (Verschweißbarkeit); [1.2 a)]
mineralische Dichtungsschicht (mehrlagig)	≥ 0,5	$k \leq 5 \cdot 10^{-9}$ m/s, $D_{pr} \geq 0,95$, unterste Lage $D_{pr} \geq 0,93$; Verdichtungsprüfung gem. Anh. E, in Verbindung mit ZTVE-StB 76/78, Abschn. 4.6; [1.1 b) u. f)]
Gasdränschicht	≥ 0,3	Kies 2-8 oder größer nach TLMin StB 83, Kalkanteil ca. ≤ 10 Masse-% DIN 18129
- Ausgleichsschicht	≥ 0,5	--grobkörniger Boden*; Recyclingmaterial: aufbereiteter Bauschutt, Schlacke, verunreinigte Sande; sofern gleichzeitig Entgasungsschicht Kalkgehalt ≤ 10 Masse-%

*DIN 18 196

Tab. 4 Planungshinweise für das Oberflächenabdeck- bzw. Abdichtungssystem
nach TA-Siedlungsabfall

5.1.1 Kunststoffdichtungsbahn

Für die Kunststoffdichtungsbahnen sind verbindliche Verlegepläne anzufertigen. Die Oberflächen der mineralischen Dichtschichten sind entsprechend den Vorgaben aus den Verlegeplänen ebenflächig (verwindungsfrei) herzustellen. Gekrümmte Flächen sind zu vermeiden da sie in der Regel kein verzugsfreies Auflegen der KDB ermöglichen (aufwölben der Nähte). Komplizierte Nahtgeometrien sind zu vermeiden.

Die Kunststoffdichtungsbahnen des Oberflächenabdichtungssystems sind an den Übergangsbereichen zur Basisabdichtung auf voller Länge zu verschweißen. Dies bedingt schweißkompatible Werkstoffe für die KDBs des Basis- und Oberflächenabdichtungssystems.

5.2 Nachweise

5.2.1 Wasserhaushalt

Bei abzudeckenden Deponieabschnitten ist durch eine Wassermengenbilanz vorab zu überprüfen, ob der erwartete Niederschlagseintrag durch die Abdeckung hindurch ausreicht, den Abbau der nativ organischen Substanz in der planerisch vorgegebenen Zeit sicher zu gewährleisten. Gegebenenfalls müssen dafür zusätzliche Bewässerungseinrichtungen zum ausreichenden Befeuchten des Deponiegutes vorgesehen werden. Diese sind in jedem Falle dann erforderlich, wenn nicht ausgereifte native organische Abfallablagerungen sofort nach Beendigung der Verfüllung abgedichtet werden müssen. Eine Prognose über den zu erwartenden zeitlichen Ablauf der biologisch/chemischen Umsetzungsprozesse im Deponiekörper ist hierfür unerlässlich.

Während des Stadiums der Deponieplanung müssen die für die Wasserwirtschaftsberechnungen benötigten Daten, wie langjähriger Niederschlags-, Temperatur- und Globalstrahlungsverlauf von benachbarten Meßstationen oder auch aus der Literatur übernommen und an den Deponiestandort adaptiert werden. Zutreffende Ergebnisse der Wasserbilanzierung sind jedoch nur von am Ort ermittelten Daten zu erwarten. Aus diesem Grunde ist es unerlässlich, eine entsprechende Meßstation auf dem Deponiegelände so frühzeitig wie möglich einzurichten und zu betreiben, damit vor Beginn der Abdeck- oder Abdichtungsarbeiten die benötigten Eingangswerte durch mehrjährige Meßreihen abgesichert werden können.

5.2.2 Gleitsicherheit

Die Standsicherheit (Gleitsicherheit) von Oberflächenabdichtungssystemen auf geneigter Unterlage ist rechnerisch nachzuweisen. Die Nachweise sind für alle gleitgefährdeten Schichtflächen zu führen (Bild 1) und zwar sowohl für die maßgebenden Bauzustände als auch für den Endzustand.

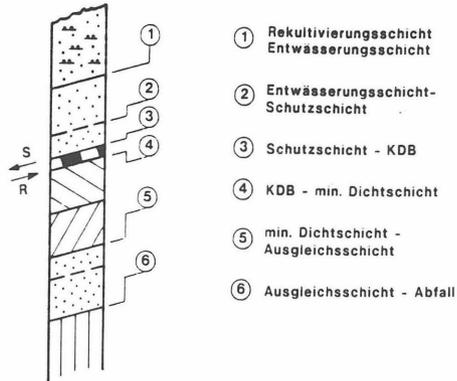


Bild 1: Mögliche Gleitflächen

Die nachzuweisenden Lastfälle und die nach DIN 4084, Tab. 3, Sp. 3 zugeordneten

Sicherheitsbeiwerte η_r sind in der Tab. 5 zusammengestellt. Das Lastbild "15 min Regen" ist ohne Berücksichtigung der ausgleichenden Wirkung durch die Rekultivierungsschicht zu führen.

Lastfall	Sicherheit η_r	Lastbilder	Bemerkungen
-	1.0	- ständige Last + Verkehrslast - 15 min Regen	einzuhalten ohne Ansatz von - Kohäsion, Adhäsion - Zuggliedern
1	1.3	- ständige Last + Verkehrslast - 15 min Regen	einzuhalten ohne Ansatz von - Kohäsion, Adhäsion
2	1.2	- Bauzustand, - 15 min Regen	---
3	1.1	- wie Lastfall 1 Teilversagen Dränschicht: Einstau Dränschicht auf d/2 auf ganzer Länge	einzuhalten ohne Ansatz von - Kohäsion, Adhäsion sofern Einstau infolge Durchwurzelung auszuschließen ist, sonst Vollversagen

Tab. 5 Nachzuweisende Lastfälle

Zum zugspannungsfreien Abtrag der an der KDB-Oberfläche einwirkenden Scherkräfte (S) sind für alle Lastfälle ausreichend große widerstehende Scherkräfte (R) an der KDB-Unterfläche mit der Bedingung $R \cdot S > 0$ sicherzustellen.

Schubverzerrungswinkel γ für den Nachweis des Schubspannungsabtrages (vorh τ) durch die Dichtungselemente hindurch dürfen, ohne Berücksichtigung von Zugeinlagen, den Wert

vorh τ

$$\text{zul } \gamma = \frac{\text{vorh } \tau}{G} = 0,01 \quad (1) \quad \text{mit} \quad \tau = \frac{\text{Schubspannung aus Überdeckung}}{E'}$$

$$G = \frac{E'}{2(1 + \nu)} \quad \text{Schubmodul}$$

nicht überschreiten.

Für PEHD Dichtungsbahnen kann angesetzt werden:

$$E' = E \cdot \kappa_M \quad E = 400 \text{ N/mm}^2 \text{ Elastizitätsmodul}$$

$$\kappa_M = 0,8 \quad \text{Materialbeiwert}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{Querdehnungszahl}$$

Mehrxiale Dehnungen in den KDBs aus PEHD dürfen $\epsilon = 3 \%$ nicht überschreiten.

Die Gleitsicherheit für eine $a = 1$ m breite Lamelle kann vereinfachend bei Vernachlässigung von Kohäsion bzw. Adhäsion folgendermaßen bestimmt werden (Bild 2).

$$G = b (\sum d_i \cdot \gamma_i - d_w \cdot \gamma_w) \quad (2)$$

$$N = G \cdot \cos \beta \quad (3)$$

$$T_H = G \cdot \sin \beta \quad (4)$$

$$T_s = b \cdot d_w \cdot \gamma_w \cdot \sin \beta \quad (5)$$

$$T_r = N \cdot \tan \phi' \quad (6)$$

$$\eta = \frac{T_r}{\sum T_H + T_s} \quad (7)$$

$$\eta = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \left(1 - \frac{d_w \cdot \gamma_w}{\sum d_i \cdot \gamma_i} \right) \quad (7a)$$

bzw. mit der Abflußspende q' (15 min Regen)

$$q' = d_w \cdot k \cdot \sin\beta \quad (8)$$

$$\eta = \frac{\tan\phi'}{\tan\beta} \left(1 - \frac{q' \cdot \gamma_w}{\sum d_i \cdot \gamma_i \cdot k \cdot \sin\beta} \right) \quad (7b)$$

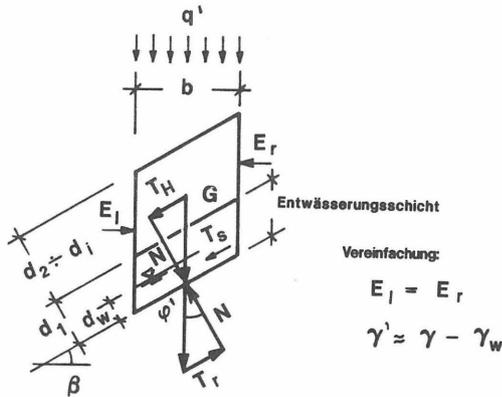


Bild 2 Gleitsicherheitsnachweis, vereinfacht

Der Nachweis Tab. 5, Lastfall 3 - Einstau der Entwässerungsschicht auf $d_1/2$ auf ganzer Länge wird im wesentlichen im Bauzustand bei fehlender Auflast aus der Bewuchsschicht relevant.

Für den Endzustand ist die Möglichkeit des Durchwurzeln der Entwässerungsschicht zu prüfen. Kann deren Zusetzen mit Pflanzenwurzeln, auch örtlich, nicht ausgeschlossen werden, ist ein Gleitsicherheitsnachweis nach Tab 5, Lastfall 3 für die voll versagende Entwässerungsschicht zu führen.

Es empfiehlt sich, aus Sicherheitsgründen den Durchlässigkeitsbeiwert k der Entwässerungsschicht um mindestens eine Zehnerpotenz größer zu wählen als hydraulisch für $d_w = d_1/2$ (d_1 = Dicke Entwässerungsschicht) nach Gl.8 erforderlich. Die retardierende Wirkung der Bewuchsschicht darf dabei nicht berücksichtigt werden, Der in der TA-Si geforderte Wert von $\min k = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ ist zu beachten.

Reichen die im Abdichtungssystem aktivierbaren Reibungskräfte zum Erzielen einer ausreichenden Gleitsicherheit nicht aus, kann der zur Abdeckung der über $\eta = 1,0$ hinaus einzuhalten Sicherheitsanteil (Tab. 5) u.a. durch Zugeinlagen ausgeglichen werden. Dafür werden in zunehmendem Maße Zugglieder aus Kunststoff (Geogitter) verwendet. Diese weisen jedoch, je nach Auslastung, u.U. systemunverträglich hohe Zugverformungen auf. Die auslastbaren Zugspannungen hängen somit von der Größe der zulässigen Zugverformung ab. Diese richten sich danach, zu welchem Zeitpunkt - während oder nach dem Einbau - die planmäßige Gebrauchslast (ständige Last + Anteil von langanhaltenden Verkehrslasten) wirksam wird.

Werden z.B. Geogitter an der Basis eines Erdbauwerkes zum Abtrag von Spreizspannungen angeordnet, dürfen diese in den Zuggliedern nach Fertigstellung dieses Bauwerkes aus Verträglichkeitsgründen keine höheren Enddehnungen (elastische und Kriechdehnungen) als $\epsilon = 3\%$ hervorgerufen. Können sich die Zugglieder jedoch beim Eintrag der planmäßigen Belastung frei verformen, wie z.B. beim Aufbringen der Drän- und Deckschicht bei einer Deponieböschung in Richtung von oben nach unten, können, wenn dies bauablaufmäßig entsprechend eingeplant ist, ggf. höhere Zugverformungen und damit auch höhere Zugkräfte zugelassen werden.

Die zulässige Zugkraft für die Kunststoffzugglieder kann folgendermaßen festgelegt werden:

$$\text{zul } Z = \frac{Z_0 \text{ bzw. } Z_{(t)}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot \eta} \quad (9)$$

- mit
- Z_0 = Zugkraft für eine materialspezifisch vorgegebene Dehnung ϵ zum Zeitpunkt $t = 0$
 - $Z_{(t)}$ = Zugkraft zum Zeitpunkt $t > 0$ für vorgegebene Zugdehnungsgröße $\epsilon = \text{konst.}$ (Kraftrelaxation Bild 3)
 - Z_{gr} = Zugkraft zum Zeitpunkt t_{gr}
- $$Z_0 < Z_{(t)} < Z_{gr}$$
- t_{gr} = Zeitpunkt ab dem $Z_{(t)} \rightarrow 0$ geht.
 - A_1 = Abminderungsfaktor Kriechen, $f(t)$; bei Verwendung von $Z_{(t)}$ braucht A_1 nicht berücksichtigt zu werden
 - A_2 = Abminderungsfaktor Einbau, 1,3 (Kies)
 - A_3 = Abminderungsfaktor Materialbeständigkeit, 1,25
 - η = Sicherheitsbeiwert
1,75 (Merkblatt 535, FGSV) bezogen auf die Grenzdehnung der Kurzzeitfestigkeit Z_K , $Z_0 \leq Z_K$
1,2 für max. Dehnung von $\epsilon = 3\%$,
Zwischenwerte können gradlinig eingeschaltet werden.

Zu beachten ist die Temperaturabhängigkeit der Festigkeit und Verformung. Aus diesem Grunde ist es notwendig, den zu erwartenden Temperaturbereich im Oberflächenabdichtungssystem in die Gleitsicherheitsbetrachtungen mit einzubeziehen.

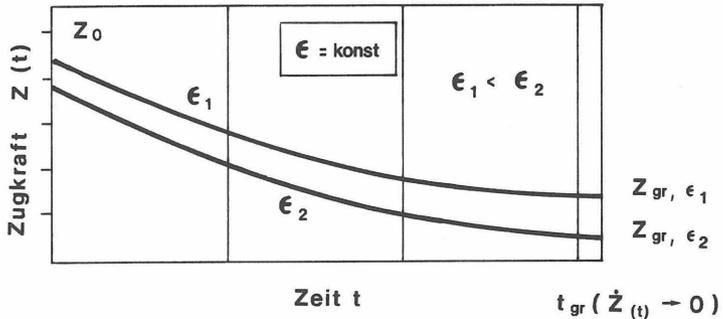


Bild 3 Zugkraftrelaxation als $f(t)$, schematisch

Nach Firmenangabe (Fa. Naue) teilt sich bei einem mit Z_{gr} ($\epsilon = 10\%$) bei $T = 10^\circ\text{C}$ dauerbelasteten Zugglied aus PEHD bei freier Verformbarkeit die über den Zeitraum von $t_{gr} = 120$ Jahre ($\sim 10^6$ h) zu erwartende Zugverformung (1.0) in etwa auf in 0,8 elastische Verformung, 0,1 Kriechdehnung innerhalb von 200 h nach Aufbringen der Last und 0.1 Restkriechdehnung verteilt über die Zeit $200 \text{ h} \leq t \leq 10^6 \text{ h}$.

Die jeweilig zulässigen Reibungskomponenten des Oberflächenabdichtungssystems sind versuchstechnisch zu belegen. Adhäsions- und Kohäsionskräfte dürfen für den Langzeitgleitnachweis nicht angesetzt werden (Tab. 5).

Die Krafteinleitung von Zuggliedern ist sorgfältig zu konstruieren, die ableitbaren Verankerungskräfte sind rechnerisch nachzuweisen. Reibungskräfte aus den Zuggliedern zum Nachweis der Verankerung dürfen nicht aufliegenden, in Lastabtragungsrichtung frei beweglichen Überlagerungsschichten zugeordnet werden, Bild 4. Reibungskräfte zwischen Zugglied und KDB dürfen im Belastungsbereich

rechnerisch nicht angesetzt werden. Zugstöße im Verankerungsbereich sind zu vermeiden. Ansonsten sind Überdeckungslängen versuchstechnisch nachzuweisen.

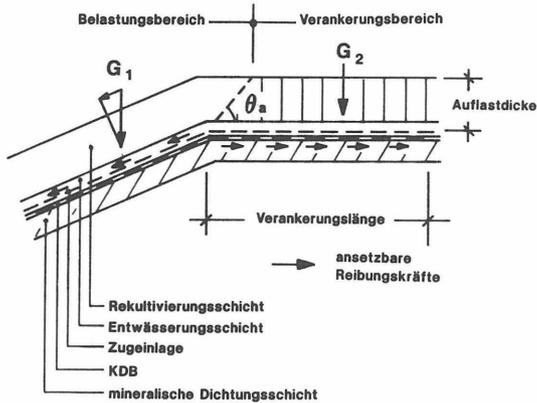


Bild 4 Verankerung der Zugleinlagen

6 Herstellung, Kontrollen

6.1 Herstellung

Grundlage ist der Qualitätssicherungsplan gemäß § 10.4.1.2 TA-Si. Die Herstellung und Prüfung/Kontrolle der Oberflächenabdichtungssysteme sind nach den Vorgaben des Anhangs E der TA-Abfall vorzunehmen. Die Bauarbeiten dürfen nur anhand genehmigter Ausführungspläne erfolgen, deren Vorgaben einzuhalten sind. Abweichungen davon bedürfen der vorherigen Zustimmung durch die verantwortliche Bauleitung. Zeitnah zu der Fertigstellung sind Bestandspläne (Istpläne) anzufertigen und einzureichen.

Die Ausgleichsschicht ist verdichtet so dick herzustellen ($\geq 0,5$ m), daß sie ein ausreichend tragfähiges Widerlager für das Herstellen der Abdichtungsschichten darstellt. Ist eine Gasfassung vorgesehen, gelten die vorgenannten Anforderungen für die Einbauebene der Gassammelrohre ($d \geq 100$ NW). Die Gasdränschicht muß die Scheitel der Sammelrohre mindestens 0,2 m überdecken und ist ebenfalls unter Berücksichtigung der Rohrstabilität ausreichend zu verdichten.

Die mineralische Dichtungsschicht ist in mindestens zwei Lagen herzustellen. Abweichend vom Anh. E, TA-Abfall reicht in der untersten Lage eine Verdichtungsgad von $D_{Pr} \geq 0,93$, der Wassergehalt sollte aus arbeitstechnischen Gründen unterhalb von w_{opt} liegen.

Sind zum Oberflächenschutz der KDB auch Geotextilien vorgesehen, sollten ihrer besseren Formstabilität wegen Verbundgeotextilien - Vliesstoff + Gewebe - verwendet werden. Wird die Schutzwirkung allein der Geotextillage zugewiesen, ist in jedem Falle ein derartiges Verbundgeotextil anzuordnen.

6.2 Kontrolle

Fertiggestellte Oberflächenabdichtungen sind im Rahmen der Deponienachsorge bezüglich ihrer Wirksamkeit zu kontrollieren. Sofern nicht Abdichtungssysteme mit Kontrolleinrichtungen verwendet werden, die aber bei großen Deponien als nicht praktikabel angesehen werden müssen, kann diese Kontrolle nur indirekt über die Oberflächenverformungen und den Deponiesickerwasseranfall vorgenommen werden. Die für diese Kontrollen anzusetzenden Schwellenwerte müssen bereits während der Planung festgelegt und im weiteren Deponiebetrieb, soweit erforderlich, fortgeschrieben werden. Zur Erfassung der Oberflächenverformungen bietet sich eine photogrammetrische Luftbilddauswertung von etwa jährlichen Befliegungsintervallen an.

Zum Festsetzen des Zeitpunktes zum Abdichten von abgedeckten Deponien mit nennenswerten Anteilen von nativ organischem Material ist der "Mineralisierungs-grad" des Deponiekörpers abzuschätzen. Die zeitliche Wärme- und Deponiegasentwicklung sowie die Veränderung in der Sickerwasserzusammensetzung und das Setzungs-/Sackungsverhalten des Deponiekörpers lassen sich zur Abschätzung des Umsetzungsgrades in der Deponie heranziehen. Zur Absicherung sind ggf. noch Bohrungen erforderlich.

7 Zusammenfassung

Zu unterscheiden ist zwischen der Abdeckung und der Abdichtung von Deponien. Solange Deponiekörper mit nennenswerten nativ organischen Abfallfraktionen nicht ausreagiert haben, sollten sie nur abgedeckt werden. Für Siedlungsabfalldeponien der Klasse II wird dafür das Abdichtungssystem der Klasse I vorgeschlagen. Zur Gewährleistung eines für den Abbau der nativ organischen Substanz notwendigen Feuchtigkeitseintrages sind entsprechende Wasserhaushaltsrechnungen vorzunehmen.

Gegebenenfalls sind zusätzliche Bewässerungssysteme vorzusehen. Diese sind besonders dann erforderlich, wenn nicht ausreagierte Abfallkörper aus Gründen der Gasfassung sofort nach Beendigung der Ablagerung abgedichtet werden müssen.

Verfüllte Deponien mit organisch inaktivem Material sind gemäß TA-Si abzudichten. Es werden Hinweise gegeben, wie alternative Abdichtungssysteme im Vergleich zur Regeldichtung nach TA-Si einzuschätzen sind.

Oberflächenabdichtungen auf geeigneter Unterlage müssen langfristig sicher gegenüber Abtutschen sein. Dies ist rechnerisch zu belegen. Bei steileren Böschungen lassen sich in der Regel

ausreichende Sicherheitsbeiwerte ohne Berücksichtigung von Zugeinlagen nicht rechnerisch nachweisen. Es wird dargelegt, wie Zugeinlagen aus Kunststoff rechnerisch behandelt werden können.

Abschließend werden allgemeine Grundsätze für die Planung und die Herstellung und Prüfung/Kontrolle gegeben.

Literatur

Melchior, S. (1993)

Wasserhaushalt und Wirksamkeit mehrschichtiger Abdecksysteme für Deponien und Altlasten, Diss.

Hamburger Bodenkundliche Arbeiten Bd 22

Ver. z. Förd. d. Bodenkunde Hamburg

Dritte allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz:

Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen

(TA-Siedlungsabfall), 14. Mai 1993

Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten" -GDA, 2. Aufl.

Ernst u. Sohn, Berlin 1993

Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien im Erdbau (Merkblatt 535 FGSV)

Forschungsges. für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 1987

Richtlinien für die Zulassung von Kunststoffdichtungsbahnen als Bestandteil der Kombinationsdichtung für Siedlungs- und Sonderabfalldeponien sowie für Abdichtungen von Altlasten

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, 1992

Ltd. Dir. u. Prof. Dr.-Ing. J. Drescher

Nieders. Landesamt für Bodenforschung

Stilleweg 2, 30655 Hannover

Vorläufige Oberflächenabdichtungen von Siedlungsabfalldeponien

H. Bräckelmann

1. Einleitung

Nachdem bereits Ende der 70er Jahre die ersten Erfahrungen mit Deponiebasisabdichtungen vorlagen, begann in Fachkreisen die Diskussion über Oberflächenabdichtungen. Mittlerweile gibt es zahlreiche ausgeführte Beispiele vornehmlich zur Sicherung von Altdeponien und Altstandorten, die als Altlast erkannt worden sind. Die Dichtung hat dabei die Aufgabe, das Versickern von Schadstoffen in den Untergrund und das unkontrollierte Austreten von Gasen zu unterbinden.

Darüber hinaus schafft die Abdichtung eine eindeutige Trennung zwischen dem belasteten Untergrund und dem darüber liegenden oberflächennahem Bereich.

Auch auf Siedlungsabfalldeponien, die bereits eine Basisabdichtung besitzen, wurden in der Vergangenheit Oberflächenabdichtungen aufgebracht, allerdings in unterschiedlicher Qualität.

2. Deponieoberflächenabdichtung nach TASI

Nach der TA Siedlungsabfall [Kap. 10.4.1.4, Juni 1993] sind Oberflächenabdichtungen von Deponien als ein wesentliches Element im Multibarrierenprinzip zwingend vorgeschrieben. Außerdem ist die Ausbildung, die Herstellung und die Güteüberwachung eindeutig festgelegt. [1]

Die ingenieurmäßige Bemessung des Oberflächenabdichtungssystems und dessen Komponenten erfordert die Kenntnis der Lasten und Einflüsse, die auf das System wirken.

Durch den Aufbau des Systems, die Wahl der Baustoffe, die Wahl der Abmessungen und entsprechende Nachweise ist sicherzustellen, daß alle Beanspruchungen ohne Beeinträchtigung des Gesamtsystems aufgenommen werden können.

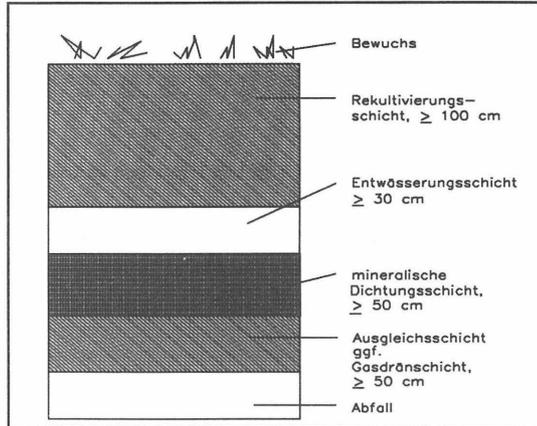
Folgenden Anforderungen muß das Oberflächenabdichtungssystem gerecht werden:

- * es muß standsicher sein,
- * es muß kontrollierbar sein, wodurch eine Reparierbarkeit gegeben ist,
- * es muß alle während und nach der Bauzeit wirkenden Beanspruchungen unbeschadet aufnehmen können, wie z.B.
 - * Beanspruchungen aus Setzungen und Sackungen des Deponiekörpers,
 - * Beanspruchung durch Befahrung,
 - * Beanspruchung durch Erosion,
 - * Beanspruchung durch scharfkantiges Arbeitsmaterial,
 - * Physikalische Beanspruchungen (Frost, UV-Strahlung),
 - * Chemische Beanspruchungen (Gas Kondensat),
 - * Biologische Beanspruchungen (Pflanzen, Nagetiere, Mikroorganismen),
 - * sonstige mechanische Beanspruchungen (z.B. durch Stauwasser).

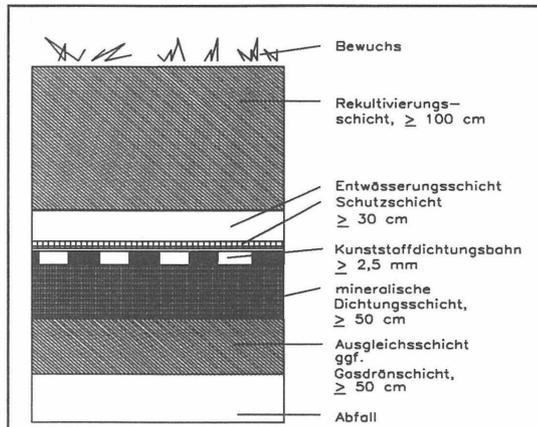
Die aufgeführten Aufgaben und Anforderungen machen einen bestimmten Aufbau des Oberflächenabdichtungssystems erforderlich. Der Aufbau ist in Abbildung 1 dargestellt.

Abb. 1 Deponieoberflächenabdichtungssystem nach TASI

a) Deponieklasse I



b) Deponieklasse II



Das System besteht im Kern aus den drei Elementen Abdichtung, Entwässerungsschicht sowie Schutz- und Rekultivierungsschicht.

An die einzelnen Komponenten der Oberflächenabdichtung sind nachfolgende Aufgaben und Anforderungen zu stellen:

a) Rekultivierungsschicht

Die Hauptaufgabe des Decksubstrates liegt darin, die Rekultivierungsmaßnahmen an der Oberfläche der Deponie zu ermöglichen. Außerdem wirkt es als Schutz der Dichtungsschicht gegenüber den Witterungseinflüssen wie z.B. Temperaturschwankungen und Frost. Durch die langsame Versickerung des Niederschlagswassers bewirkt das Decksubstrat eine gleichmäßige Verteilung und durch die geförderte Evapotranspiration eine Reduzierung des in der Wasserdrän-schicht abzuführenden Wasserzuflusses. Geeignete Materialien für dieses Decksubstrat sind lehmige Sande bis sandige Lehme.

Für die Begrünung der Oberfläche muß diese aktiv mit flachwurzelnden, niedrigwachsenden Pflanzen rekultiviert werden. Unter dem Gesichtspunkt der Erosionssicherung muß diese Begrünung rasch erfolgen. Darüber hinaus ist zur weiteren Vermeidung der Erosion ratsam, ein Grabensystem zur Abführung des oberflächlich abfließenden Wassers anzulegen.

b) Entwässerungsschicht

Die Entwässerungsschicht dient zur Aufnahme und Abführung des durch den Wurzelboden gesickerten Niederschlagswassers, wobei oberhalb der Dichtungsschicht die Ausbildung von Staunässe verhindert werden soll. Dies ist erforderlich, um eine Vernässung des Wurzelbodens der Pflanzen zu vermeiden und um den Wasserdruck auf die Dichtungsschicht gering zu halten. Die Entwässerungsschicht wirkt zusammen mit dem Wurzelboden als Frostschutzschicht. Die Entwässerungsschicht kann aus mineralischem Material (Kiese, Sande) oder aus Dränmatten (Geotextilverbundmatten) bestehen. Sie wird als Flächenfilter ausgeführt und kann einzelne Dränleitungen beinhalten.

c) Dichtungsschicht

Die Dichtungsschicht stellt eine Wasser- und Gassperre dar. Sie besteht aus einer Kombination mineralischen Materials mit Kunststoffmaterial. Die Materialien der mineralischen Dichtungsschicht bestehen in der Regel aus den Korngrößenfraktionen Ton, Schluff, ggfs. Sand mit schluffigem oder tonigem Feinkornanteil mit oder ohne Vergütung mittels Tonmehl, Wasserglas o.ä.. Bei der Kunststoffdichtungsbahn wird aufgrund der breitgefächerten Beständigkeitspalette von PE-HD der Einsatz von PE-HD Dichtungsbahnen bevorzugt. Je nach dem erforderlichen Reibungsverhalten, kommen Dichtungsbahnen mit glatter, strukturierter oder besandeter Oberfläche zum Einsatz.

d) Ausgleichsschicht ggf. Gasdränschicht

Eine Gasverteilerschicht ist dann vorzusehen, sofern zwischen den Dichtelementen mit der Bildung von Gasen zu rechnen ist. Sie dient in erster Linie einem Druck- und Konzentrationsausgleich des Deponiegases unter der Dichtungsschicht. Dadurch verhindert sie die Ausbildung örtlicher Spitzenbelastungen. Die Gasverteilerschicht kann aus mineralischem Material wie z.B. Kiese und Sande bestehen.

e) Filter-,Trenn- und Schutzschichten

Die Filter- und Trennschichten sind dort anzuordnen, wo Bodenmaterialien aneinandergrenzen, deren Körnungen nicht den Filterregeln entsprechen. Diese Filter- und Trennschichten dienen dazu, eine Vermischung der unterschiedlichen Körnungen zu vermeiden und gleichzeitig einen drucklosen Wasserdurchfluß zu gewährleisten. Bei der Verwendung einer Dichtungsbahn ist in der Regel die Anordnung einer Schutzschicht über der Dichtung erforderlich.

Die genannten Schichten können aus mineralischem Material oder aus Geotextilien bestehen. Aufgrund der breiten Produktpalette, der einfachen Einbautechnik sowie der geringen Aufbauhöhe, wird den Geotextilien meist der Vorrang gegeben.

Ausgangspunkt der Geotextilentwicklung anfang der 70er Jahre war der Straßenbau - das Bauen auf Böden von schlechter Tragfähigkeit mit meist hohen Wassergehalten, d.h. Böden mit einer undrännierten Scherfestigkeit von $c_u < 30 \text{ kN/m}^2$ bzw. $\text{CBR} < 1\%$.

Die Geotextilien wurden in weiterer Folge auch in großem Umfang als Filterersatz für Mineralkornfilter im Wasserbau und in der Dränierung eingesetzt.

Kein zweiter Baustoff der Bauindustrie - kein Beton, kein Stahl, kein Holz und auch keine Kombination davon - ermöglicht eine derartige Vielfalt von Problemlösungen im Bauwesen wie das Geotextil im Tiefbau. Die generellen Problemlösungen betreffen Baugrundstabilisierung, Erosionsschutz, Dränierung, Hangstabilisierung, Folienschutz, Asphaltverstärkung und Abdichtungen auch im Deponiebau.

Bei Einbau von Geotextilien im Bereich des Deponiebaus ist nachfolgendes Schema für eine Geotextilspezifikation zu berücksichtigen:

- * Projektanalyse
 - Art der Problemstellung
 - Einsatzmöglichkeit von Geotextilien
 - Nachsorge und Kontrolle

- * Bestimmung der Geotextilfunktionen
 - Trennen
 - Filtern
 - Dränieren
 - Verstärken
 - Schützen
 - Abdichten

- * Bestimmung der baustellenspezifischen Randbedingungen
 - Auflager, Boden
 - Wasser
 - Belastung

- * Festlegung der Geotextilmindestwerte und Auswahl
 - mechanisch
 - hydraulisch
 - beständig

- * Vergleich der vorhandenen und erforderlichen Sicherheitsfaktoren

Die 6 Funktionen Trennen, Filtern, Dränieren, Verstärken, Schützen und Abdichten treten je nach Anwendungsgebiet als Kombination verschiedener Einzelfunktionen auf.

Im Anwendungsgebiet "Deponiebau" liegen die Geotextilfunktionen in den Bereichen - Schützen, Verstärken, Dränieren.

Tabelle 1 zeigt die Funktionsparameter in Abhängigkeit von den Hauptfunktionen

Tab. 1: Funktionsparameter

Hauptfunktion	Schützen	Verstärken	Dränieren
<i>Definition</i>	<i>mechanischer Schutz von Kunststoffbahnen gegen Perforations- und Abriebbeanspruchung</i>	<i>Maßnahme zur Verbesserung der Bodenstabilität</i>	<i>Abführung flüssiger und gasförmiger Medien</i>
<i>Geotextilaufgabe</i>	<i>dauerhafter Schutz von Kunststoffdichtungsbahnen gegen Beschädigungen während des Einbaus sowie nach Baufertigstellung</i>	<i>Erhöhung der Scherfestigkeit</i>	<i>Gewährleistung des Wasserabflusses/Gastransport in der Geotextilebene</i>
<i>Geotextilanforderungen</i> - mechanisch - hydraulisch - Langzeitverhalten	<i>Durchstanzfestigkeit, Berstdruckfestigkeit</i> <i>chemisch beständig, verrottungsfest</i>	<i>Geotextilzugfestigkeit, Verbundreibung</i> <i>Stabilitätserhöhung durch Veränderung der hydraulischen Randbedingungen</i> <i>chemisch beständig, verrottungsfest keine Kriechvorgänge des Verbundsystems</i>	<i>ausreichende Dicke bei steigender Sohlnormalspannung</i> <i>Durchlässigkeit</i> <i>Öffnungsweite</i> <i>chemisch beständig verrottungsfest Verhinderung von Kolmatierung</i>

Zusammengefaßt sieht der **Aufbau der Oberflächenabdichtung** wie folgt aus:

- a) Rekultivierungsschicht
- $d \geq 1,0 \text{ m}$
kulturfähiger Boden, ausreichender Schutz gegen Wind- und Wassererosion
- b) Entwässerungsschicht
- Gefälle nach Setzungsende $\geq 5\%$,
Porenraum gemäß Körnung 16/32,
 $k_r \geq 1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ langfristig,
Rundkorn bevorzugen, ggf. gebrochenes Korn oder Einsätze von Geotextilien, spülbare und kontrollierbare Sickerrohre
- c) Dichtungsschicht:
- c1) Kunststoffdichtungsbahn:
- $d \geq 2,5 \text{ mm}$
Neuware
Qualität nach Parameterkatalog
Verformbarkeit bei Belastungen
- c2) Mineralische Dichtungsschicht:
- $d \geq 0,5 \text{ m}$
suffosionsbeständig, Feinstkorn
 $< 2 \mu\text{m}: \geq 20 \text{ Gew.}\%$
Tonminerale $\geq 10 \text{ Gew.}\%$
keine Bodenstücke $> 32 \text{ mm}$, keine Fremdstoffe
organische Substanz $\leq 5 \text{ Gew.}\%$
Karbonatanteil $\leq 15 \text{ Gew.}\%$
plastische Verformbarkeit bei Verformungen
 $k_r \leq 5 \times 10^{-9} \text{ m/s}$
- d) Gasverteilerschicht:
- $d \geq 0,3 \text{ m}$
gaswegsam, Kalziumkarbonat $\leq 10 \text{ Gew.}\%$
- e) Ausgleichsschicht:
- $d \geq 0,5 \text{ m}$
homogen, nicht bindig

3. Vorläufige Deponieoberflächenabdichtungen

Neben dem in Kapitel 2 dargestellten Endzustand eines Deponieoberflächenabdichtungssystems sind auch die jeweiligen Zwischenzustände beim Bau sorgfältig zu konzipieren.

Die Entscheidung, zu welchem Zeitpunkt nach Verfüllung einer Deponie der Bau der Oberflächenabdichtung nach TASI technisch vertretbar ist, wird durch die meßtechnische Begleitung festgestellt. Zu diesem Zeitpunkt wird die vorläufige Abdichtung durch eine umfangreiche Endabdichtung ergänzt.

Vorläufige Abdichtungen, die während der Betriebsphase den Niederschlagszufluß in den Deponiekörper beschränken und Geruchsemissionen verhindern sollen, werden nachfolgend an verschiedenen Fallbeispielen dargestellt.

4. Fallbeispiele

4.1 KMD Heuchelheim-Klingen, Abdeckverfahren mit Schaum

Für die geordnete Deponierung von Abfallstoffen wird oftmals eine tägliche Abdeckung aus hygienischen oder entsprechenden Vorschriften der jeweils im Vortrieb befindlichen Abfallschicht gefordert. Eine vorläufige Abdeckung offener Deponieflächen wird oftmals durch den Einbau von inerten Bodenmassen ausgeführt.

Diese Abdeckungen helfen Umweltbeeinträchtigungen, welche beim Betrieb einer Deponie auftreten, zu verringern. Papier- und Plastikflug sowie Staubemissionen werden verhindert, Geruchsemissionen verringert, der Ansiedlung von Schädlingen und der Befall von Vögeln wird mit einer Deponieabdeckung entgegengewirkt.

Als alternatives Abdeckmaterial zu den Kunststoffolien wurde ein Kunststoffschaum entwickelt, der jederzeit auf die Deponiefläche aufgebracht werden kann.

Auf der Hausmülldeponie Heuchelheim-Klingen wurde im November 1993 das Abdeckverfahren mit Schaum auf einem Probefeld ausgeführt.

Standort:	Verbandsgemeinde Landau-Land, Gemeinde Heuchelheim-Klingen, Landkreis Südliche Weinstraße
verfügbares Restvolumen:	1.240.000 m ³
Einzugsgebiet:	Landkreis Südliche Weinstraße
Gesamtabfallaufkommen:	54.192 t/Jahr

Der verwendete Deponieschaum stellt einen weißen, feinzelligen, wasserfesten Schaum dar. Ausgangsprodukte für die Herstellung sind Harz und ein Schaummittel.[2]

Beide Grundstoffe werden per Tankzug oder Container, in bestimmten Zeitabständen, zur Zwischenlagerung direkt ins Schaumstofflager der Deponie geliefert.

Vom Schaumstofflager aus werden die Behälter auf der Schaummaschine mit beiden Grundstoffen und Wasser befüllt.

Die Grundstoffe werden in der Schaummaschine während dem Austrag, unter Zugabe von Wasser und Luft, in bestimmten Mischverhältnissen in Schaum umgesetzt und über die Austragsvorrichtung in einer bis max. 10 cm dicken Schicht auf den Deponiekörper gebracht.

Die Abbindezeit des flüssigen Schaums in eine feste Masse beträgt 10 bis 60 Sekunden. Die Aushärtung, die abhängig von Umgebungstemperatur und Feuchtigkeit ist, erfolgt in mehreren Stunden. Der Schaum bindet sich teilweise mit der Mülloberfläche und haftet auch bei starkem Wind.

Ohne mechanische Zerstörung erfüllt die Schaumabdeckung über Monate den geforderten Zweck. Der Schaumteppig ist jetzt nur bedingt begehrbar und nicht befahrbar.

Nach der Überschüttung des Schaumes komprimiert sich dieser auf ein Zehntel des ursprünglichen Volumens und wird in die biologisch-chemischen Abbauprozesse im Müllkörper mit einbezogen.

Die Richtpreise in Abhängigkeit von der Schichtstärke $d = 6-10$ cm liegen bei DM 3.00 -5.00 pro m². Desweiteren sind Investitionskosten für die notwendige Infrastruktur zu berücksichtigen.

4.2 KMD Sprendlingen

Temporäre und langfristige Deponieoberflächenabdichtung mit Bentonitmatten

Der Landkreis Mainz-Bingen betreibt die Kreismülldeponie seit 1977. Gemäß Planfeststellungsbescheid der Bezirksregierung Rheinhessen-Pfalz können folgende Daten festgestellt werden:

Standort:	Verbandsgemeinde Gensingen, Gemeinde Sprendlingen, Landkreis Mainz-Bingen, Rheinland-Pfalz
Einzugsgebiet:	Landkreis Mainz-Bingen
Gesamtabfallaufkommen:	80.000 t/Jahr
Planfestgestellte Fläche:	ca. 20 ha
Laufzeit:	bis zum Jahr 2001

Die bisherigen Erfahrungen bei den durchgeführten Setzungsmessungen der KMD Sprendlingen haben gezeigt, daß verfüllte Hausmülldeponien im Durchschnitt erst nach 3-6 Jahren eine endgültige Oberflächenabdichtung erhalten sollten.

In diesem Zeitraum treten in der Regel die größten Setzungen des Müllkörpers auf, wobei als Hauptursachen der mikrobielle Abbau der organischen Substanz und die Verdichtung des Müllkörpers durch die eigene Auflast zu nennen sind.

Eine einfache Bodenabdeckung des Müllkörpers, wie sie im Hauptabschnitt I durchgeführt wurde, stellt keine wirksame Dichtungskomponente in den ersten Jahren dar.

Hier ist mit folgenden Nachteilen zu rechnen:

- Durch das versickernde Oberflächenwasser fällt weiterhin belastetes Sickerwasser an,
- Bei fehlender oder unzureichender Basisabdichtung können mit dem Sickerwasser erhebliche Schadstoffmengen in den Untergrund bzw. in das Grundwasser gelangen,
- Deponiegas kann entweichen.

Unter dem Begriff der Oberflächenabdichtung sind auch Abdichtungsmöglichkeiten zu zählen, die nur zeitlichen Charakter haben, d. h. als vorläufige Abdichtung während der Betriebsphase aufgebaut werden.

Mit diesen Zwischenabdichtungen wird Niederschlagszufluß und damit der Sickerwasseranfall und die Gasemissionen beschränkt. Durch Kontrollvermessungen des Deponiekörpers wird das Abklingen der abbaubedingten Setzungen des Deponiekörpers festgestellt. Zu diesem Zeitpunkt wird die vorläufige Abdichtung durch eine umfangreichere Abdichtung, die sich an den Vorgaben der TA Siedlungsabfall orientiert, und Ihren Anforderungen gerecht wird, ergänzt.

Soweit bautechnisch möglich, wird die erste Phase in die endgültige Oberflächenabdichtung integriert.

Mit dem Aufbringen der ersten Phase der Oberflächenabdichtung unmittelbar nach der Deponieerfüllung werden die oben beschriebenen Nachteile vermieden.

In Abbildung 2 ist diese Oberflächenabdichtung als Phase 1 der Zwei-Phasen-Dichtung dargestellt.

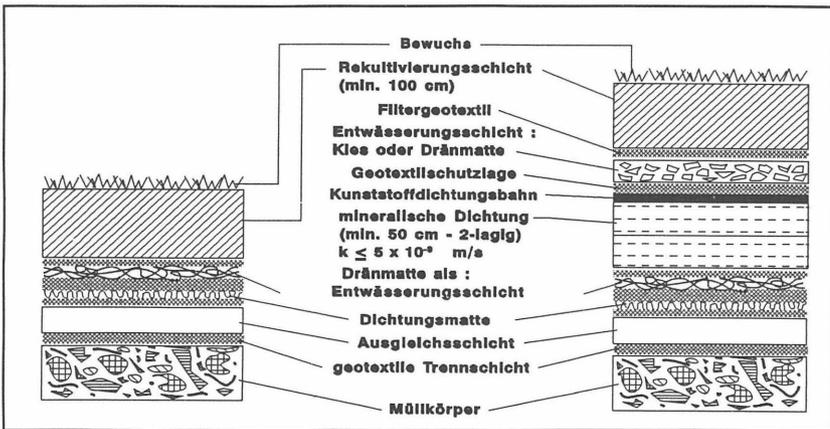


Abb. 2: Schemazeichnung einer Zwei-Phasen-Dichtung

Eine vollflächig vernadelte Bentonitmatte, auf die geforderte, evtl. gasdurchlässige Ausgleichsschicht verlegt, erzielt nicht nur niedrige Wasser- und Gasdurchlässigkeiten sondern ist auch unempfindlich gegenüber den üblichen Beanspruchungen der Oberflächenabdichtung.

Setzungen in der Größenordnung von 8-15 % dürfen bei Deponien im Bereich der Oberflächenabdichtung erwartet werden. Bei Einsatz einer setzungsunempfindlichen vernadelten Bentonitmatte in der ersten Phase der Zwei-Phasen-Dichtung, bei der die Dichtheit auch bei größeren Setzungen und Sackungen gewährleistet wird, kann mit dem Bau der langfristigen zweiten Phase so lange gewartet werden, bis die kritischen Setzungen und Sackungen abgeklingen sind.

Dies ist nach ca. 3-6 Jahren zu erwarten und wird durch die Kontrollmessungen dokumentiert. Die Übersättigung der ersten Phase mit einer Rekultivierungsschicht kann dann so gewählt werden, daß die Auflast in etwa der 2. Phase entspricht. Nach Ablauf der ersten Phase ist die Rekultivierungsschicht bis zur Entwässerungsschicht abzutragen. Anschließend wird als 2. Phase die endgültige langfristige Oberflächendichtung eingebaut. Die zuvor abgeschobene Rekultivierungsschicht wird wieder aufgebracht.

Mit der Bentonitmatte steht dem Ingenieur für die Oberflächen- und Zwischenabdichtung von Deponien eine einfache, sichere und wirtschaftliche Alternative gegenüber herkömmlichen, mineralischen Dichtungsschichten zur Verfügung.

Die industrielle Fertigung sowie die kontinuierlichen Qualitätskontrollen nach DIN 18200 gewährleisten eine gleichbleibend hohe Qualität der vernadelten Bentonitmatten. Die einfache Verlege- und Füge-technik sowie die erosionsichere Einkapselung des Bentonitpulvers zwischen zwei Geotextilien ermöglicht eine weitgehend witterungsunabhängige Verlegung und eine hohe Verlegeleistung.

Auf die Dichtung wird anschließend eine hydraulisch ausreichend bemessene Dränschicht aufgebracht, die den schadlosen Abfluß des anfallenden Oberflächenwassers gewährleisten kann. Als Dränschicht wird entweder eine grobkörnige Kiesschicht eingebaut oder es werden Dränmatten verlegt.

Auf jeden Fall muß auch hier die Filterstabilität gegenüber der abschließend aufzubringenden Rekultivierungsschicht nachgewiesen werden, um die langfristige Funktionsfähigkeit der Dränschicht zu sichern.

Als filterstabile Trenn- und Filterschichten zwischen Rekultivierungsböden und Dränschichten haben sich mechanisch verfestigte Fließstoffe mit einem Flächengewicht von 300 g/m^2 bewährt.

5. Alternative Systeme

5.1 Kapillardichtung

Bei der Suche nach technisch möglichen Alternativen zur herkömmlichen Praxis der Oberflächenabdichtung von Deponien werden zur Zeit Kapillarsperrensysteme diskutiert.

Die Kapillarsperre besteht aus einer Feinsandschicht, die mit scharfer Schichtgrenze über einer Grobsand-Feinkiespackung liegt. Die Dichtewirkung beruht darauf, daß sich an der Schichtgrenze zwischen den wassergefüllten engeren Porenabschnitten im Feinsand (Kapillarschicht) und den luftgefüllten weiteren Poren im Grobsand-Feinkies (Kapillarblock) durch Oberflächenspannung Minuskräfte bilden, die ein Absinken von Wasser in den Kapillarblock verhindern.

Hierdurch stellt sich eine charakteristische Feuchteverteilung mit einer wassergesättigten Kapillarschicht und einer ungesättigten Kapillarblockschicht ein.

Dieses Prinzip der Oberflächenabdichtung funktioniert jedoch nur, solange nicht mehr Wasser in die Kapillarschicht von oben zusickert, als hangparallel abgeführt werden kann. Deshalb ist ein zusätzliches Dichtelement oberhalb der Kapillarschicht erforderlich. Dieses Dichtungselement könnte als Bentonitmatte (zwei Geotextilbahnen mit dazwischen eingefülltem Bentonit) ausgeführt werden.

Da es sich bei dieser Abdichtung um eine nicht den Anforderungen der TASI konforme Abdichtungsform handelt, muß noch der Nachweis geführt werden, ob diese Art der Abdichtung einer Kombinationsabdichtung adäquat ist.

Mit dem Ziel, die Abschirmwirkung einer Kapillarsperre gegen Sickerwasser unter natürlichen klimatischen Bedingungen zu testen, wurden 1992 auf der ehemaligen Hausmülldeponie des Landkreises Marburg-Biedenkopf 3300 m² Kapillarsperre als Oberflächenabdichtung errichtet.

Nach 9monatiger Beobachtungszeit belegen die gewonnenen Ergebnisse der Abfluß-, Klima- und Bodenfeuchtebeobachtung ein hervorragendes Dichtungsverhalten des neuen Systems. Trotz einer Serie heftiger Niederschläge war bislang keine wesentliche Absickerung in den Deponiekörper zu beobachten [3].

Diese Form der Oberflächenabdichtung weist im Vergleich zu bindigen Dichtungssystemen folgende Vorteile auf:

- In Kapillarsperren werden Sande verwendet, die relativ kostengünstig sind und deren Einbau unproblematisch und witterungsunempfindlich ist.
- Rolliges Material vermindert die Gefahr von setzungsbedingtem Versagen.
- Wurzeln und Rohrleitungen können die Kapillarsperre schadlos durchdringen.
- Kapillarsperren sind unempfindlich gegen Austrocknung.

5.2 Zwei-Phasen-Dichtung, Kostenbetrachtung

Bei den folgenden Betrachtungen, die im Zuge der Planung der Oberflächenabdichtung der KMD Sprendlingen durchgeführt wurden, geht es darum, anhand einer Kostenschätzung darzulegen, daß Alternativoberflächenabdichtungssysteme kostengünstiger für den Bauherren

sein können. Ein alternatives System A wird dem Systemvorschlag der TASI gegenübergestellt. Die zur Diskussion stehenden Systeme sind in Abbildung 3 dargestellt.

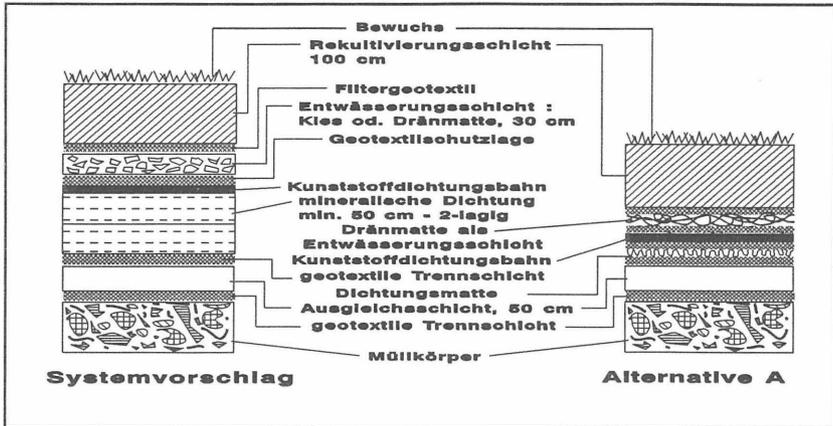


Abb. 3: Gegenüberstellung von Systemvorschlag (links) und der Alternative A mit Dichtungsmatte und Dränmatte

Im Zuge der Planung für Oberflächenabdichtungen ist nicht nur der technische Gesichtspunkt, sondern auch der Kostenfaktor darzustellen.

Der Einbau (Material liefern und verlegen) der Oberflächenabdichtung (Systemvorschlag) nach TASI für Deponieklasse 2 wird der Alternative A gegenübergestellt. Bei dieser Alternative wird die 50 cm starke mineralische Tondichtung durch eine Bentonitmatte ersetzt. Zusätzlich wird die 30 cm starke Kiesdränschicht (Entwässerungsschicht) durch eine Dränmatte ersetzt.

	Systemvorschlag	Alternative A
Liefen und Einbau des Oberbodens (1 m)	20,00 DM/m ²	20,00 DM/m ²
Filtergeotextil zwischen Oberboden und Entwässerungsschicht liefern und verlegen	4,50 DM/m ²	entfällt
- Entwässerungsschicht Kies 4/32 liefern und einbauen (30 cm)	20,00 DM/m ²	---
- Dränmatte liefern und verlegen (20 mm)		15,00 DM/m ²
- Geotextilschutzlage zwischen Entwässerungsschicht und Kunststoffdichtungsbahn liefern und verlegen	10,00 DM/m ²	entfällt
- Kunststoffdichtungsbahn liefern und verlegen	22,00 DM/m ²	22,00 DM/m ²
- Mineralische Tondichtung liefern und einbauen (50 cm)	40,00 DM/m ²	---
- Dichtungsmatte liefern und verlegen (1 cm)	---	20,00 DM/m ²
- Trenngeotextil zwischen mineralischer Dichtung und Ausgleichsschicht liefern und verlegen	6,00 DM/m ²	entfällt
- Stütz- und Ausgleichsschicht liefern und verlegen (50 cm)	12,00 DM/m ²	12,00 DM/m ²
- Trenngeotextil zwischen Müll- und Ausgleichsschicht liefern und verlegen	6,00 DM/m ²	6,00 DM/m ²
Summe	140,50 DM/m²	95,00 DM/m²
Dicke des Gesamtaufbaues *	2,30 m	1,53 m
(* Geotextilien wurden nicht mitgerechnet)		

Tab. 2: Kosten und Dickengegenüberstellung des Systemvorschlags mit der Alternative A

Aus der Tabelle ist ersichtlich, daß der Systemvorschlag mit ca. 140,50 DM/m² angesetzt werden kann, wogegen das Alternativsystem A bei 95,- DM/m² liegt. Kalkulationsgrundlage sind derzeit gültige Kalkulationspreise im Jahre 1994.

Bei der Schichtstärkenbetrachtung wurden alle Positionen des Gesamtaufbaus berücksichtigt. Dabei ergab sich für den Systemvorschlag eine Gesamtdicke von 2,3 m, bei der Alternative A eine Dicke von 1,53 m. Daraus ergäbe sich ein zusätzliches Müllvolumen von ca. 0,77 m³/m².

Aufgrund der Vorteile einer Bentonitmatte wird zunehmend der Einbau dieser Matte bei Deponebauwerken im Bereich der Oberflächenabdichtung diskutiert.

Auch hier muß der Nachweis geführt werden, daß die Alternative A einer Kombinationsabdichtung adäquat ist.

6. Zusammenfassung und Aussicht

In der TASI [1] sind im Hinblick auf Oberflächenabdichtung eindeutige Vorgaben sowohl bezüglich der Erforderlichkeit, als auch bezüglich der Ausbildung gemacht. Oberflächenabdichtungen sind danach zwingend vorgeschrieben, die Ausbildung, die Herstellung und die Güteüberwachung sind eindeutig festgelegt. Als Abdichtungssystem ist die Kombinationsabdichtung vorzusehen.

Je nach Betriebszustand der Deponie werden Oberflächenabdichtungen zeitversetzt eingebaut. Die Auswertung von Setzungsbeobachtungen ist hier hilfreich, um die Beanspruchungen des Oberflächenabdichtungssystemes zu verringern.

7. Literatur

- [1] Bundesminister für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit. Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz - TA Siedlungsabfall, Stand 1. Juni 1993
- [2] Hofstetter, Mobile Deponietechnik, Abdeckverfahren mit Schaum, Firmenprospekt
- [3] Jelinek, D.: Probebau einer Kapillarsperre auf der Deponie "Am Stempel", Wasser + Boden, Heft 4, 1993



Oberflächenabdichtung einer Hausmülldeponie

Ausgangssituation - Planung - Ausführung

Helmut Richter, Michael Pülm

1. Einführung

Die Ablagerung von Siedlungsabfällen ist immer mit ungewollten aber beeinflussbaren Beeinträchtigungen der Umwelt verbunden. Um die von einer Hausmülldeponie ausgehenden Emissionen auf ein Mindestmaß zu reduzieren, werden immer weitergehende technische Anforderungen an das "Bauwerk Deponie" gestellt. Neben der Abdichtung des Untergrundes, einem langfristig funktionstüchtigen Ableitungs- und Reinigungssystem für das anfallende Sickerwasser und das Deponiegas sowie dem Deponiebetrieb spielt die Oberflächenabdichtung bereits verfüllter Abschnitte eine entscheidende Rolle bei der Verminderung von Umweltbeeinträchtigungen.

Nachfolgend werden am Beispiel der zentralen Hausmülldeponie des Landkreises Hildesheim die allgemeinen Anforderungen an ein Oberflächenabdichtungssystem sowie eine konkrete Planung und deren Ausführung vorgestellt.

2. Allgemeine Anforderungen an Oberflächenabdichtungssysteme

Die Oberflächenabdichtung hat die Aufgabe, das Niederschlagswasser vom Deponiekörper fernzuhalten, seitlich am Deponiekörper austretendes Sickerwasser einer gezielten Erfassung zuzuführen sowie im Deponiekörper entstehende Gase zu fassen und abzuleiten und so deren unkontrolliertes Entweichen in die Atmosphäre zu unterbinden.

Dabei müssen die im Oberflächenabdichtungssystem verwendeten Materialien gegen die Deponiegase sowie kapillar aufsteigendes Sicker- und Kondenswasser chemisch beständig sein, einen Schutz gegen Durchwurzelung und Nagetiere aufweisen und Setzungen, Setzungsdifferenzen bzw. Sackungen, die sich aus den im Deponiekörper ablaufenden chemischen und biochemischen Reaktionen ergeben können, schadlos aufnehmen.

Darüber hinaus ist zu gewährleisten, daß gegenüber klimatischen Einflüssen, wie Frost und Trockenheit, ein ausreichender Schutz vorhanden ist.

Gleichzeitig bildet eine Oberflächenabdichtung die Grundlage zur Begrünung und Bepflanzung und zur Einpassung eines Deponiekörpers in das Landschaftsbild.

Diese vielfältigen Anforderungen sind durch ein einschichtiges System allein nicht erfüllbar. Aus diesem Grund werden Oberflächenabdichtungssysteme aus verschiedenen Elementen mit unterschiedlichen Funktionen zusammengesetzt.

Die seit dem 01.06.1993 gültige Fassung der TA-Siedlungsabfall legt unter Abschnitt 10.4.1.4 allgemeine Anforderungen für Oberflächenabdichtungssysteme fest. Demnach müssen folgende Elemente vorgesehen werden:

- Ausgleichsschicht ggf.
Gasdrainschicht $d = 0,50 \text{ m}$
- mineralische Dichtungsschicht $d = 0,50 \text{ m}$
- Kunststoffdichtungsbahn $d = 2,50 \text{ mm}$
- Entwässerungsschicht $d = 0,30 \text{ m}$
- Rekultivierungsschicht $d = 1,00 \text{ m}$

Hieraus ergibt sich eine Gesamthöhe des Dichtungssystems von ca. 2,30 m.

Bevor darauf eingegangen wird, inwieweit die oben angegebenen Randbedingungen bei der konkreten Planung für die ZD Heinde berücksichtigt wurden, soll zunächst die Ausgangssituation für die Planung geschildert werden.

3. Ausgangssituation

Der Landkreis Hildesheim entsorgt zur Zeit die Abfälle von ca. 285.000 Einwohnern. Auf der Zentraldeponie Heinde werden jährlich etwa 200.000 t Abfälle angeliefert. Bezogen auf die Fraktionen Hausmüll und Sperrmüll ergibt sich eine spezifische Abfallmenge von ca. 436 kg/E x a.

Die Zentraldeponie Heinde erstreckt sich auf einer Gesamtfläche von ca. 28 ha. Der Ablagerungsbereich ist in zwei Schüttfelder gegliedert:

- Hoersten: 7,2 ha mit 1,0 Mio m³ Einlagerungsvolumen und
- Mittelberg: 8,0 ha mit 1,4 Mio m³ Einlagerungsvolumen

Die Schüttfelder weisen an der Deponiebasis zwei unterschiedliche Dichtungssysteme auf. Während der 1990/91 erstellte Abschnitt Mittelberg über ein dem Nds. Dichtungserlaß entsprechendes Basisabdichtungssystem verfügt, handelt es sich beim Abschnitt Hoersten um einen naturdichten Bereich über einer sehr mächtigen Tonschicht mit einer Gebirgsdurchlässigkeit von $K_f = 10^{-8} \text{ m/s}$

Das Sickerwasser wird über Flächenfilter und Sickerwassersammelsysteme gefaßt und einer biologisch-chemisch-physikalischen Behandlung zugeführt.

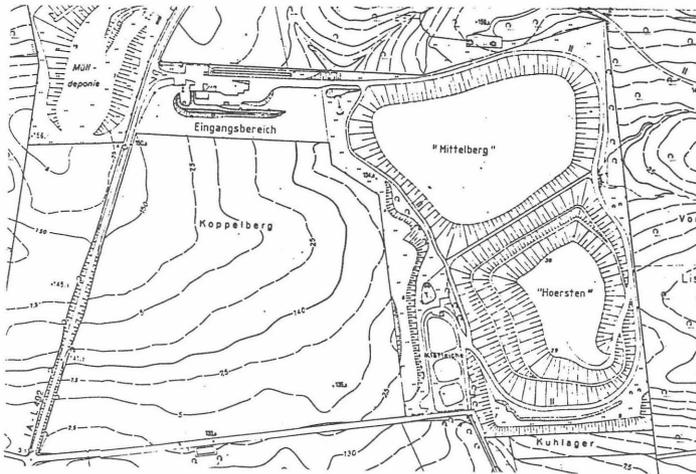


Bild 1: Übersichtsplan der ZD Heinde

Das im Bereich Hoersten entstehende Deponiegas wird über 27 Gasbrunnen gefaßt und einem Blockheizkraftwerk zur energetischen Verwertung zugeführt.

Nachdem die Primärsetzungen in dem Mitte 1989 verfüllten Abschnitt Hoersten zum größten Teil abgeklungen waren, sollte 1992 mit dem Bau einer Oberflächenabdichtung zur Minderung der Emissionen -insbesondere der Sickerwasserneubildung- begonnen werden.

Durch die fehlende Basisabdichtung entsprechend dem Nds. Dichtungserlaß wurde behördlicherseits zur Minimierung der Sickerwasserneubildung und zur Vermeidung von Emissionen durch austretendes Deponiegas für den Abschnitt Hoersten eine Oberflächenabdichtung im Hinblick auf die zum damaligen Zeitpunkt zunächst im Entwurf vorliegende TA-Siedlungsabfall gefordert.

4. Planung des Oberflächenabdichtungssystems

4.1 Allgemeines

Eine Oberflächenabdichtung besteht aus einem Dichtungs-, einem Entwässerungs- und einem Schutzelement, die auf den Böschungen des Deponiekörpers standsicher verankert werden müssen. Alle Elemente werden durch die Auflast und durch die Untergrund- bzw. Deponieverformungen beansprucht. Neben der Geometrie des Deponiekörpers und dem Aufbau des Dichtungssystems haben die zu erwartenden Setzungen bzw. Sackungen einen Einfluß auf die Standsicherheit.

4.2 Vorhandene Verhältnisse

Der Abschnitt Hoersten wurde zwischen 1982 und 1989 verfüllt. Neben Hausmüll, Gewerbemüll und Klärschlamm wurden auch große Mengen an Bauschutt eingelagert. Die einzelnen Abfallarten wurden entsprechend der anfallenden Mengen in Lagen von 30 - 50 cm eingebaut und mit einem Kompaktor verdichtet. Dabei wurde -bedingt durch den hohen Anteil an Bauschutt- eine Ablagerungsdichte von ca. 1,22 t/m³ erzielt.

Die Außenböschungen der Müllkörper wurden parallel zur Verfüllung mit einer Abdeckschicht (d = 60 - 80 cm) aus bindigem Material angedeckt und dem natürlichen Bewuchs überlassen.

4.3 Planungsgrundlagen

Im Vorfeld der Planung erfolgte eine vermessungstechnische Geländeaufnahme. Deren Auswertung ergab vorhandene Böschungsneigungen zwischen 1:2 und 1:3. Die Böschungen werden durch umlaufende Berme unterbrochen.

Unter Berücksichtigung der Vorgaben der TA Abfall bzw. damals noch des Entwurfs zur TA Siedlungsabfall wurde zunächst in Abstimmung mit den Aufsichts- und Genehmigungsbehörden der grundsätzliche Aufbau des Dichtungssystems festgelegt. Die hierauf aufbauende Standsicherheitsberechnung ergab für eine max. zulässige Böschungslänge von 45 m eine mögliche Flankenneigung von 1:3. Die Geometrie des Deponiekörpers wurde den Vorgaben der Standsicherheitsberechnung angepaßt. Dabei waren als zusätzliche Zwangspunkte der Verlauf der planfestgestellten Grenze im Osten und die unzureichende Standsicherheit des südwestlich angrenzenden Geländes zu berücksichtigen.

Für den Deponiekörper konnten wegen fehlender Grunddaten keine gezielten Setzungsberechnungen durchgeführt werden. Die hohe Ablagerungsdichte und die Art des Deponiebetriebes lassen jedoch keine punktuellen Sackungen erwarten. Darüber hinaus kann nach den allgemeinen Erkenntnissen davon ausgegangen werden, daß die betragsmäßig größten Setzungen bereits 3 Jahre nach dem Verfüllende -also etwa 1991/92- abgeklungen waren. Gravierende Beschädigungen des Dichtungssystems durch unberücksichtigte Setzungen bzw. Sackungen sind demnach nicht zu erwarten.

4.4 Aufbau des Dichtungssystems

In Absprache mit den Aufsichts- und Genehmigungsbehörden wurde der nachfolgend dargestellte Dichtungsaufbau festgelegt:

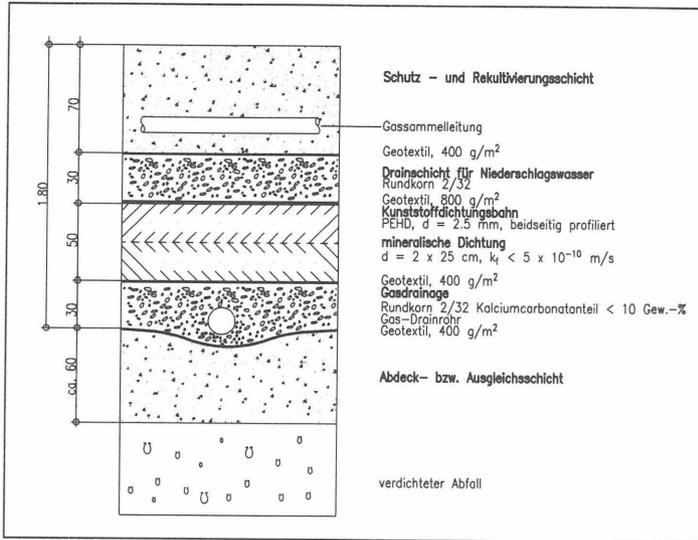


Bild 2: Aufbau des Oberflächenabdichtungssystems

Die Elemente des Dichtungssystems werden nachfolgend näher erläutert und zwar von unten nach oben:

Oberhalb der vorhandenen Abdeck- bzw. Ausgleichsschicht wird eine 30 cm starke Kiesschicht der Körnung 2/32 angeordnet. Neben dem Druck- und Konzentrationsausgleich des Deponiegases ermöglicht die Drainschicht eine gezielte Ableitung seitlich aus dem Deponiekörper ausstehender Sickerwässer sowie durch Temperatur- und Druckunterschiede gebildeter Kondensate. Auf den Bermen und am Böschungsfuß wird ein Drainsystem aus geschlitzten PEHD-Rohren (DN 100) zur Ableitung kontaminierter Flüssigkeiten installiert und an das vorhandene Sickerwasserfassungssystem angeschlossen. Um die Filterstabilität der Drainschicht zu gewährleisten, wird ober- und unterhalb eine geotextile Trennlage (PEHD-Vlies, 400 g/m²) eingebaut. Entsprechend einer

Forderung der Aufsichtsbehörden wurde in der Kiesschicht ein flächenhaftes Gaserfassungssystem aus geschlitzten PEHD-Rohren vorgesehen.

Oberhalb der Entwässerungsschicht für kontaminierte Flüssigkeiten ist das Dichtungselement angeordnet. Es setzt sich aus einer 2-lagigen mineralischen Dichtung ($d = 50 \text{ cm}$, $K_f = 5 \times 10^{-10} \text{ m/s}$) und einer beidseits strukturierten Kunststoffdichtungsbahn (PEHD, $d = 2,5 \text{ mm}$) zusammen. Hierüber befindet sich eine geotextile Schutzlage mit einem Flächengewicht von ca. 800 g/m^2 , die in der Lage ist, in beschränktem Umfang Zugkräfte aufzunehmen.

Als Drainschicht für Niederschlagswasser wurde eine Kiesschicht der Kornabstufung 2/32 ($d = 30 \text{ cm}$, $K_f = 1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$) gewählt, um eine rasche Abführung des Niederschlagswassers zu gewährleisten. Eine grobere Kornabstufung wurde nicht vorgesehen, um möglichen Austrocknungserscheinungen in der Rekultivierungsschicht vorzubeugen (Kamineffekt).

Damit an den Innenkanten der Bermen ein möglicher Aufstau des Niederschlagswassers und damit Standsicherheitsprobleme vermieden werden, kommen hier zusätzlich Drainrohre DN 100 zur Ausführung. Um die langfristige Funktionstüchtigkeit der Entwässerungsschicht zu gewährleisten, wird als Trennlage zu dem darüber befindlichen bindigen Abdeckmaterial ein PE-Vlies (400 g/m^2) eingelegt.

Zur Reduzierung der technischen Aufwendungen für den Bau der Ringstraße (Erhöhung bis zu $4,20 \text{ m}$), die das Widerlager für das Dichtungssystem darstellt, und zur Minderung der teilweise erheblichen setzungserzeugenden Auflasten auf den Deponiefanken wurde die Rekultivierungsschicht mit $d = 0,7 \text{ m}$ gerade so dick gewählt, daß zusammen mit der darunter befindlichen Drainschicht die Frostfreiheit der mineralischen Dichtung gewährleistet ist.

4.5 Anbindung vorhandener Schächte

Ein großes Problem bei der Herstellung eines Dichtungssystems stellen vertikale Durchdringungselemente dar. Auf dem Abschnitt Hoersten befinden sich 27 Gasbrunnen und 2 Gasschieberschächte (Betonschächte), die aus Gründen der Kontrollier- und Reparierbarkeit auf ein Niveau oberhalb der Rekultivierungsschicht angehoben und an das Dichtungssystem angeschlossen werden müssen. Um den zukünftigen Setzungen bzw. Sackungen des Deponiekörpers Rechnung zu tragen, wurden diese Anschlüsse flexibel ausgeführt.

Zu diesem Zwecke wurde ein PE-Überrohr mit einem umlaufenden PE-Kragen über die jeweiligen Betonschächte gestülpt. Der Kragen ist entsprechend der Böschungsneigung an das Überrohr angeschweißt. Die Kunststoffdichtungsbahn wurde mittels Schweißung am Kragen befestigt.

Der ca. $4\text{-}5 \text{ cm}$ breite Hohlraum zwischen dem Betonschacht und dem Überrohr wurde bauseits mit Bentonitpaste verfüllt.

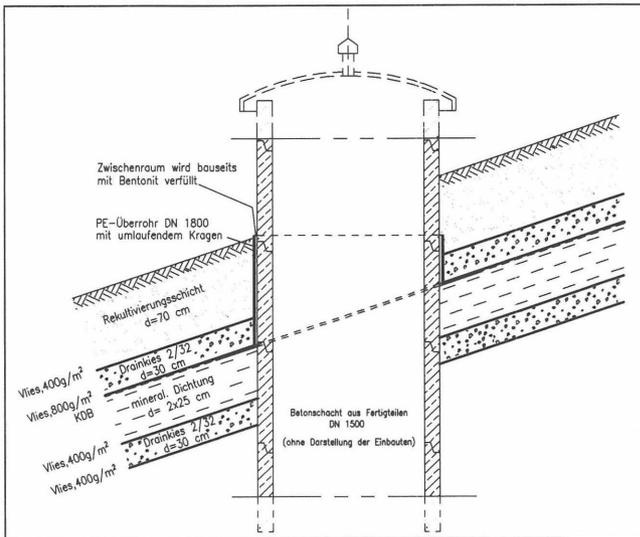


Bild 3: Schematische Darstellung der Schachtanbindung

4.6 Anbindung der Oberflächenabdichtung an das vorh. Dichtungssystem

Wie bereits weiter oben erwähnt, besteht das vorhandene Dichtungssystem an der Basis des Abschnittes Hoersten aus einer natürlichen Tonbarriere und einem Entwässerungssystem aus Flächenfilter und Rigolen.

Zur kontrollierten Ableitung kontaminierter Flüssigkeiten wurde die untere Drainschicht der Oberflächenabdichtung an die vorhandene Flächendrainage angeschlossen (sh. Bild 4). Die Funktionsfähigkeit des vorhandenen Flächenfilters (Kies/Sandgemisch) konnte anhand mehrjähriger Aufzeichnungen der Sickerwassermengen und durch mehrere Baggerschürfe am Böschungsfuß bestätigt werden.

Die zweilagige mineralische Dichtung und die Kunststoffdichtungsbahn wurden im Bereich des Böschungsfußes in den natürlich anstehenden Ton eingebunden (sh. Bild 4).

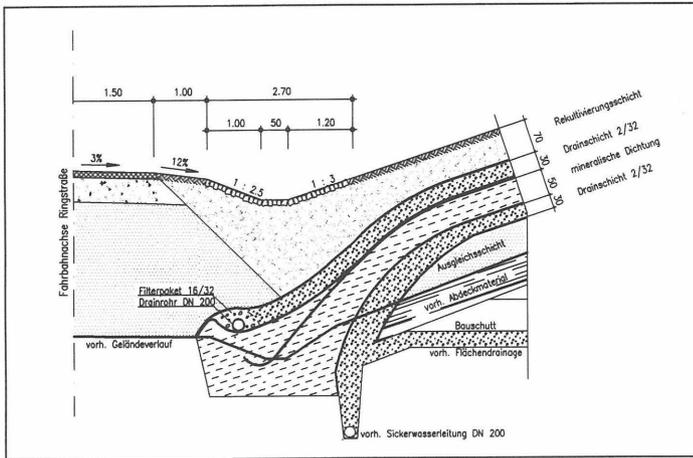


Bild 4: Schematische Darstellung des Dichtungsaufbaues am Böschungsfuß

5. Ausführung der Baumaßnahme

5.1 Probefelder

5.1.1 Mineralische Dichtung

Für die Ermittlung der Einbauparameter wurden insgesamt 3 Probefelder angelegt. Hierbei sind verschiedene Einbauarten und unterschiedliche Geräteeinsätze erprobt und gegenübergestellt worden.

Bei allen 3 Probefeldern wurde die Erkenntnis gewonnen, daß im unteren Bereich der 1. Lage der mineralischen Dichtung zum Nachweis der Durchlässigkeit eine Verdichtung von mindestens 95% der Proctordichte nicht bei allen Beprobungen erreicht werden konnte. Der Grund hierfür ist die Tatsache, daß im Gegensatz zur Basisabdichtung der Untergrund einer Oberflächenabdichtung kein festes und definierbares Widerlager darstellt.

In den Probefeldern wurden verschiedene Schichtstärken der mineralischen Dichtung untersucht, wobei auch die Widerlagerqualität durch zusätzlichen Kiesunterbau verändert wurde.

Das Tonmaterial wurde zunächst an der Gewinnungsstelle und später direkt auf der Baustelle kleinstückig aufbereitet. Dabei erfolgte die Einstellung des Einbauwassergehaltes entsprechend der nassen Seite der Proctorkurve.

Bei den Beprobungen der unteren Dichtungslage stellte sich heraus, daß bedingt durch die Nachgiebigkeit des Müllkörpers der untere Bereich des Dichtungsmaterials teilweise eine bröckelige Struktur mit kleinen Hohlräumen aufwies. Deshalb wurde unter Einbeziehung der örtlichen Gegebenheiten (Verlauf der planfestgestellten Grenze, notwendige Erhöhung der Ringstraße) und in Abstimmung mit den Aufsichtsbehörden festgelegt, die unteren 10 cm der 1. Lage bei der Beprobung nicht zu berücksichtigen. In den verbleibenden 40 cm war ein Verdichtungsgrad von $DPr \geq 95\%$ nachzuweisen, wobei in begründeten Ausnahmefällen Abweichungen bis auf $DPr \geq 92\%$ toleriert wurden.

Die Verdichtung erfolgte mit einer 16 t Stampffußwalze mit mindestens 4 Walzenübergängen.

5.1.2 Kunststoffdichtungsbahn und geotextile Schutzlage

Im Standsicherheitsnachweis ist festgelegt, welche Anforderungen die zum Einbau vorgesehenen Materialien zu erfüllen haben. Hierbei wurde eine maximale Böschungslänge von 45 m zugrunde gelegt. Die Materialkennwerte waren im Scherkastenversuch (30 x 30 cm) nachzuweisen.

Dabei zeigte sich, daß zur Aufnahme der hangabwärts gerichteten Kräfte auf den Böschungen eine "Bewehrungslage" vorgesehen werden mußte.

Hierbei handelt es sich um einen Verbundstoff aus einem PP-Vlies und einem PES-Raschel mit einem Gesamtflächengewicht von 800 g/m².

Von der ausschreibenden Stelle wurde vorgegeben, daß die obere Drainschicht und die Rekultivierungsschicht von oben einzubauen sind, damit die auflastbedingten Dehnungen planmäßig in den Verbundstoff eingetragen werden.

Im Probefeld waren die Einbauart und der Maschineneinsatz nachzuweisen. Untersucht wurden 2 Varianten, und zwar Einbringung und Verteilung der oberen Drainschicht mit einer Raupe sowie Einbau und Verteilung mittels Bagger.

Bei der Einbringung mittels Raupe zeigte sich unmittelbar vor Kopf des Kieseinbaus eine Wellenbildung der Kunststoffdichtungsbahn (mit dem aufliegenden Geotextil), die sich während des Einbaues fortlaufend nach unten verstärkte. Ein Überwerfen der Kunststoffdichtungsbahn auf sich selbst konnte nicht beobachtet werden.

Das aufliegende Geotextil verformte sich ebenfalls wellenförmig. Im mittleren und unteren Böschungsbereich traten während des Kiesvorschubes an der Kiesfront Faltenwürfe auf. Nahe der Böschungsschulter war das Geotextil stark gespannt, im hinteren Drittel der darüberliegenden Berme lag es nahezu ungespannt auf der Kunststoffdichtungsbahn auf.

An aufgetragenen Farbmarkierungen auf der mineralischen Dichtung, der Kunststoffdichtungsbahn und dem Geotextil vor Aufbringung der Kiesschicht wurden erhebliche Verschiebungen der einzelnen Materialien gegenüber ihrer jeweiligen Ursprungslage festgestellt.

Bei einem abschnittswisen Einbau des Drainkieses mit dem Bagger zeigte sich, daß durch eine zunächst punktuelle Ausbringung des Drainmaterials eine relativ gleichmäßige Verteilung der Wellenbildung erzielt werden kann. Im Gegensatz zum Einbauverfahren mit der Raupe treten nahezu keine Verschiebungen der Kunststoffdichtungsbahn gegenüber der Ursprungslage auf, da sich ein wellenfreies Aufliegen der KDB auf der mineralischen Dichtung schneller einstellt.

Unter der ungünstigen Annahme, daß die maximal gemessenen Verschiebungen vollständig als Dehnung interpretiert werden, ergab sich -bezogen auf die jeweilige Ausgangslänge- beim Raupen-einbau eine Längsdehnung von ca. 2%, während beim Einbau mit dem Bagger eine Längsdehnung von ca. 1,8% ermittelt wurde.

Eine exakte Ermittlung der vor Ort tatsächlich eingetretenen Dehnungen ist anhand der gemessenen Verschiebungen nicht möglich.

Zur Überprüfung der Schutzwirkung des Geotextiles wurden auf einer ca. 20 cm starken Drainschicht mit einer Raupe extreme Bewegungsvorgänge durchgeführt. So wurden z.B. zunehmende Materialförderung hangaufwärts bis zum Durchdrehen der Raupenkettens sowie abrupte Richtungs- und Geschwindigkeitsänderungen vorgenommen.

Die Freilegung der beanspruchten Fläche ergab starke punktuelle Eindrückungen in der Kunststoffdichtungsbahn. In den Bereichen mit normalen Einbaubedingungen zeigte sich eine ausreichende Schutzwirkung des Geotextils.

Aufgrund der im Probefeld erzielten Ergebnisse wurde festgelegt, das Drainmaterial mit einem Bagger im Vorkopfeinbau von oben nach unten abschnittsweise aufzubringen. Dabei waren abrupte Baggerbewegungen unbedingt zu vermeiden.

Um die Standsicherheit des Dichtungssystems während der Bauphase sicherzustellen, wurde die Dichtungsbahn auf der oberen Berme in einem Einbindegraben verankert. Bei den übrigen Bermen reicht deren Breite in Verbindung mit der durch die Auflast geweckten Reibung zur Verankerung aus.

5.2 Herstellung der Oberflächenabdichtung

Zunächst wurde die Vegetationsschicht abgetragen und die Böschungsprofilierungen vorgenommen.

Danach erfolgte der Einbau der Gasdrainagen. Parallel dazu konnte mit dem Aufbau des Böschungsfußes und später mit dem Einbau der unteren Drainschicht sowie der mineralischen Dichtungslagen begonnen werden.

Nach der Freigabe der einzelnen Lagen der mineralischen Dichtung und deren Oberfläche durch die Fremdüberwachung erfolgt der Einbau der Kunststoffdichtungsbahn, das Anbinden der Schächte, das Aufbringen der geotextilen Schutz- und Bewehrungslage sowie der oberen Drainschicht.

Vor dem profilgerechten Einbau der Vegetationsschicht und dem Anschluß der oberen Drainschicht an das Oberflächenentwässerungssystem mußte die Ringstraße angehoben werden.

Die teilweise erheblichen Differenzen zwischen den vorhandenen Neigungen der Deponieflanken (1:2 bis 1:2.5) und der aus Standsicherheitsgründen notwendigen flacheren Böschungsneigung (1:3) erforderte ein Anheben des vorhandenen Ringstraßenniveaus um Beträge zwischen 1.30m und 4.20m.

Im Anschluß an die Winterperiode 1992/93 zeigte sich auf ungenügend gegen Witterungseinflüsse gesicherten Teilflächen der bereits im Herbst 1992 fertiggestellten mineralischen Dichtung eine unzureichende Verdichtung. Die entsprechenden Bereiche mußten fachgerecht saniert werden.

6. Kosten

Der Abschnitt Hoersten wurde auf einer Fläche von 4 ha mit einem kombinierten Oberflächenabdichtungs-System versehen. Die gesamte Baumaßnahme ist noch nicht komplett abgerechnet. Entsprechend dem derzeitigen Kenntnisstand belaufen sich die zu erwartenden Gesamtkosten auf ca. 9,3 Mio DM. Auf das reine Abdichtungssystem entfallen ca. 8,0 Mio DM. Hieraus ergeben sich entsprechende spezifische Kosten von ca. 200 DM/m².

Die gesamte Baumaßnahme wurde in zwei Bauabschnitten -1992 und 1993- realisiert.

7. Schlußbetrachtung

Bei der Planung und der Bauausführung der Oberflächenabdichtung auf der ZD Heinde konnte gezeigt werden, daß die in der TA-Siedlungsabfall formulierten Anforderungen an ein technisch aufwendiges Dichtungssystem bis zu einer Böschungsneigung von 1:3 und einer Böschungslänge von 45 m erfüllt bzw. ausgeführt werden können.

Grundlage für die Planung ist eine detaillierte Standsicherheitsberechnung und -falls die vorhandenen Daten es zulassen- eine Abschätzung des zu erwartenden Setzungsverhaltens.

Der Dichtungsaufbau ist den örtlichen Gegebenheiten anzupassen und sollte mit den Aufsichts- und Genehmigungsbehörden frühzeitig abgestimmt werden.

Die Eignung aller für den Dichtungseinbau beabsichtigten Bauverfahren, der notwendige Geräteinsatz sowie die Tauglichkeit der verwendeten Materialien (Ton, Drankies, KDB, Geotextilien etc.) ist vor Ort anhand eines oder mehrerer Probefelder sowie durch Laboruntersuchungen und Prüfungszeugnisse nachzuweisen.

Bei der praktischen Ausführung des Dichtungssystems hat sich gezeigt, daß die oberhalb des Dichtungselementes befindliche Drainschicht aus Standsicherheitsgründen nicht mit einer Raupe, sondern besser mit einem Bagger abschnittsweise im Vorkopf-Einbau erfolgen sollte.

Um die geforderten Durchlässigkeiten der mineralischen Dichtung zu erreichen, kommt der Beschaffenheit des Dichtungsaufbauers eine entscheidende Bedeutung zu. Bei einem nachgiebigen Untergrund können entweder ein stärkerer Unterbau oder aber eine mehrlagige Verstärkung der mineralischen Dichtung erforderlich werden.

Literaturverzeichnis

TA-Abfall (1990)

Zweite allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall) in der Fassung vom 01.04.1991

TA-Siedlungsabfall (1993)

Dritte allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz in der Fassung vom 14.05.1993

Nds. Dichtungserlaß (1988)

Durchführung des Abfallgesetzes; Abdichtung von Deponien für Siedlungsabfälle
RdErl. d. MU v. 24.06.1988

Rettenberger, G. (1989)

Setzungsberechnungen für Hausmülldeponien im Zusammenhang mit der Planung von Deponieoberflächen-Abdichtungssystemen und Entgasungsanlagen

in: Fehla/Stief, Fortschritte der Deponietechnik '89, Erich Schmidt Verlag, Berlin

ISBN.: 3 503 02844 7

Drescher, J. (1992)

Ermittlung von Basisdaten für die Stabilitäts- und Verformungsnachweise von Deponien

in: Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,

Heft Nr. 37

Düllmann, H.; Seppelfricke, C. (1992)

Standesicherheit von Deponie-Abdichtungssystemen auf Böschungen

in: Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig,

Heft Nr. 37



Oberflächenabdichtung der Deponie Wilsum I

Clemens Nüske

1. Einleitung

Die Zentraldeponie Wilsum I liegt im Landkreis Grafschaft Bentheim im westlichen Niedersachsen, nahe der Grenze zu den Niederlanden. Es handelt sich um eine nicht basisgedichtete Deponie, die in einer stillgelegten Sandgrube angelegt wurde. Zwischen 1975 und 1986 wurden ca. 650.000 cbm Abfälle abgelagert. Dabei handelte es sich im wesentlichen um Siedlungsabfälle, siedlungsabfallähnlichen Gewerbemüll, Sperrmüll und Bauschutt. Nach Abschluß der Ablagerung wurde der Abfall mit Bodenaushub abgedeckt.

Um die Kontamination des Grundwassers durch Sickerwasser zu minimieren, sollte die Deponie nach ihrer Schließung Anfang 1987 umgehend mit einem Oberflächenabdichtungssystem versehen und rekultiviert werden. Die Antragsunterlagen wurden im November 1987 bei der zuständigen Planfeststellungsbehörde eingereicht, die Plangenehmigung im April 1991 erteilt.

2. Planungsgrundlagen

Grundlage der Planung waren vermessungstechnische Aufnahmen des Deponiekörpers sowie die Auswertung alter Planunterlagen. Die Basis der Grube liegt bei etwa 22 m ü NN, das Urgelände steigt von ca. 28 m ü NN im Südwesten auf rund 42 m ü NN im Nordosten an. Darüber erhob sich der Haldenanteil der Deponie auf bis zu etwa 47 m ü NN in der Firstlinie. Die Böschungsneigung im Fußbereich zum Urgelände betrug etwa 1 : 3, zur Kuppe hin nahm sie auf bis zu 1 : 20 ab. Ein Vergleich von Messungen aus den Jahren 1986 und 1991 ergab Setzungen von bis zu 1,27 m bzw. 7 cm/m Müllhöhe.

Anhand dieser Daten wurde eine Setzungsabschätzung durchgeführt, um die Maximalsetzungen sowie die verbleibenden Restsetzungen zu ermitteln. Das rechnerische Maß der Restsetzung betrug ca. 2 cm/m, woraus sich für die verschiedenen Ablagerungsmächtigkeiten absolute Restsetzungen zwischen 11 und 45 cm ergaben.

Aus den genannten Randbedingungen war abzuleiten, daß vor Herstellung des Oberflächenabdichtungssystems eine Umprofilierung des Deponiekörpers unumgänglich war, um langfristig eine sichere Ableitung des Niederschlagswassers zu gewährleisten.

3. Vorbereitende Arbeiten

3.1 Abflachung der Böschung zur Nachbargrube

Wie eingangs erwähnt, wurde die Deponie Wilsum I in einer ehemaligen Sandgrube angelegt. Parallel zur Verfüllung der Deponie war auf dem Nachbargrundstück im Nordwesten eine weitere Sandgrube mit einer Sohlage von ebenfalls 22 m ü NN ausgebeutet worden. Zwischen Sandgrube und Deponie verblieb ein Damm mit einer Kronenbreite von etwa 15 m (Anlage 1).

Die Überprüfung der etwa 1 : 1,1 geneigten Böschung zur Nachbargrube ergab, daß die Standsicherheit unter Berücksichtigung der durch die Planung vorgegebenen Randbedingungen nicht gewährleistet werden konnte. Insbesondere der Einsatz von schweren Verdichtungsgeräten im Übergangsbereich zwischen Deponie und Damm hätte rechnerisch ein Versagen des Damms zur Folge gehabt. Daher wurde die Böschung den Vorgaben des Standsicherheitsnachweises folgend mit einem sandigen Bodenmaterial angeschüttet und auf etwa 1 : 2,0 bis 1 : 2,2 abgeflacht. Um die Erosionsstabilität der Böschung zu gewährleisten, wurde eine 15 cm starke Schicht Grobkompost aufgetragen. Zusätzlich wurde die Böschung in das Rekultivierungskonzept einbezogen und mit standortgerechten, sowohl flach- als auch tiefwurzelnden Laubgehölzen bepflanzt.

3.2 Profilierung des Abfalls

Vor Aufbringen des Dichtungssystems mußte der Deponiekörper umprofiliert werden. Grund hierfür war in erster Linie, daß der Deponiekörper in weiten Teilen bis an die planfestgestellten Grenzen des Geländes heranreichte und für das Oberflächenabdichtungssystem sowie den umlaufenden Unterhaltungsweg Platz geschaffen werden mußte. Ferner war es, wie eingangs bereits erwähnt, erforderlich, den Kuppenbereich im Hinblick auf die Sicherstellung einer ordnungsgemäßen Entwässerung zu versteilen. Die dazu erforderliche Müllumlagerung mußte unter verschiedenen Aspekten optimiert werden:

- Einhaltung einer Mindestneigung der Oberfläche von 10 % nach Abklingen der Setzungen
- Begrenzung der Maximalneigung auf 1 : 3
- Schaffung von Flächen mit einheitlicher Neigung, um den Einbau mit lasergesteuerten Geräten zu ermöglichen
- Minimierung der Müllbewegungen im Hinblick auf Arbeitsschutzmaßnahmen, Setzungsdifferenzen, Herstellung eines geeigneten Dichtungsaufagers und Kosten.

Das Ergebnis der planerischen Optimierung ist im Lageplan (Anlage 2) und im Schnitt (Anlage 1) dargestellt.

Im unteren Böschungsbereich wurde die Neigung von 1 : 3 beibehalten. Die ehemals zu flache Deponiekuppe wurde versteilt, so daß sich von der Firstlinie bis zur Bruchkante der 1 : 3 geneigten Böschung unterschiedlich große Teilflächen mit einer Neigung von etwa 1 : 7 ergaben. Darin waren die sich aus der Setzungsberechnung ergebende erforderliche Kompensation der Setzungsunterschiede sowie ein Zuschlag zur Absicherung der schwer prognostizierbaren Auswirkungen der Müllumlagerung berücksichtigt. Der umgelagerte Abfall wurde in Lagen von ca. 30 - 50 cm eingebaut, mit einer Stampffußwalze verdichtet und abschließend mit einem Kompaktor nachverdichtet.

4. Herstellung der Oberflächenabdichtung

4.1 Aufbau des Systems

Das System hat folgenden Aufbau (von oben nach unten, s. Anlage 3):

- Kulturfähiger Boden (Kompost), d = 30 cm
- Mischboden, d = 70 - 90 cm
- Filtervlies, 400 g/m²
- Dränschicht, d = 30 cm
- Trennvlies, 400 g/m²
- Gas- und Sickerwasserdränschicht, d = 30 cm
- Trag- und Ausgleichsschicht, d 40 cm

Das System hat somit eine Gesamtdicke von mindestens 2,75 m und weist bis auf die Kunststoffdichtungsbahn bereits die Merkmale auf, die nach der im Mai 1993 inkraftgetretenen TA Siedlungsabfall typisch für das Oberflächenabdichtungssystem einer Siedlungsabfalldeponie der Deponieklasse II sind.

Da die Herstellung eines solchen Dichtungssystems erhebliche Kosten verursacht, war die Planung darauf ausgerichtet, in möglichst großem Umfang Materialien einzusetzen, die im Eigentum des Auftraggebers standen, bzw. ihm zu günstigen Konditionen verfügbar waren:

- Sand für die Trag- und Ausgleichsschicht
- aufbereiteter Bauschutt für die Gas- und Sickerwasserdränschicht
- Ton für die mineralische Dichtung
- aufbereiteter Bauschutt für die Dränschicht
- Boden und Kompost für die Rekultivierungsschicht

Bei dem Sand für die Trag- und Ausgleichsschicht handelte es sich um Material aus einer



ehemaligen Grube, in der der Landkreis Grafschaft Bentheim seine neue Deponie (Wilsum II) betreibt. Auch der Boden für die Rekultivierungsschicht stammte von dort und war als Abraumaterial beim Sandabbau angefallen.

Der Bauschutt wurde in einer bei der neuen Deponie betriebenen Anlage aufbereitet. Der Kompost bestand aus weitgehend durchgerottetem Material der Grünabfallkompostierung auf dem Nachbargrundstück der Deponie Wilsum I. Da das Material nicht abgesiebt war, hatte es eine sehr grobe Struktur.

Neben dem Oberflächenabdichtungssystem wurden im Rahmen der Rekultivierung auch Systeme zur Fassung von Deponiegas, Sickerwasser und Oberflächenwasser hergestellt, auf die jedoch mit Bezug auf das Rahmenthema der Veranstaltung hier nicht näher eingegangen wird.

4.2 Anlegen der Probefelder

Im Zuge der Herstellung des Dichtungssystems waren umfangreiche Voruntersuchungen der einzusetzenden Materialien sowie hinsichtlich der Einbauverfahren erforderlich. Die Fremdüberwachung für den Einbau der mineralischen Dichtung und der Trag- und Ausgleichsschicht lag in Händen des IGB der TU Braunschweig.

Es wurden insgesamt 9 Probefelder angelegt, die sowohl die unterschiedlichen Böschungsneigungen als auch Müllauf- und -abtragsflächen erfaßten. Nachdem Probefelder mit Tragschichtstärken von zunächst 40 und dann 50 cm auch bei bis zu acht Übergängen mit einer Stampffußwalze keine ausreichenden Verdichtungsergebnisse (D_{pr} 95 %) für die mineralische Dichtung brachten, wurde schließlich die planmäßige Dicke der Tragschicht auf 60 cm erhöht.

4.3 Abdichtung des Böschungsfußes

Parallel zum Böschungsfuß wurde ein Unterhaltungsweg angeordnet. Da die Müllablagerung teilweise bis dicht an die planfestgestellten Grenzen der Deponie heranreichte und in diesen Bereichen größtenteils Bauschutt abgelagert worden war, überbaut der Unterhaltungsweg in einzelnen Abschnitten den Abfall.

Deshalb wurde dort auch unterhalb des Unterhaltungsweges eine 75 cm dicke Tonschürze eingebaut (Anlage 4). Da die Gas- und Sickerwasserdränschicht sich im Bereich der Sickerwasserringleitung auf der Tonschürze "abstützt", mußte die Tonschürze vor Herstellung der mineralischen Dichtung auf der Deponieböschung fertiggestellt werden.

4.4 Tragschicht

Der Einbau der Tragschicht erfolgte mit lasergesteuerten Geräten. Zur Kontrolle wurden die Flächeneckpunkte mit einem Tachymeter aufgenommen. Innerhalb der Teilflächen wurde die

Schichtdicke zusätzlich durch Nachgraben überprüft. Dabei zeigte sich, daß z. T. erhebliche Mehrstärken (bis zu 90 cm) erreicht wurden.

Die Tragschicht war auf eine Proctordichte von $D_{pr} = 97 \%$ zu verdichten. Bei der Herstellung der Probefelder hatte sich gezeigt, daß durch Herstellung der Gas- und Sickerwasserdränschicht und der mineralischen Dichtung eine weitere Verdichtung der Tragschicht erreicht wird, so daß geringfügige Abweichungen ($D_{pr} < 97 \%$) im oberen Bereich der Tragschicht durch die Verdichtungsarbeit in den nächsten Schichten aufgefangen werden konnten.

In mehreren Bereichen wurden jedoch umfangreiche, z. T. mehrfache Nachverdichtungsarbeiten erforderlich. In Anbetracht der nachgewiesenen Schichtdicken dürfte dies zum Teil auf die vorherige Umprofilierung der Deponie zurückzuführen gewesen sein. Signifikante Unterschiede zwischen Auf- und Abtragsflächen waren jedoch nicht erkennbar.

4.5 Gas- und Sickerwasserdränschicht

An die Dränschicht wurden folgende Anforderungen gestellt:

- sichere Abführung von Sickerwasser in den Böschungsbereichen, im wesentlichen in der Neigung 1 : 3, da dort die wesentlichen Austrittsflächen lagen
- Abbau von Gasdruck und sichere Ableitung des Gases zu den Gaskollektoren

Die Dränschicht wurde nach Abnahme der Tragschicht in einer Dicke von 30 cm im Vorkopfbetrieb aufgebracht. Als Material standen Kies (Körnung 2/32) und recycelter Bauschutt zur Verfügung.

Ursprünglich war an den Bauschutt nur die Anforderung gestellt, daß die Körnung 0/32 und der Kalkgehalt 15 % betragen sollte. Beim Aufbereiten des Materials traten jedoch Probleme auf, da der angelieferte Bauschutt z. T. mit Boden vermischt war und die aufbereitete Körnung 0/32 erhebliche Feinkornanteile aufwies ("unreiner" Bauschutt, Material 3). Aufgrund von Bedenken seitens der technischen Fachbehörde hinsichtlich der ausreichenden Durchlässigkeit dieses Materials ($k = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s), wurde das Aufbereitungsverfahren umgestellt, so daß nur noch reiner Bauschutt gebrochen wurde. Da auch dieses Material (Material 2) eine relativ geringe Durchlässigkeit aufwies ($k = 2 \cdot 10^{-5}$ m/s) wurde es auf 5/32 mm abgesiebt (Material 1). Aufgrund von Problemen beim Absieben (Verstopfen der Siebe bei zu kleiner Maschenweite) wies auch das 5/32er Material noch einen Unterkornanteil von ca. 25 % auf. Der Durchlässigkeitsbeiwert konnte jedoch auf $k = 6,5 \cdot 10^{-5}$ m/s verbessert werden.

Um diese Anforderungen an die Gas- und Sickerwasserdränschicht erfüllen zu können, wurde das vorhandene Material wie im Einbauplan (Anlage 5) dargestellt eingebaut.

- Bereich 1 Dränleitung: Kies 2/32
 Ummantelung 30 cm 16/32
- Bereich 2 Neigung 1 : 3: Material 1
- Bereich 3 Neigung 1 : 7: Material 2
- Bereich 4 Kuppe: Material 3

In den Bereichen 3 und 4 wurden zusätzlich mit dem Material 1 ($k_{\text{gas}} = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s) verbesserte Wegigkeiten zu den horizontalen Gaskollektoren für das Deponiegas geschaffen.

Die Dicke der Dränschicht wurde während des Einbaues per Laserempfangsgerät kontrolliert. Zur Abnahme wurde die Fläche mittels eines Tachymeters aufgenommen und damit die Grundlage für die Dickenkontrolle der mineralischen Dichtungslagen dokumentiert.

4.6 Mineralische Dichtung

An die mineralische Dichtung wurden folgende Anforderungen gestellt:

- Dichtungsmaterial Ton
- Herstellung in 3 Lagen zu je ca. 25 cm Dicke
- Verdichtungsgrad D_{pr} 95 %
- Einbauwassergehalt w_{pr} $w_{0,95 \text{ Pr}}$
- Durchlässigkeitsbeiwert k $1,0 \cdot 10^{-9}$ m/s

Das Dichtungsmaterial wurde i.d.R. am Tage des Einbaus aus der etwa 12 km entfernten Tongrube antransportiert. Die Eigenschaften des Materials wiesen es als homogenen, ausgeprägt plastischen Ton aus. Der natürliche Wassergehalt entsprach bereits annähernd dem Einbauwassergehalt nach der Proctorkurve ($w_{\text{pr}} = 0,33$).

Aufgrund der extremen Witterung während des Frühjahrs 1992 trocknete der Ton bereits in der Abbaustelle stark aus, so daß die Abbauwand ständig bewässert werden mußte. Als zudem in größerer Entnahmetiefe das anstehende Material einen zu geringen Wassergehalt aufwies, wurde die Tonentnahme auf die oberen Grubenbereiche beschränkt. Auch bei der Herstellung der Abdichtungsschichten bereitete die Trockenheit erhebliche Probleme. Nachdem in der zweiten Maihälfte 1992 auf einzelnen Teilflächen die Folienabdeckung verwehte, war die Sanierung dieser überwiegend schon fertiggestellten Bereiche erforderlich. Während der Sanierung und über einen Zeitraum von mehreren Wochen danach wurde von der Einbauanforderung, auf dem nassen Ast der Proctorkurve einzubauen, abgewichen. Gemäß RdErl. d. Nds. MU ist der Einbau auch auf dem trockenen Ast der Proctorkurve zulässig, wenn durch einen erhöhten Verdichtungsgrad der Luftporenanteil n_a 5 % eingehalten wird. Dieses war bei Wassergehalten w 0,3 und einem Verdichtungsgrad D_{pr} 102 % gegeben.

4.7 Dränschicht

Für die Herstellung der Dränschicht war ursprünglich ebenfalls der Einsatz von recyceltem Bauschutt vorgesehen. Durch die für die Gas- und Sickerwasserdränschicht erforderliche Aufbereitung war jedoch ein Großteil des ursprünglich zur Verfügung stehenden Materials als unbrauchbarer Feinkornanteil abgesiebt worden. Daher konnte nur ein kleiner Bereich der Dränschicht aus recyceltem Bauschutt hergestellt werden.

Nachdem auch der Versuch gescheitert war, einen dem Auftraggeber zur Verfügung stehenden Lehmkies per Naßsiegung aufzubereiten, wurde schließlich der alternativ ausgeschriebene Dränkies der Körnung 5/32 mm eingebaut. Als Anforderungskriterium neben der Körnung war lediglich ein Kalkgehalt von < 10 Gew.% einzuhalten.

4.8 Rekultivierungsschicht

Mitte August 1992 wurde mit dem Einbau des Mischbodens für die Rekultivierungsschicht begonnen. Dem Einbaubeginn war eine Periode mit länger anhaltenden Niederschlägen vorausgegangen, nachdem die Witterung bis in das erste Augustdrittel hinein überdurchschnittlich trocken gewesen war.

Zwei Tage nach Beginn des Mischbodeneinbaus kam es noch vor Erreichen der vollen Schichtstärke in einem etwa 10 m breiten Bereich der 1 : 3 geneigten Böschung zu einem Böschungsbruch in Form eines böschungsparellen Gleitens (Böschungsrutschung), der sich bis in die 1 : 7 geneigte Böschung hinein auswirkte (Anlage 6). Als kritische Fuge erwies sich hier die Trennfuge zwischen der mineralischen Dichtung und dem darüberliegenden Trennvlies.

Die darauf eingeleitete gutachtliche Untersuchung ergab, daß die Oberfläche des Tons infolge der Niederschläge bis zu 3 cm tief aufgeweicht war und eine breiige Zustandsform aufwies. Für die über die Auflast aus der bereits aufgebrauchten Dränschicht hinausgehende Belastung durch den nachfolgenden, plötzlichen Auftrag von Mischboden war die aufgeweichte Zone, insbesondere in der 1 : 3-Böschung, nicht konsolidiert. Der Böschungsbruch in der 1 : 3-Böschung hatte eine Destabilisierung eines Teilbereiches der 1 : 7-Böschung zur Folge, so daß es hier zu einer Abrutschung in der Gleitfuge Vlies-Ton kam.

Die Standsicherheit der 1 : 7 geneigten Böschung konnte für den Endzustand nachgewiesen werden. Für die 1 : 3 geneigte Böschung gelang dies erst durch Ausbildung eines Stützkörpers am Böschungsfuß. In diesem Zusammenhang zeigte sich, daß der ursprünglichen Ausführung zugrundeliegende Standsicherheitsnachweis eines Grundbaugutachters unzureichend war.

Für den Bauzustand mit aufgeweichter und durch den Mischbodenauftrag rekonsolidierter Tonoberfläche war die Standsicherheit nur für Teilauflasten gegeben. Der Mischbodenauftrag durfte daher nur in zwei Schritten erfolgen. Dabei galt, daß der restliche Auftrag der Rekultivierungsschicht erst nach Konsolidierung des Tons für die Teilauflast aus dem 1. Schritt

erfolgen durfte. Dieses Zwischenergebnis wurde Anfang November 1992 vorgelegt, so daß noch rechtzeitig vor Einbruch des Winters eine Frostsicherung der mineralischen Dichtung durch Auftrag von Mischboden erfolgen konnte. In den 1 : 7 geneigten Flächen betrug die zulässige Schichtstärke 55 cm, in der 1 : 3 geneigten Fläche 30 cm. Im Winter 1992/1993 erwies sich auch das Paket aus 30 cm Dränkes und 30 cm Mischboden als ausreichend, um die mineralische Dichtung vor Frosteinwirkung zu schützen.

Als problematisch erwies sich in der Konsolidierungsphase die Erosionsstabilität des Mischbodens, der kornanalytisch als fein- bis mittelkiesiger Sand einzustufen war. Bis zum Beginn der restlichen Erdarbeiten mußte die Mischbodenschicht nach ergiebigen Niederschlägen mehrfach saniert werden.

Im April 1993 war die Rekonsolidierung der aufgeweichten oberen Zone der mineralischen Dichtung soweit abgeschlossen, daß der restliche Mischboden sowie der Kompost in den 1 : 7 geneigten Böschungsbereichen in voller Schichtstärke bei ausreichender Anfangsstandsicherheit aufgebracht werden konnte. Der Grobkompost erwies sich in der regenreichen zweiten Jahreshälfte 1993 als überaus erosionsstabile Deckschicht.

Das Schlußgutachten zur Standsicherheit der 1 : 3 geneigten Böschung lag Anfang August 1993 vor, nachdem ein umfangreiches Programm bodenmechanischer Laborversuche Sicherheit über die in Ansatz zu bringenden Rechenwerte geschaffen hatte. Erst nachdem dieses Gutachten die Ende 1992 anhand von abgeschätzten Bodenparametern ermittelten, vorläufigen Abmessungen des Stützkörpers bestätigt hatten, konnten die restlichen Erdarbeiten abgeschlossen werden.

Durch eine anschließende Ansaat von Gräsern und Kräutern und durch die im diesjährigen Frühjahr durchzuführende Strauch- und Gehölzpflanzung wird neben der landschaftsgerechten Eingliederung der rekultivierten Deponie ein weiterer Erosionsschutz bewirkt.

5. Gasmigrationen während der Bauphase

Im Mai 1993, als aufgrund der noch nicht abgeschlossenen Standsicherheitsuntersuchungen im Zusammenhang mit der Böschungsrutschung die Bauarbeiten ruhten, wurde im als Büro der örtlichen Bauüberwachung genutzten ehemaligen Betriebsgebäude Deponiegas festgestellt.

Ursache war, daß über die Oberfläche des seit Mitte Oktober 1992 abgedichteten Deponiekörpers kein Gas mehr entweichen konnte. Zwar waren nach Abschluß der Dichtungsarbeiten an vier Gasbrunnen Manometer installiert worden, um die Entstehung eines Überdrucks registrieren zu können; da die Deponie in einer Sandgrube liegt, hatte sich das Gas jedoch offenkundig, dem Weg des geringsten Widerstandes folgend, über die Grubenböschungen einen Weg nach außen gebahnt. Über nicht exakt nachvollziehbare Wege war es bis in das Betriebsgebäude gelangt.

Das geplante Gasfassungs- und verwertungssystem konnte bis zu dem genannten Zeitpunkt nicht fertiggestellt werden, da die Lage einzelner Bauwerke von Vorgaben des bis dahin noch nicht

abgeschlossenen Standsicherheitsgutachtens abhängig waren. Um weitere Gasmigrationen mit Sicherheit ausschließen zu können, wurde unter Hinzuziehung des TÜV zur umgehenden Gefahrenabwehr entschieden, die bereits vollständig vorhandenen Gasbrunnen an eine provisorische Verdichter-/Deponiegasfackelanlage anzuschließen und das gefaßte Gas zu verbrennen.

Innerhalb von drei Wochen konnte das Provisorium (Leitungen, Unterstationen, Verdichter und Fackel) installiert und in Betrieb genommen werden, so daß weitere Gasmigrationen unterbunden werden konnten.

6. Zeiten und Kosten

Mit den Bauarbeiten wurde am 12.09.1991 begonnen. Entgegen der ursprünglichen Zeitplanung konnte die Baumaßnahme nicht Mitte Juni 1992, sondern erst im Dezember 1993 weitgehend beendet werden. Als wesentlicher Faktor hierfür ist die Böschungsrutschung zu nennen, die eine Verzögerung um ein ganzes Jahr zur Folge hatte. Weitere Verzögerungen resultierten aus den Problemen, die geforderten Einbaukennwerte für die Tragschicht sowie für die mineralische Dichtung zu erreichen.

Bei einer Größe der abgedichteten Oberfläche der Deponie von rd. 38.000 m², belaufen sich die gesamten Herstellungskosten der Baumaßnahme auf rd. 9,4 Mio. DM brutto, davon rd. 1,3 Mio. DM für Folgekosten des Böschungsbruchs (Kosten für die geänderte Ausführung und echte Mehrkosten für z.B. Sanierung, Baustellenstillstand und provisorische Maßnahmen). Das entspricht spezifischen Kosten von ca. 237,- DM/m² gedichtete Fläche. Hinzu kommen noch Kosten für Planung, Fremdüberwachung und Gutachten in Höhe von ca. 0,9 Mio. DM. Die vom Auftraggeber beigestellten Materialien hatten einen Wert von gut 1,0 Mio. DM.

Die Kosten lassen sich entsprechend den wesentlichen Gewerken wie folgt aufschlüsseln:

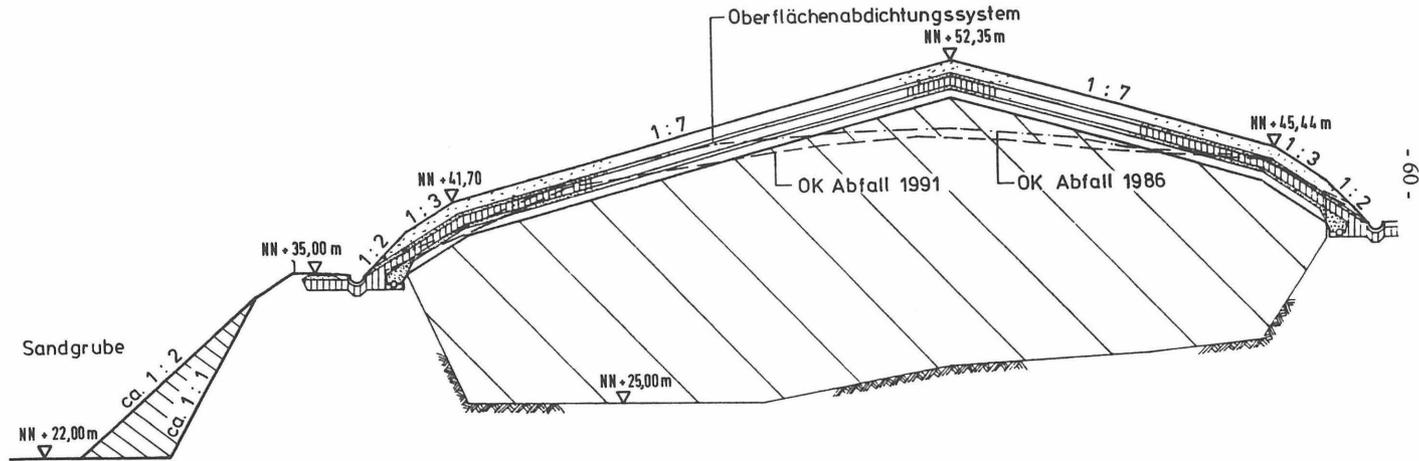
Müllumlagerung	0,30 Mio. DM
Oberflächenabdichtungssystem	5,10 Mio. DM
Gasfassung und -vernichtung	1,20 Mio. DM
Oberflächen- und Sickerwassersystem	0,45 Mio. DM
Pflanzarbeiten und Ansaat	0,15 Mio. DM
Baustelleneinrichtung,	
Baufeldräumung, Wegebau etc.	0,90 Mio. DM
Stützkörper · geänderte Ausführung	0,90 Mio. DM
· (echte Mehrkosten	0,40 Mio. DM)

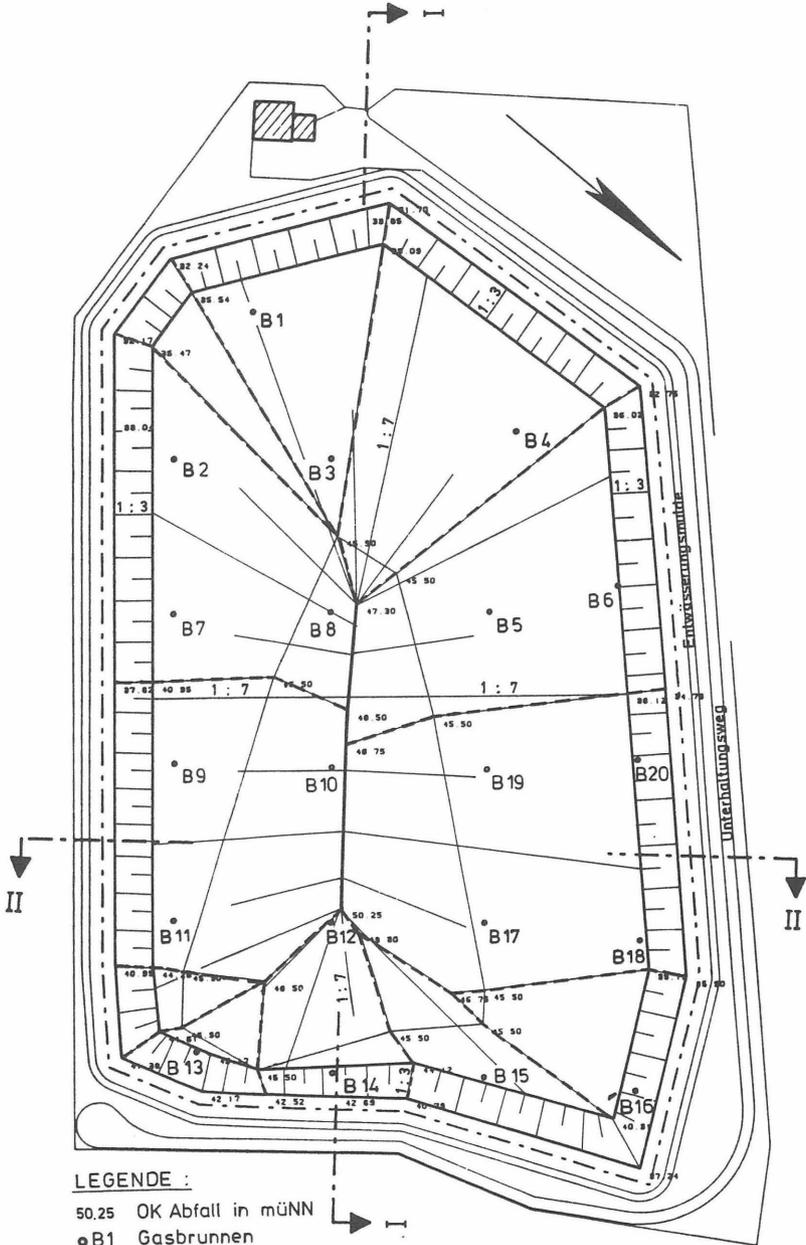
Summe 9,0 (9,4) Mio. DM

Schnitt II - II

Nordwest

Südost

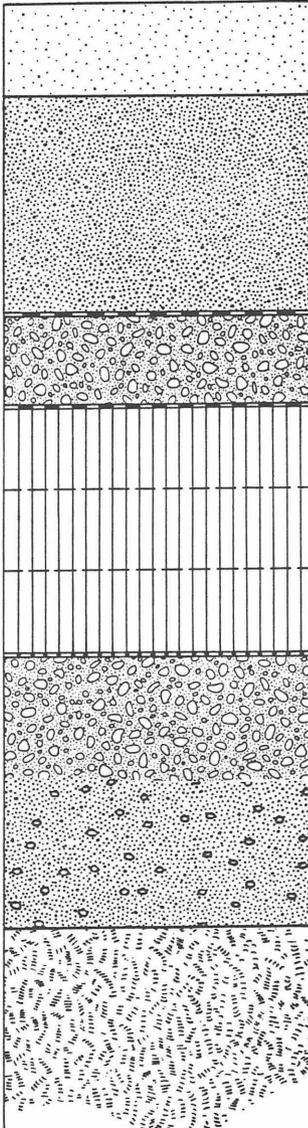




LEGENDE :
50.25 OK Abfall in MüNN
● B1 Gasbrunnen



Oberflächenabdichtungssystem



kulturfähiger Boden (Kompost), $d = 0,30$ m

Mischboden, $d = 0,70$ m

Filtervlies 400 g/m^2

Dränschicht, $d = 0,30$ m

Trennvlies 400 g/m^2

Mineralische Dichtung, $d = 0,75$ m
in drei Lagen eingebaut

Trennvlies 400 g/m^2

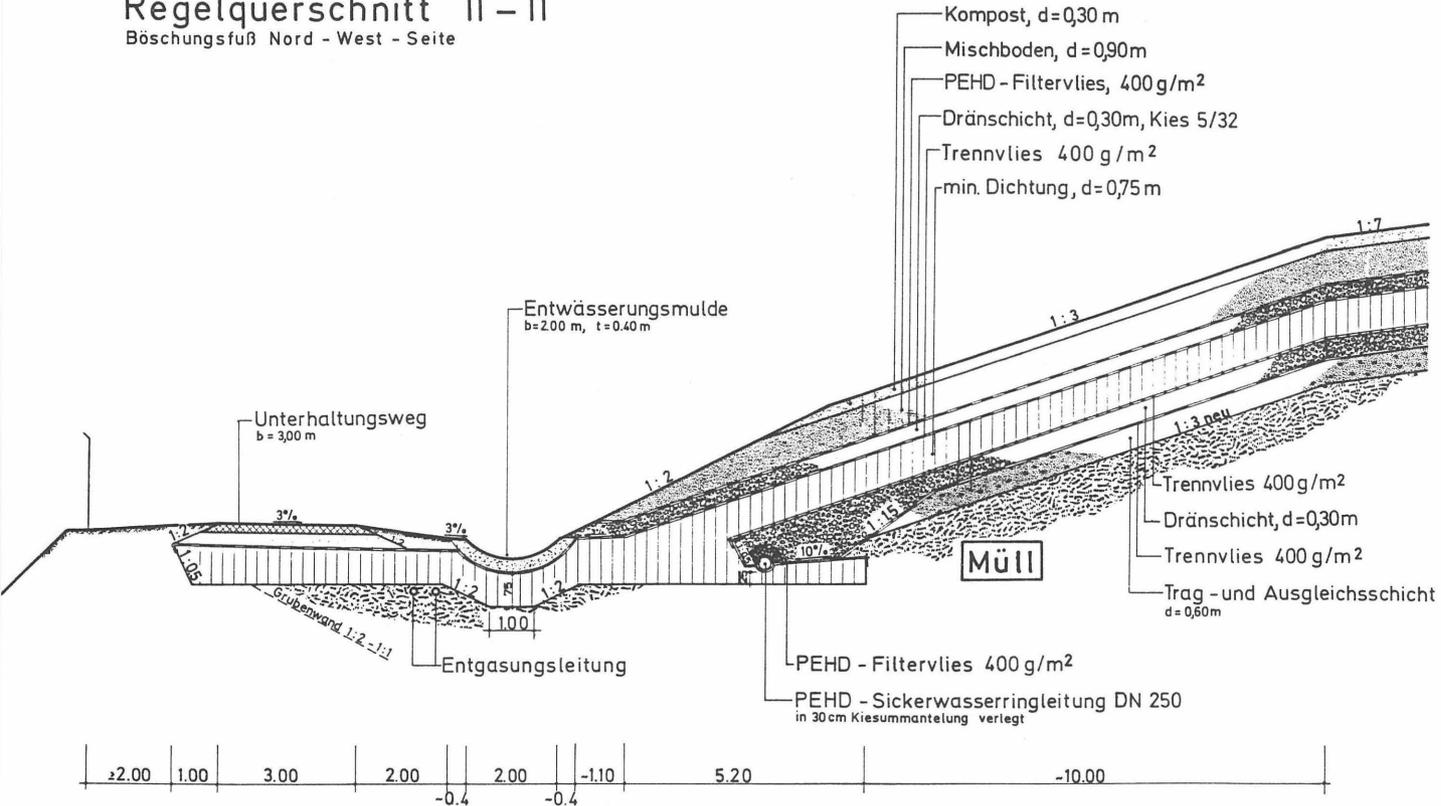
Gas- und SiWa-Dränschicht
 $d = 0,30$ m

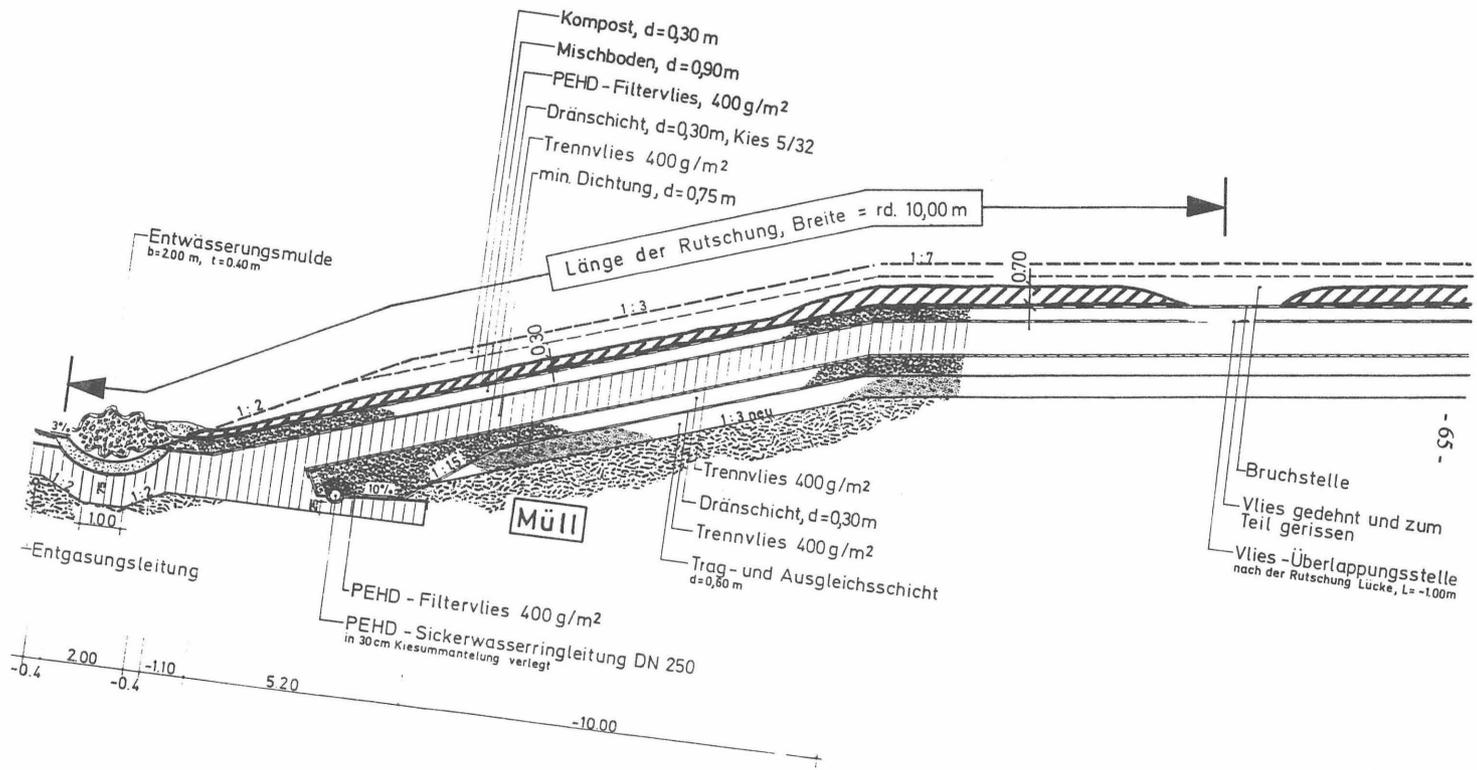
Trag- und Ausgleichsschicht
 $d \geq 0,40$ m

Müll

Regelquerschnitt II - II

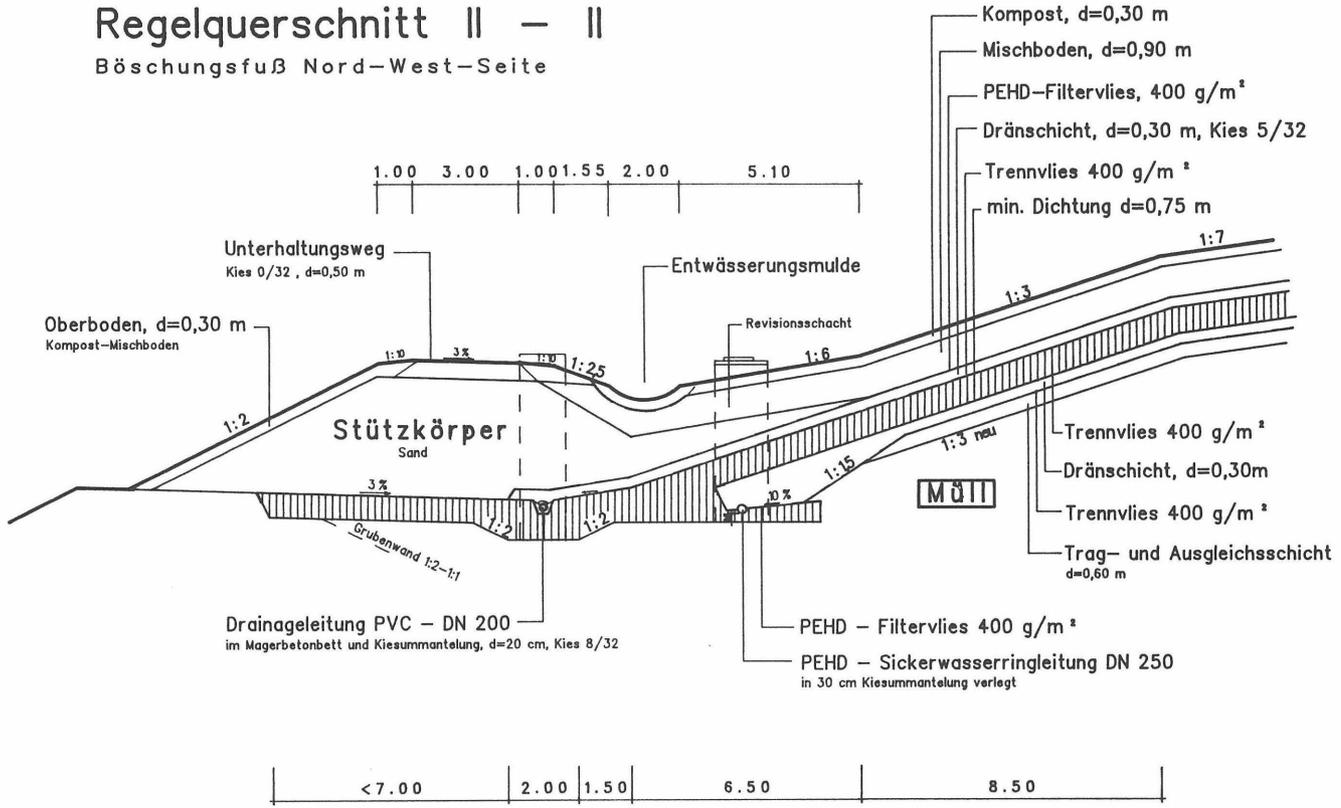
Böschungsfuß Nord - West - Seite





Regelquerschnitt II - II

Böschungsfuß Nord-West-Seite



Kunststoffdichtungsbahnen in Oberflächenabdichtungen - Konstruktive Einzelheiten, Hinweise zur Bauausführung

F.W. Knipschild

1. Einleitung

Nach der TA Abfall und der TA Siedlungsabfall sind bei der Oberflächenabdichtung von Deponien und bei der Sicherung von Altlasten Kombinationsdichtungssysteme einzusetzen. Bei diesen Dichtungssystemen werden polymere und mineralische Dichtungsstoffe kombiniert. Die Verbundwirkung zwischen den beiden unterschiedlichen Dichtungselementen führt zu einer Dichtigkeit, die nach dem Stand von Wissenschaft und Technik den Anforderungen an einen langfristig sicheren Grundwasser- und Bodenschutz genügt. Voraussetzung ist dabei, daß die Kombinationsdichtung in allen Einzelheiten werkstoffgerecht konstruiert und sicher hergestellt werden kann.

2. Kunststoffdichtungsbahnen

Kunststoffdichtungsbahnen gehören heute bereits zu den konventionellen Bauelementen. Sie werden seit den 40iger Jahren im Bauwesen eingesetzt. Den ersten Anwendungen als Bauwerksabdichtung folgten Dichtungsmaßnahmen im Erd- und Wasserbau. In den 60iger Jahren wurden erstmals Grundwasserschutzmaßnahmen z.B. bei Tanktassenauskleidungen mit Dichtungsbahnen ausgeführt. Anfang der 70iger Jahre kamen die großflächigen Deponiebasisabdichtungen und in den 80iger Jahren die Oberflächenabdichtungen und der Einsatz bei der Sicherung von Altlasten hinzu.

Für das spezielle Anforderungsprofil bei Grundwasserschutzmaßnahmen eignen sich vorzugsweise Kunststoffdichtungsbahnen auf der Basis von Polyethylen hoher bis mittlerer Dichte. Diese Kunststoffdichtungsbahnen weisen nach dem heutigen Stand der Kenntnisse und Erfahrungen, daß erforderliche Breite Eigenschaftsspektrum im Hinblick auf die physikalischen und chemischen Eigenschaften auf. Die Werkstoffentwicklung hat zu Werkstoffen geringerer Kristallinität mit erhöhter Spannungsrißbeständigkeit sowie verbesserten Langzeit- und Relaxationseigenschaften geführt.

Beim Einbau von Kunststoffdichtungsbahnen auf geeigneten Flächen ist insbesondere das geomechanische Verhalten von Bedeutung. Es beschreibt den Verbund (Kraftübertragung) zwischen den Kunststoffdichtungsbahnen und den anliegenden Geotextilien und Bodenschichten. Verformungsverhalten und mechanische Beanspruchungen der Dichtungsbahnen werden durch diesen Verbund maßgeblich beeinflusst. Auflasten und Eigengewicht auf geeigneten Flächen dürfen nicht zu einer konstanten und unzulässigen Zugbeanspruchung der Dichtungsbahnen führen. Alle Kräfte, die in die Dichtungsbahnen eingeleitet werden, müssen an den Untergrund abgegeben werden. Dabei ist die Standsicherheit zu gewährleisten. Durch gezielte Oberflächengestaltung lassen sich Dichtungsbahnen aus PE-HD unterschiedlichen geomechanischen Anforderungen anpassen. Bei der Oberflächengestaltung der Dichtungsbahnen ist allerdings zu berücksichtigen, daß sich die Langzeiteigenschaften insbesondere das Verhalten bei kombinierter chemisch-mechanischer Beanspruchung nicht nachteilig verändern.

3. Schweißen der Kunststoffdichtungsbahnen

Kunststoffdichtungsbahnen aus Polyethylen hoher Dichte werden ausschließlich durch Schweißen miteinander verbunden. Als baustellengerechte Schweißverfahren werden heute das maschinelle Warmgasüberlapp- und Heizkeilschweißen sowie das Warmgasextrusionsschweißen von Hand eingesetzt. In der DVS-Richtlinie 2225 "Schweißen von Dichtungsbahnen aus polymeren Werkstoffen im Erd- und Wasserbau" sind Schweißverfahren, Schweißnahtgeometrien und die Baustellenprüfungen beschrieben. Zur Zeit wird an dem Teil 4 dieser Richtlinie gearbeitet, der sich ausschließlich mit dem Schweißen von Dichtungsbahnen aus Polyethylen hoher Dichte bei der Abdichtung von Deponien und bei der Sicherung von Altlasten befaßt. Nach diesem Teil der Richtlinie werden nur noch zwei Schweißnahtgeometrien ausgeführt:

- Überlappnaht mit Prüfkanal, hergestellt durch das maschinelle Warmgasüberlapp- oder Heizkeilschweißen
- Auftragnaht, hergestellt durch das Warmgasextrusionsschweißen von Hand

4. Bauausführung

Die fachgerechte Herstellung von Kombinationsdichtungen erfordert schon im Bereich der Basisabdichtungen besondere Sorgfalt im Bereich der Schnittstellen zwischen den einzelnen Systemkomponenten und bei den konstruktiven Einzelheiten. Dies gilt im noch stärkeren Maße für Oberflächenabdichtungen von Deponien, wo das Dichtungssystem den z.T. schwierigen geometrischen Verhältnissen der Deponie angepaßt werden muß und wo in vielen Fällen relativ steile und lange Böschungen vorhanden sind. Die kritischen Schnittstellen liegen dann besonders zwischen der mineralischen Dichtung und der Kunststoffdichtungsbahnen sowie

zwischen den Kunststoffdichtungsbahnen und den Schutzlagen bzw. den darüber liegenden Schichten.

Hier müssen unter zum Teil schwierigen geometrischen Verhältnissen jeweils sehr witterungsabhängige Gewerke, die auch noch unterschiedliche Fachkenntnisse bei den Ausführenden voraussetzen, koordiniert werden. Die Praxis hat jedoch gezeigt, daß auch unter diesen schwierigen Vorgaben Kombinationsdichtungen nach dem Stand der Technik erstellt werden können.

Das setzt voraus, daß bei der Planung und Vorbereitung alle erdbau- und kunststofftechnischen Belange berücksichtigt werden. Je einfacher das System einschließlich aller konstruktiven Einzelheiten gestaltet ist, um so sicherer ist die Bauausführung und um so wirk-samer ist das fertiggestellte Dichtungssystem.

In der Praxis hat sich auch gezeigt, daß bei Oberflächenabdichtungen im Vergleich zu den Basisabdichtungen generell von bedeutend geringeren Einbauleistungen ausgegangen werden muß. Das liegt in erster Linie an den Schwierigkeiten bei der Herstellung der mineralischen Dichtung im Hinblick auf die Verdichtung und die Oberflächenprofilierung. Es ist daher bei der Planung der Verlegung der Dichtungsbahnen grundsätzlich davon auszugehen, daß meist nur in relativ kleinen Flächen gearbeitet werden kann und daß in vielen Bereichen der Einsatz von Schweißmaschinen nicht möglich oder nicht sinnvoll ist und daher Schweißungen von Hand im größeren Umfang erforderlich werden.

5. Konstruktive Einzelheiten

Bei der Planung einer Kombinationsdichtung und beim Entwurf aller konstruktiven Einzelheiten sind projektbezogen jeweils folgende Gesichtspunkte zu berücksichtigen:

- die vorgesehene Funktion
- die werkstoffgerechte Konstruktion
- die bautechnische Ausführbarkeit

Im folgenden werden dazu werkstoffgerechte Konstruktionen beispielhaft gezeigt, die zu einer einfachen Bauausführung führen und damit auch die Funktionsfähigkeit sicherstellen.

5.1 Oberflächenabdichtungssysteme

Der generelle Aufbau der Oberflächenabdichtungssysteme ist durch die TA Abfall und die TA Siedlungsabfall vorgeschrieben. Wie in Bild 1 gezeigt, besteht eine solche Abdeckung z.B. für Siedlungsabfalldeponien von oben nach unten aus folgenden Systemelementen:

- Rekultivierungsschicht
- Entwässerungsschicht
- Schutzschicht
- Dichtungsschicht
- Ausgleichsschicht
- Gasdränschicht

Die Dichtungsschicht besteht bei der Kombinationsdichtung aus den Dichtungsbahnen und der mineralischen Dichtung. Die gesamte Bauhöhe des Dichtungssystems ergibt sich danach zu etwa 2,0 m. Als Schutzschicht werden vornehmlich geotextile Schutzlagen eingebaut. In der Praxis kann sich Art und Anzahl der Elemente eines Dichtungssystems wie in Bild 2 gezeigt ändern oder erhöhen:

- Filtervlies zwischen Rekultivierungsschicht und Dränschicht
- Bewehrungseinlage im Schutzvlies auf der Dichtungsbahn
- Trennvlies zwischen mineralischer Dichtung und Gasdrän
- Trennung der Gasdränschicht von der Ausgleichsschicht
- Trennvlies zwischen Gasdränschicht und Ausgleichsschicht

Nach diesem Praxisbeispiel sind insgesamt 10 Elemente vollflächig, zum Teil unter schwierigen geometrischen und steilgeneigten Verhältnissen einzubauen. Ein einfacherer Aufbau ist in Bild 3 gezeigt. Bei diesem einlagigen Dichtungssystem mit Kunststoffdichtungsbahnen sind es insgesamt 5 Systemelemente, die einzubauen sind. Die wesentlichen Änderungen gegenüber dem Aufbau in Bild 2 sind:

- Die mineralische Dichtung entfällt. Es ist also keine Kombinationsdichtung.
- Das Geotextil auf der Dichtungsbahn übernimmt Schutzwirkung und Entwässerungsfunktion. Dadurch entfällt die Entwässerungsschicht und das Filtervlies zwischen Entwässerungsschicht und Rekultivierungsschicht.
- Das Geotextil unter der Dichtungsbahn wirkt als Gasdrän. Dadurch entfällt die Gasdränschicht und das Trennvlies zwischen Gasdränschicht und Ausgleichsschicht.

Die Bauhöhe beträgt in diesem Fall insgesamt etwa 1,5 m. Solche Systeme wurden vorzugsweise bei der Sicherung von Altlasten und bei Deponien mit nahezu ebenen Oberflächen eingesetzt.

5.2 Anschluß an die Basisabdichtung

Bei Mulden- und bei Haldendeponien werden die Oberflächenabdichtungen auf den umlaufenden Böschungen bzw. auf den Randdämmen an die Basisabdichtungen angeschlossen. Angestrebt wird eine wasser- und gasdichte Verbindung der Dichtungssysteme.

Mögliche Ausgangssituationen sind in Bild 4 gezeigt:

- eine einfache mineralische Dichtung
- eine einlagige Dichtung mit Kunststoffdichtungsbahnen
- eine Kombinationsdichtung

Die Bilder 5 und 6 zeigen beispielhaft zwei Möglichkeiten für den Anschluß der beiden Dichtungssysteme. Ausgangssituation ist hier als Basisabdichtung im Böschungsbereich jeweils eine Kombinationsdichtung.

Im ersten Ausführungsbeispiel (Bild 5) wird die Dichtungsbahn der Basisabdichtung aus dem Einbindegraben herausgenommen und unter der Randbewässerungsmulde bis nach außen geführt. Voraussetzung ist, daß diese Bahnen noch in einem verwendbaren Zustand sind. Wenn nicht, sind in diesem Bereich neue Dichtungsbahnen zu verwenden. Allerdings sind dann 2 Schweißnähte erforderlich. In jedem Fall ist die Auflage (Stüttschicht) für den anforderungsgerechten Einbau der Dichtungsbahnen in diesem Bereich fachgerecht herzustellen. Die Dichtungsbahnen der Oberflächenabdichtung werden dann umlaufend mit den Dichtungsbahnen der Basisabdichtung oder den neuen Dichtungsbahnen verschweißt. Der kritische Punkt in diesem Beispiel ist der Zwickel der mineralischen Dichtung zwischen den beiden Dichtungsbahnen, der nur mit größter Sorgfalt in der entsprechenden Qualität hergestellt werden kann. Diese Lösung ist vorzugsweise dann einzusetzen, wenn als Basisabdichtung eine einlagige Dichtung mit Kunststoffdichtungsbahnen vorliegt.

Im zweiten Ausführungsbeispiel (Bild 6) werden die Dichtungsbahnen der Basisabdichtung auf der Böschungsschulter abgeschnitten. Die mineralischen Schichten der Oberflächenabdichtung werden dann bis unter den Randgraben durchgeführt. Dabei werden sie flächig auf einer Breite von etwa 2,0 m mit den mineralischen Schichten der Basisabdichtung verbunden. Diese Ausführungsvariante bringt Vorteile für den Bauablauf. Sie ist bei fachgerechter Ausführung wasserdicht und wird auch die ausreichende Gasdichtigkeit gewährleisten. Diese Lösung gewährleistet in fachgerechter Ausführung einen gas- und wasserdichten Anschluß. Sie ist auch dann einzusetzen, wenn als Basisabdichtung nur eine mineralische Dichtung vorliegt.

5.3 Rohrdurchführungen

Gassammelleitungen oder Gasbrunnen sind in vertikaler oder horizontaler Lage durch die Oberflächenabdichtung durchzuführen. Die dazu notwendigen Rohrdurchführungsbauteile

sind so zu gestalten, daß die Dichtungsbahnen in der Dichtungsebene an das Bauteil angeschlossen werden können und daß gegebenenfalls Bewegungen zwischen dem durchzuführenden Rohr und dem Dichtungssystem schadlos aufgenommen werden können.

Bild 7 zeigt die horizontale Rohrdurchführung einer geschlossenen Gassammelleitung. Das Rohrdurchführungsbauwerk besteht aus einem PE-HD-Bauteil, das in einem Betonfertigteile eingebettet ist. Das PE-HD-Bauteil besteht aus PE-HD-Platten und einem PE-HD-Rohr, das den gleichen Durchmesser wie die Gasleitung aufweist.

Die PE-HD-Platten des Bauteils liegen umlaufend in der Ebene der Dichtung, so daß die Dichtungsbahn hier werkstoffgerecht mittels Warmgasextrusionsschweißen auf dem Bauteil angeschweißt werden kann. Die Gasleitung selbst wird an der Vorder- und an der Rückseite über Schweißmuffen oder Heizelementschweißen mit dem Rohr des Bauteils verbunden. Das Rohrdurchführungsbauwerk ist schwimmend in der mineralischen Dichtung angeordnet und wird sich daher bei Setzungen mit diesem Dichtungssystem bewegen. Alle Seitenflächen des Betonfertigteils sind geneigt. Dadurch werden Setzungsunterschiede im Übergangsbereich minimiert. Das Betonfertigteile ermöglicht den fachgerechten Einbau der mineralischen Dichtung mit entsprechenden Geräten bis an das Bauwerk selbst.

Die Bilder 8 und 9 zeigen vertikale Rohrdurchführungen durch das Dichtungssystem. Sie sind z.B. für Gasbrunnen, die im Müllkörper stehen, vorgesehen und erlauben Relativbewegungen zwischen dem festen PE-HD-Rohr und dem Dichtungssystem. Diese Rohrdurchführungsbauwerke bestehen aus einem Rohr, an dessen Fußpunkt eine PE-HD-Platte angeschweißt ist.

Der Innendurchmesser des Rohres ist auf den Außendurchmesser des Gasbrunnenrohres abgestimmt. Der Hohlraum zwischen den Rohren wird mit einer Bentonitsuspension gefüllt und ermöglicht vertikale Verschiebungen zwischen Gasbrunnenrohr und Bauteil auf größerer Länge. Auf der PE-HD-Platte wird die Dichtungsbahn in der Dichtungsebene werkstoffgerecht aufgeschweißt. Diese Bauteile können sowohl entsprechend Bild 8 in Böschungsbereichen als auch entsprechend Bild 9 in Flachbereichen eingesetzt werden. Unter bestimmten Voraussetzungen kann es, wie in Bild 9 gezeigt, notwendig und vorteilhaft sein, die PE-HD-Platte des Bauteils durch einen Betonring zu unterstützen.

5.4 Anschlüsse an Schächte und Bauwerke

Bei alten Deponieanlagen sind häufig Betonschächte als Kontroll- oder Betriebsschächte vorhanden. Der Anschluß des Dichtungssystems an diese Schächte läßt sich so gestalten, daß die durch die Müllsetzung zu erwartenden Verschiebungen des Dichtungssystems gegenüber dem Schacht schadlos aufgenommen werden können. Grundsätzlich gleicht der in Bild 10 gezeigte Anschluß den Rohrdurchführungssystemen in den Bildern 8 und 9. Das PE-HD-Bauteil besteht aus einem Rohr und einer Fußplatte.

Es wird auf die Schachtabmessungen so abgestimmt, daß ausreichend Platz für die gegenseitige vertikale Verschiebung vorhanden ist. Das Bauteil wird nach Fertigstellung der mineralischen Dichtung auf diese aufgesetzt. In Böschungsbereichen ist darauf zu achten, daß die umlaufende PE-HD-Platte zur oberen Böschungsseite ausreichend breit gewählt wird, damit auch hier die Kunststoffdichtungsbahnen von Hand werkstoffgerecht aufgeschweißt werden können.

In Bild 11 ist ein PE-HD-Schacht als Gassammelschacht dargestellt, der ähnlich wie das Bauwerk für die horizontale Rohrdurchführung schwimmend im Dichtungssystem angeordnet ist. Das Betonbauteil kann vorgefertigt oder im Ortbeton hergestellt werden. Es wird seitlich am Schacht bis zur Ebene der Dichtungsbahnen hochgeführt und bietet dort die Möglichkeit, die Dichtungsbahnen werkstoffgerecht anzuschließen. Die äußeren Seitenflächen des Betonfertigteils sind umlaufend geneigt, so daß auch hier Setzungsunterschiede zwischen Schacht und Dichtungssystem minimiert werden.

Bei beiden gezeigten Schachtanschlüssen ist die plangerechte Profilierung der mineralischen Dichtung und die Glättung der Oberfläche ohne besonderen Aufwand herzustellen. Die Dichtungsbahnen selbst bleiben in ihrer Dichtungsebene. Bis auf den Anschluß am Schacht sind keine besonderen Zuschnitte erforderlich.

Bild 12 zeigt den Anschluß der Dichtungsbahnen an ein Betonbauwerk im Randbereich einer Altlast. Das Betonbauwerk weist in der Höhe der Dichtungsebene einen Vorsprung auf, auf dem eine PE-HD-Platte mit rückseitiger Verankerung zum Beton angeordnet ist. Bis zur Höhe der mineralischen Dichtung hat das Betonbauwerk eine geneigte Wandfläche, um hier Setzungen zwischen Bauwerk und mineralischer Dichtung zu minimieren. Die mineralische Dichtung kann bis zur Ebene der Dichtungsbahnen mit baustellengerechten Geräten im Bereich des Bauwerks eingebaut werden. Der Anschluß der Dichtungsbahnen an die im Beton verankerte PE-HD-Platte erfolgt über Warmgasextrusionsschweißen von Hand.

6. Zusammenfassung

Der Einbau von Kombinationsdichtungssystemen bei Oberflächenabdichtungen von Deponien bzw. bei der Sicherung von Altlasten erfordert, bedingt durch die Geometrie, meist einen höheren Aufwand als bei Basisabdichtungen. Dies gilt in erster Linie für den Einbau der mineralischen Komponente, aber auch in Abstimmung darauf für den Einbau der Dichtungsbahnen.

Um so wichtiger ist es daher, bei der Planung aller konstruktiven Einzelheiten die erdbau- und kunststofftechnischen Belange speziell im Hinblick auf die Bauausführung zu berücksichtigen. An ausgewählten Beispielen wird gezeigt, daß es daher sinnvoll ist, das System möglichst einfach zu gestalten und so zu einer sicheren Bauausführung zu kommen. Bei entsprechender Planung sowie Fachkunde und Erfahrung der bauausführenden Firmen können

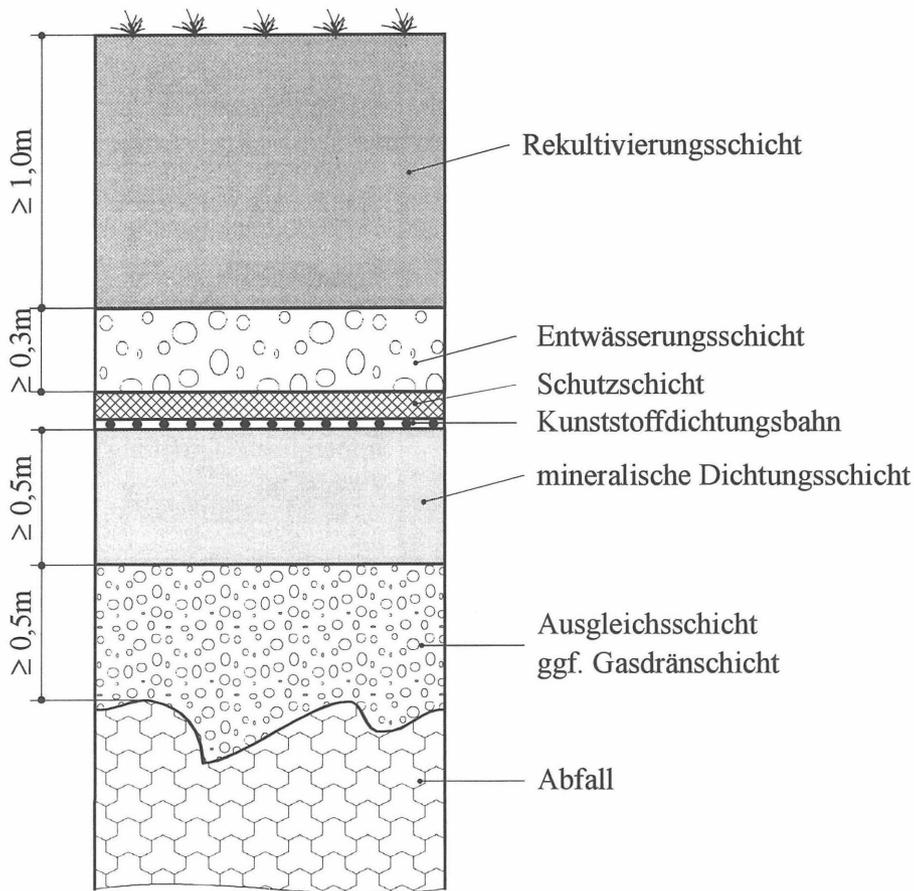
Oberflächenabdichtungen von Deponien auch als Kombinationsdichtungen nach dem Stand der Technik anforderungsgerecht hergestellt werden.

F.W. Knipschild

Seevetal, im Februar 1994

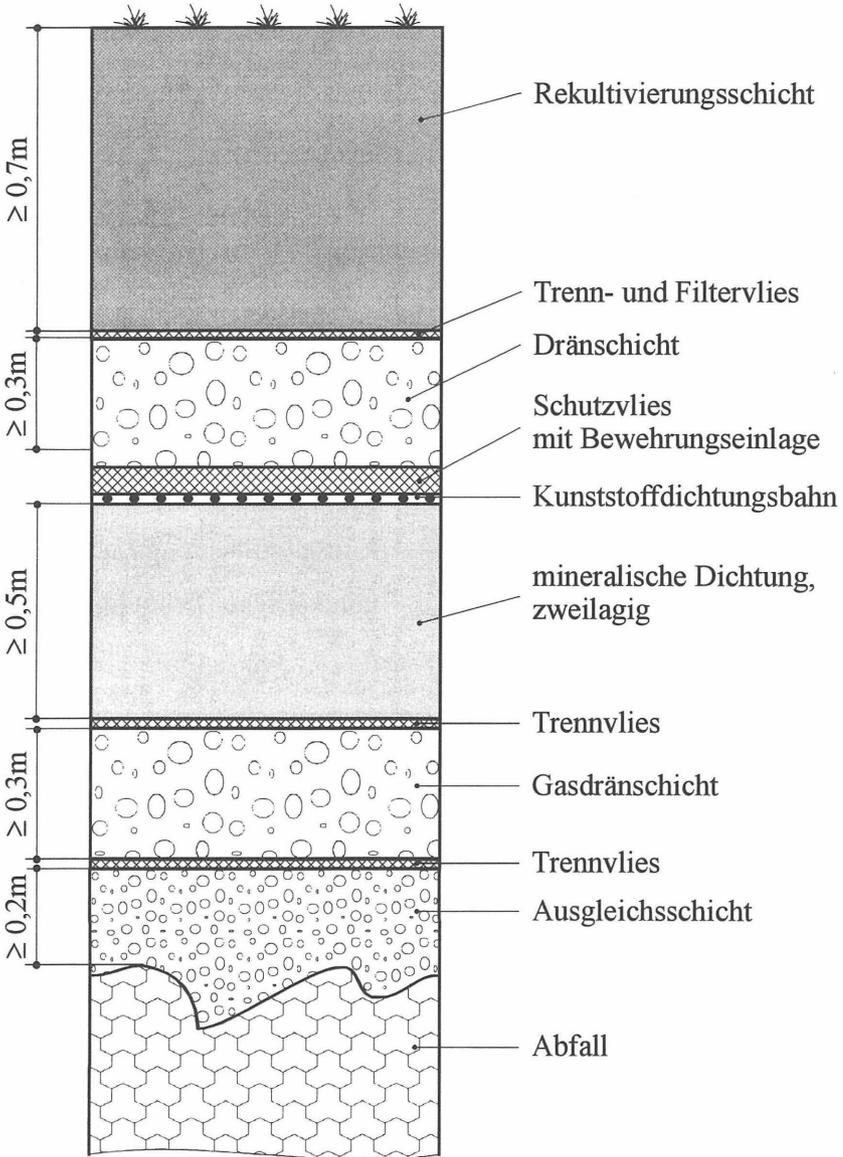
Verzeichnis der Bilder

- Bild 1 Oberflächenabdichtungssystem - TA Siedlungsabfall -
- Bild 2 Oberflächenabdichtungssystem - Ausführungsbeispiel 1 -
- Bild 3 Oberflächenabdichtungssystem - Ausführungsbeispiel 2 -
- Bild 4 Anschluß der Oberflächen- an die Basisabdichtung
- Ausgangssituationen -
- Bild 5 Anschluß der Oberflächen- an die Basisabdichtung
- Ausführungsbeispiel 1 -
- Bild 6 Anschluß der Oberflächen- an die Basisabdichtung
- Ausführungsbeispiel 2 -
- Bild 7 Horizontale Rohrdurchführung durch eine Oberflächenabdichtung
- Bild 8 Vertikale Rohrdurchführung durch eine Oberflächenabdichtung
- Ausführungsbeispiel 1 -
- Bild 9 Vertikale Rohrdurchführung durch eine Oberflächenabdichtung
- Ausführungsbeispiel 2 -
- Bild 10 Anschluß der Dichtungsbahnen an einen Betonschacht im
Böschungsbereich
- Bild 11 Anschluß der Dichtungsbahnen an einen PE-HD-Schacht im
Flachbereich
- Bild 12 Anschluß der Dichtungsbahnen an ein Betonbauwerk im Randbereich



Oberflächenabdichtungssystem
- TA Siedlungsabfall -

Bild 1

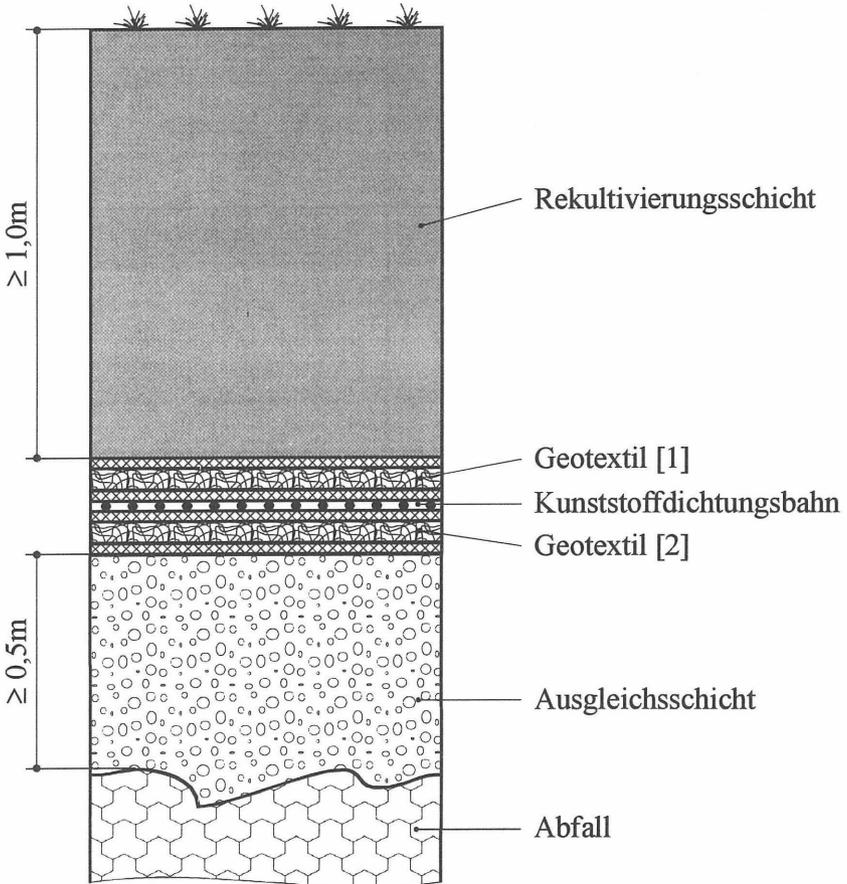


Neigung 1:3



Oberflächenabdichtungssystem - Ausführungsbeispiel 1 -

Bild 2



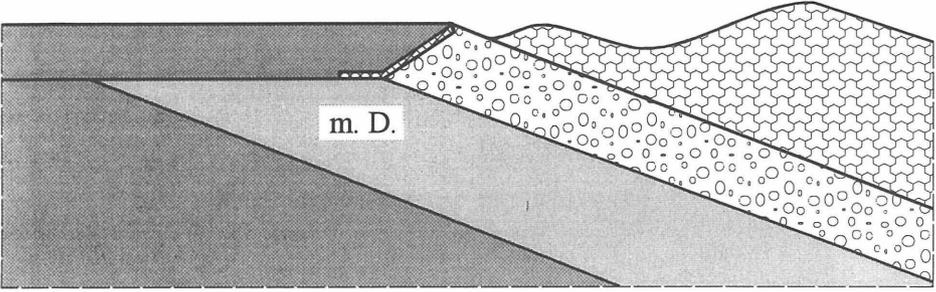
[1] Geotextil als Drän- und Schutzvlies

[2] Geotextil als Gasdrän

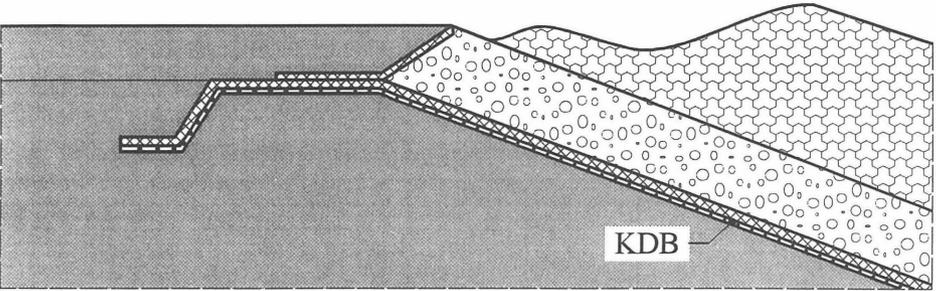


Oberflächenabdichtungssystem - Ausführungsbeispiel 2 -

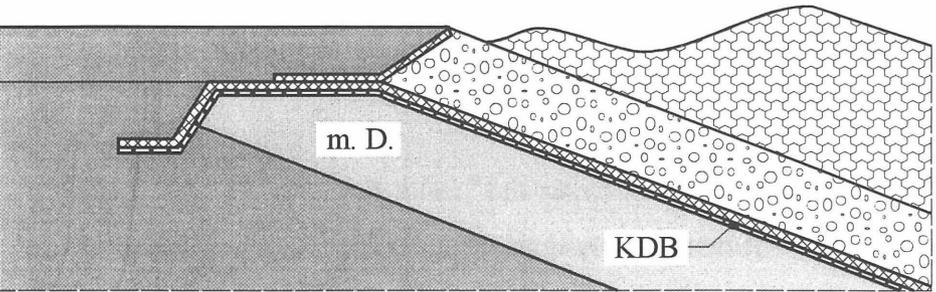
Bild 3



mineralische Dichtung (m. D.)



einlagige Dichtung mit Kunststoffdichtungsbahnen (KDB)

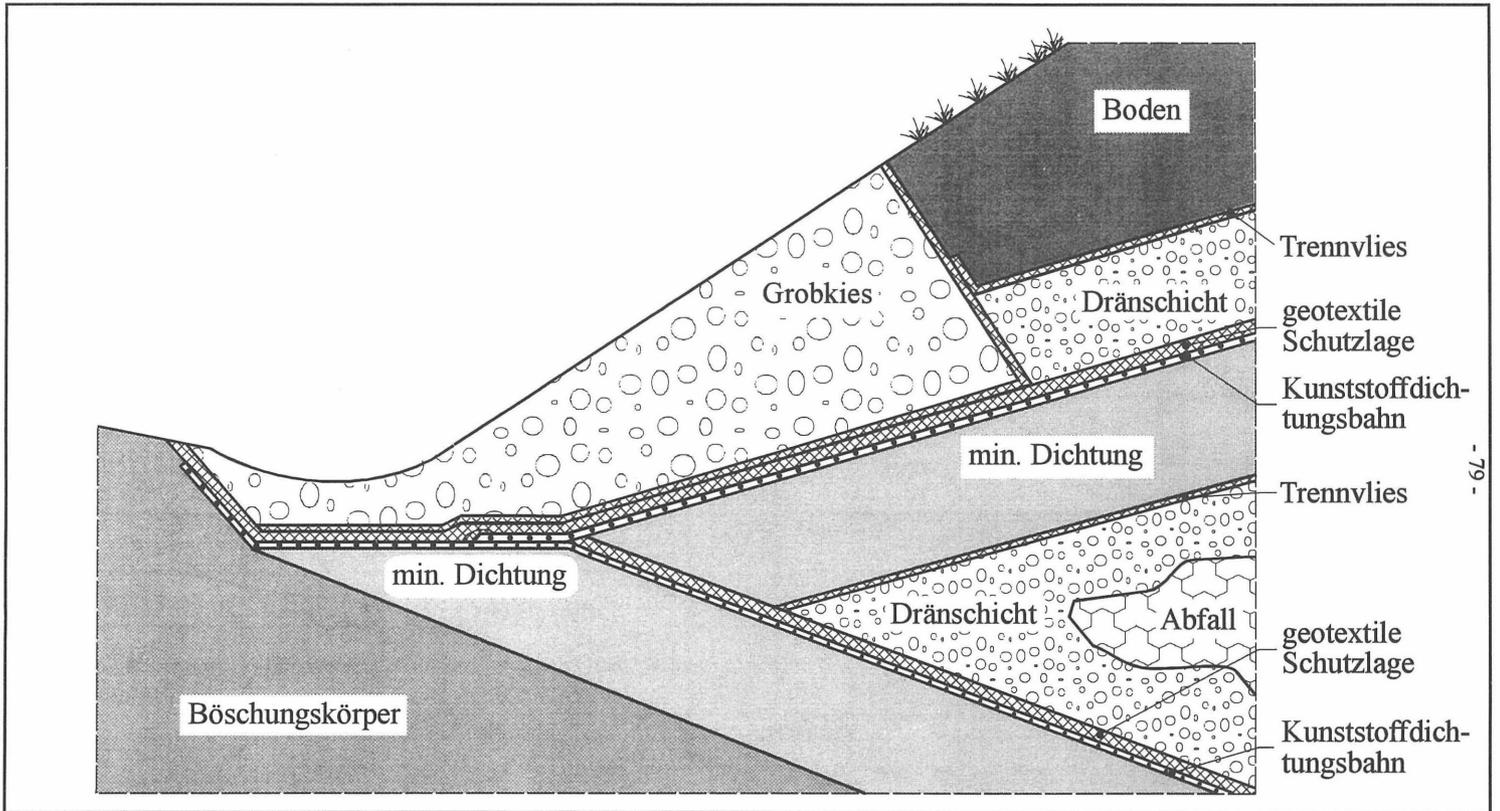


Kombinationsdichtung



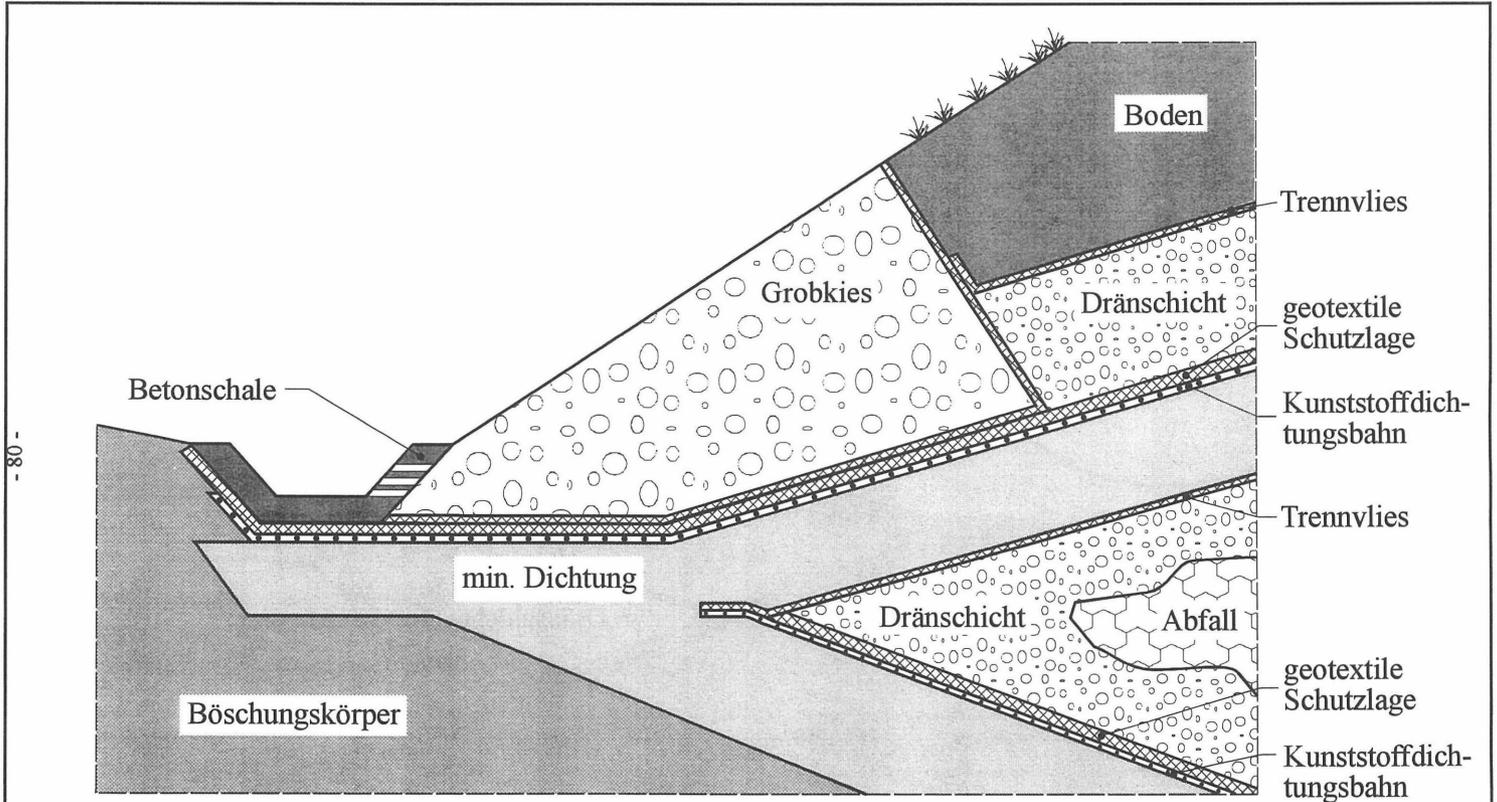
Anschluß der Oberflächen- an die Basisabdichtung - Ausgangssituationen

Bild 4



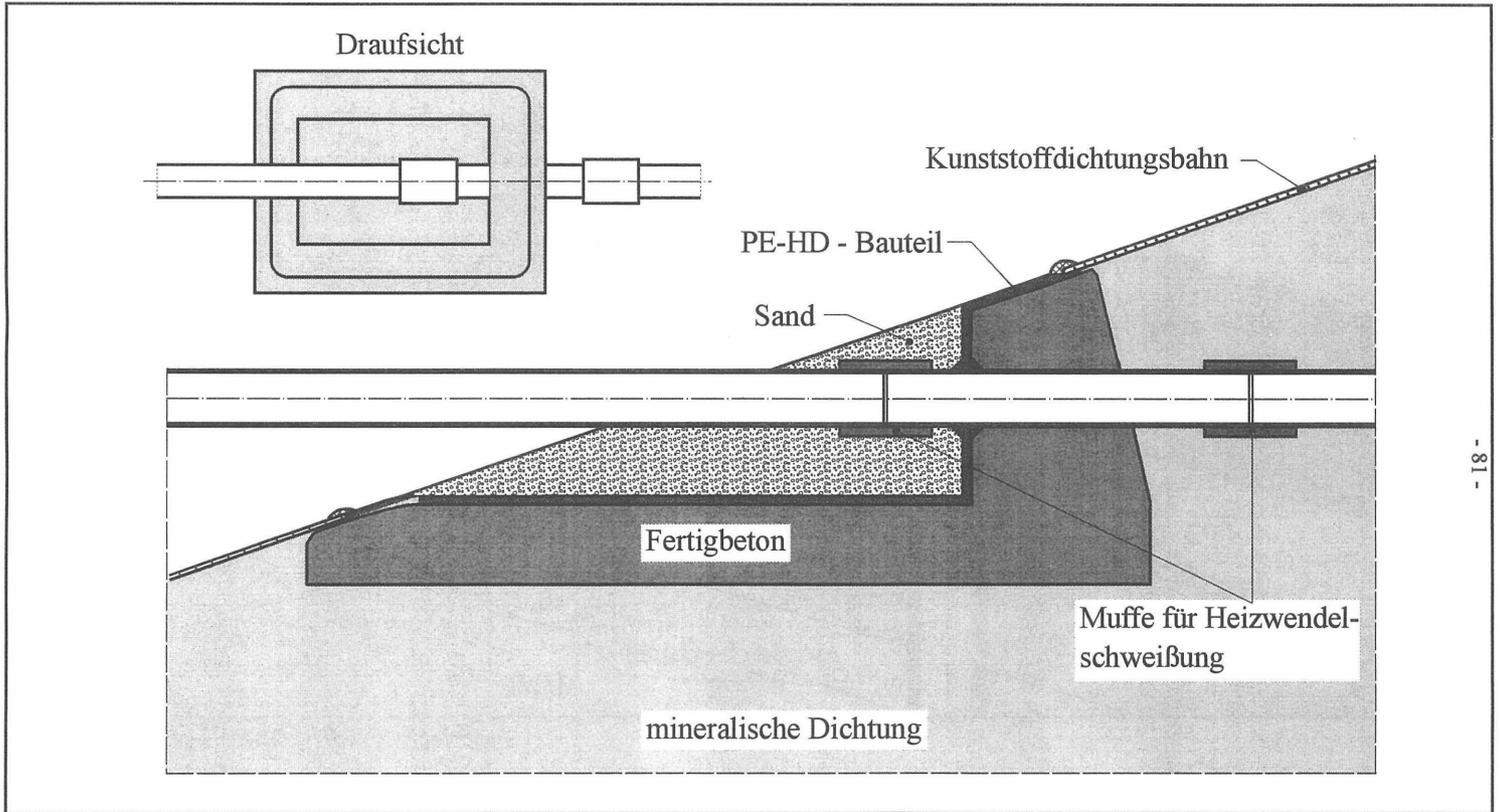
Anschluß der Oberflächen- an die Basisabdichtung
 - Ausführungsbeispiel 1 -

Bild 5



Anschluß der Oberflächen- an die Basisabdichtung
- Ausführungsbeispiel 2 -

Bild 6

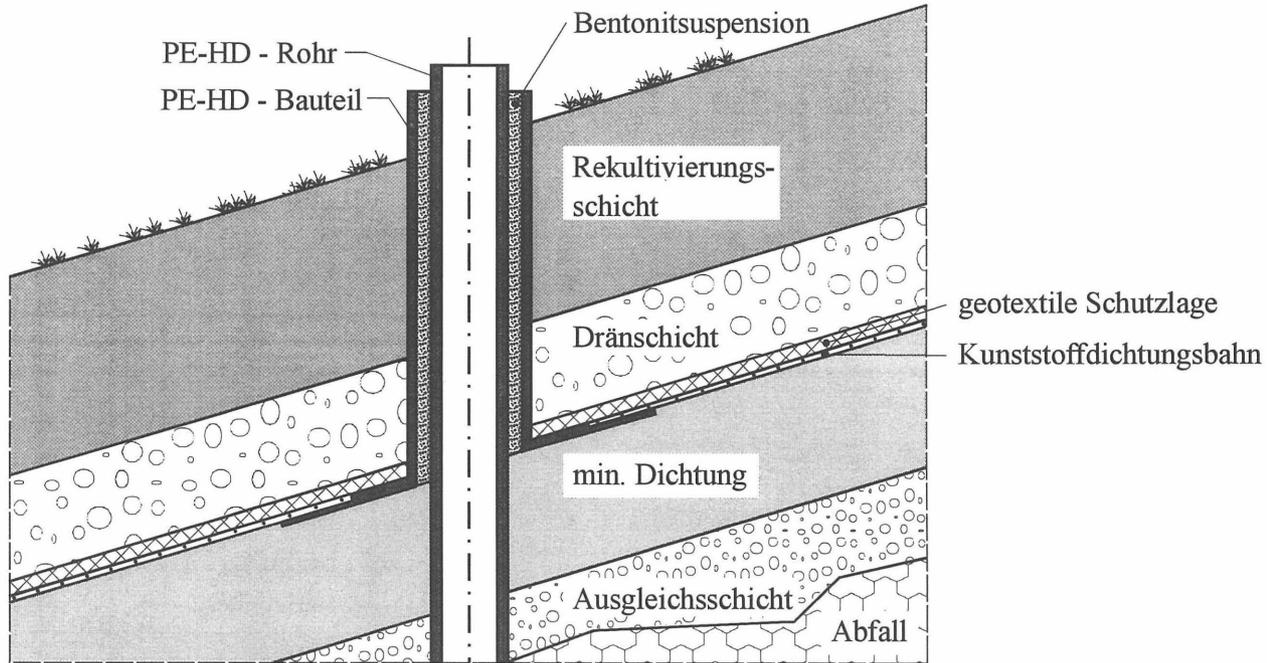


- 18 -



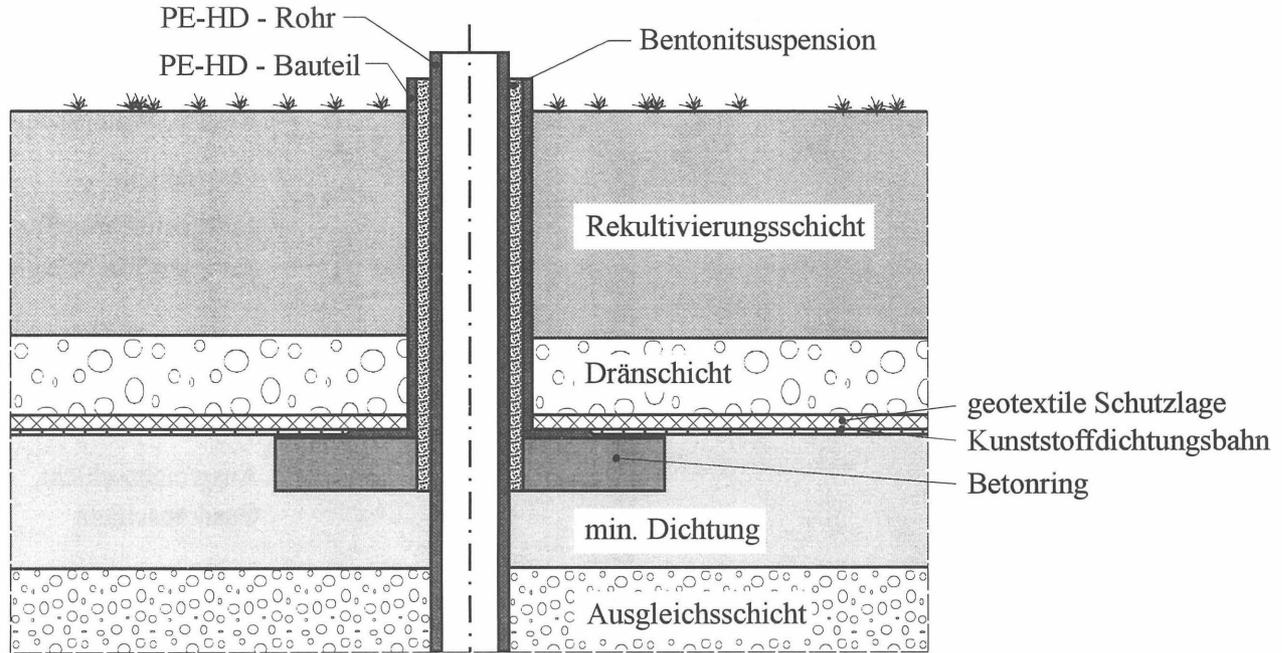
Horizontale Rohrdurchführung durch eine Oberflächenabdichtung

Bild 7



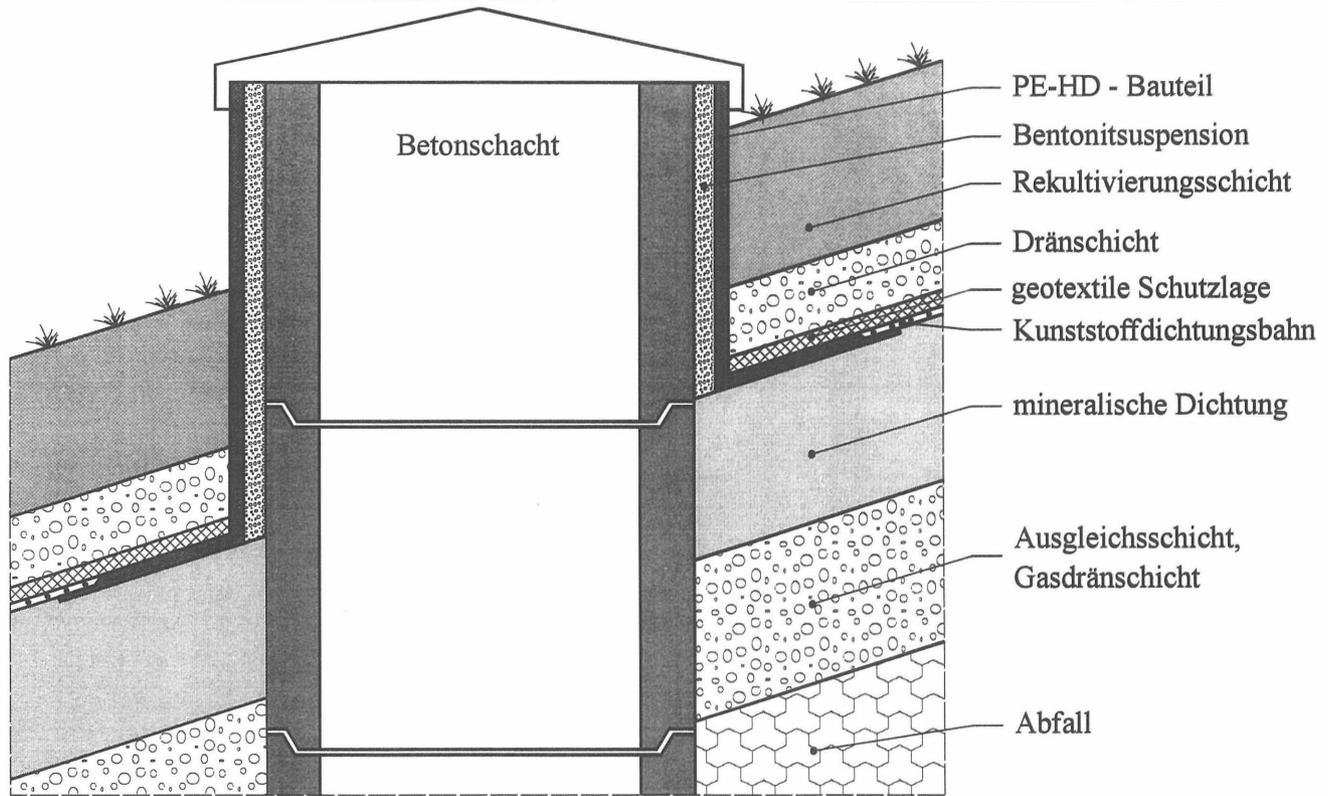
Vertikale Rohrdurchführung durch eine Oberflächenabdichtung - Ausführungsbeispiel 1

Bild 8



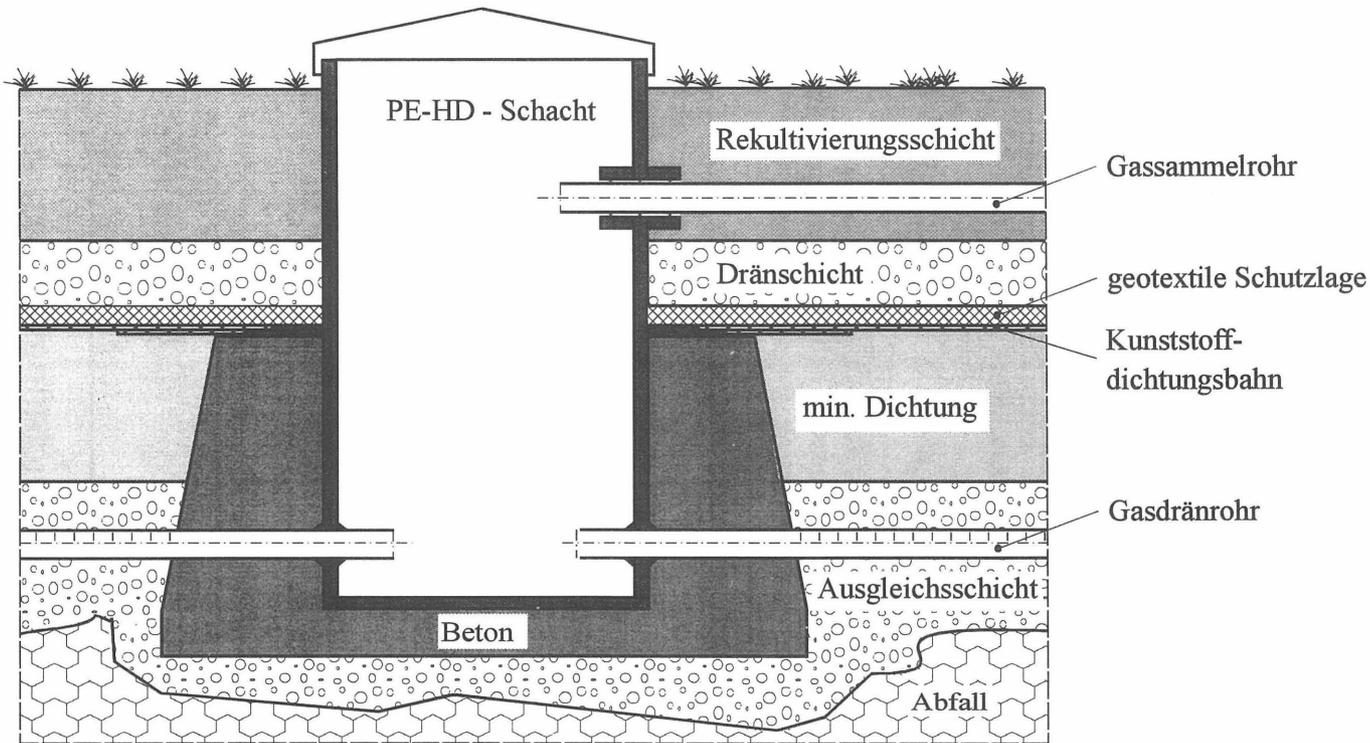
Vertikale Rohrdurchführung durch eine Oberflächenabdichtung - Ausführungsbeispiel 2

Bild 9



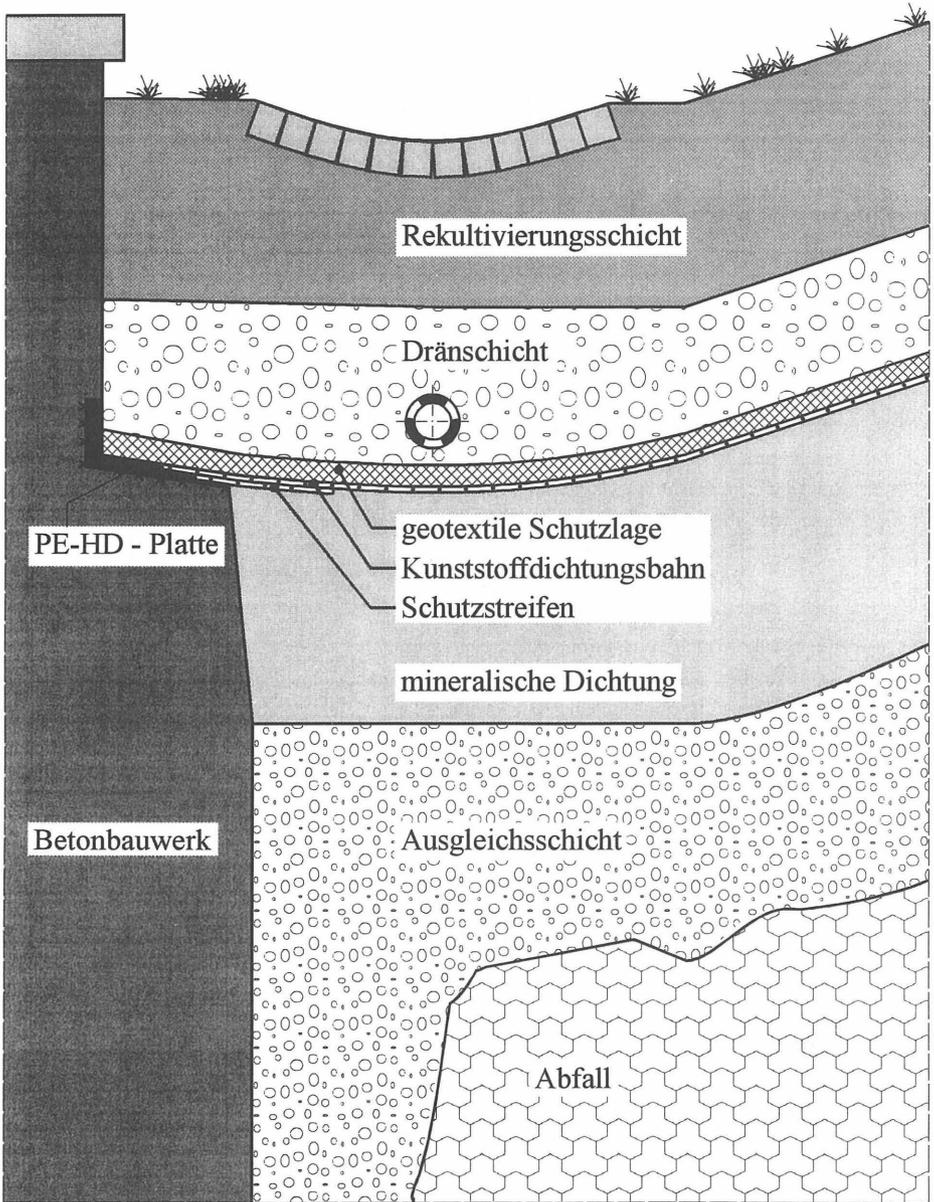
Anschluß der Dichtungsbahnen an
einen Betonschacht im Böschungsbereich

Bild 10



Anschluß der Dichtungsbahnen an einen
PE-HD - Schacht im Flachbereich

Bild 11



Anschluß der Dichtungsbahnen an ein Betonbauwerk im Randbereich

Bild 12

Konstruktionselemente aus Kunststoff in Deponieoberflächenabdichtungen

W. Wunderatzke, R.-D. Böttcher

1. Einleitung

Kunststoffe haben in der Geotechnik schon vor einigen Jahrzehnten Einzug gehalten. Ein Erfolgsgrund für ihre zunehmende Anwendung liegt in der Möglichkeit, Werkstoffe mit unterschiedlichsten Eigenschaften so zu gestalten und auch zu kombinieren, daß die an sie gestellten Anforderungen mit einem Minimum an Material und damit auch kostengünstig erbracht werden können. Gegenüber der raschen Entwicklung immer neuer und technisch höherwertiger Produkte, findet die Erarbeitung von Bemessungsgrundlagen verbunden mit geeigneten Prüfverfahren zur Bestimmung der relevanten Kennwerte zum Teil erst jetzt statt. Es kann deshalb auch nicht verwundern, daß bei vielen Planern und Aufsichtsbehörden eine gewisse Unsicherheit darüber besteht, wie Geokunststoffe zu bemessen sind bzw. wie der Nachweis der Gleichwertigkeit gegenüber herkömmlichen Werkstoffen und Konstruktionen zu erbringen ist. Im folgenden sollen die für Deponieoberflächenabdichtungen relevanten Geokunststoffe mit den entsprechenden Eigenschaften vorgestellt werden. Dabei werden auch die zur Zeit verwendeten Prüfverfahren zur Bestimmung von Kennwerten kritisch betrachtet.

2. Produkte und ihre Funktion

Der Aufbau einer Deponieoberflächenabdichtung in bezug auf die zu erbringenden Funktionen sieht nach TA Siedlungsabfall bzw. den Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten" der DGEG für die Deponieklasse II wie folgt aus:

- Abfall
- Ausgleichsschicht 1
- Gasdränschicht 2
- mineralische Barriere 3
- Kunststoffdichtungsbahn 4
- Schutzschicht 5
- Entwässerungsschicht 6
- Rekultivierungsschicht 7

Die geltenden Anforderungen an die einzelnen Schichten lauten:

1. Ausgleichsschicht

- Dicke > 0,5 m
- ausreichende Gasdurchlässigkeit

2. Gasdränschicht

- Dicke > 0,3 m
- Beständigkeit gegen Deponiegas
- Filterstabilität

3. Mineralische Dichtungsschicht

- Dicke > 0,5 m
- Durchlässigkeitsbeiwert $k < 5 \times 10^{-9}$ m/s bei $i = 30$
- Setzungsunempfindlichkeit und Selbstheilungsvermögen
- Erosions- und Suffosionsbeständigkeit

4. Kunststoffdichtungsbahn

- Dicke > 2,5mm
- Gefälle > 5%
- Standsicherheit
- Bauaufsichtliche Zulassung

5. Schutzschicht

- nicht definiert

6. Entwässerungsschicht

- Dicke > 0,3 m
- Durchlässigkeitsbeiwert $K > 1 \times 10^{-3}$ m/s
- Körnung 16/32

7. Rekultivierungsschicht

- Dicke > 1,0 m
- Erosionssicherheit

Die zuvor genannten Kriterien beziehen sich auf die Verwendung von mineralischen Baustoffen. Während in der TA Siedlungsabfall keine Ausführungen zu Geokunststoffen gemacht werden, geben die Empfehlungen des Arbeitskreises GDA der DGEG Hinweise auf Einsatzmöglichkeiten und Anforderungen an Geotextilien. Da durch andere Referenten abgedeckt, wird hier nicht auf Kunststoffdichtungsbahnen eingegangen. Nach den Empfehlungen GDA können Geotextilien für

die folgenden Funktionen eingesetzt werden, wobei die nachgestellte Ziffer die Schicht angibt, in der das entsprechende Geotextil zur Anwendung kommen kann:

- | | |
|--|-----|
| a) Trennen unterschiedlicher Bodenarten | 2 |
| b) Schutz von Kunststoffdichtungsbahnen | 5 |
| c) Filter in Entwässerungssystemen | 2,6 |
| d) Dränlagen | 2,6 |
| e) Bewehren von Böden, Aufnahme von Zugkräften | 7 |

Für das Trennen (a) unterschiedlicher Bodenarten kommen Vliesstoffe und Gewebe zur Anwendung, wobei vorrangig Vliesstoffe eingesetzt werden. Wenn eine der zu trennenden Bodenschichten sehr grobkörnig ausgebildet ist (z.B. Kies 16/32), soll ein Geotextil der Klasse 3 (d.h. Stempeldurchdrückkraft > 1500 N und Verformungswert $V > 30\%$) eingesetzt werden. Bei feinkörnigeren Bodenarten ist ein Geotextil der Klasse 2 (Klassenwert > 1000N und $V > 50\%$) ausreichend. Zur Gewährleistung der mechanischen Filterwirksamkeit wird ein $0,90_w < 0,2\text{mm}$ gefordert. Eine ausreichende Beständigkeit gegenüber den Deponiemedien muß selbstverständlich vorhanden sein.

Zum Schutz der Kunststoffdichtungsbahn (b) gegenüber mechanischen Belastungen können mechanisch verfestigte Vliese oder Verbundstoffe wie sandgefüllte Zweiwandgewebe verwendet werden, wenn diese die Eignungsprüfung gemäß BAM bestanden haben. Zusätzlich ist im Feldversuch die Schutzwirksamkeit gegenüber Einbaubeschädigungen nachzuweisen.

Geotextile Dränschichten sind üblicherweise Verbundstoffe, die sich aus den Funktionsschichten Filter- (c) und Sickerschicht (d) zusammensetzen. Bei geringen Anforderungen an die Wasserableitkapazität wurden zum Teil auch Vliesstoffe eingesetzt. Zur Dimensionierung der Filterschicht im Hinblick auf die mechanische Filterfunktion und auf die hydraulische Wirksamkeit kann auf die DVWK- Merkblätter "Anwendung von Geotextilien im Wasserbau" zurückgegriffen werden. Die mechanische Filterfestigkeit ist gegeben, wenn die folgenden Kriterien in Abhängigkeit vom Körnungsbereich des Bodens erfüllt sind:

Körnungsbereich A, $d_{40} < 0,06\text{ mm}$

- $0,90_w < 10 \times d_{50}$

bzw.

- $0,90_w < d_{90}$ bei Böden mit hoher Einzelkornmobilität

bzw.

- $0,90_w < 2 \times d_{90}$ bei Böden mit langfristig stabiler Kohäsion

Körnungsbereich B, $d_{15} > 0,06\text{ mm}$

- $0,90_w < 5 \times d_{10} \times U$ und $0,90_w < 2 \times d_{90}$

bzw.

- $0,90, w < d_{90}$ bei Böden mit hoher Einzelkornmobilität

Körnungsbereich C, $d_{15} < 0,06$ mm und $d_{40} > 0,06$ mm

- wie bei Böden des Körnungsbereiches B, jedoch zusätzlich Untersuchung zur Suffosionsbeständigkeit des Bodens

mit: $0,90, w$ = wirksame Öffnungsweite des Geotextils

$U = d_{60}/d_{10}$

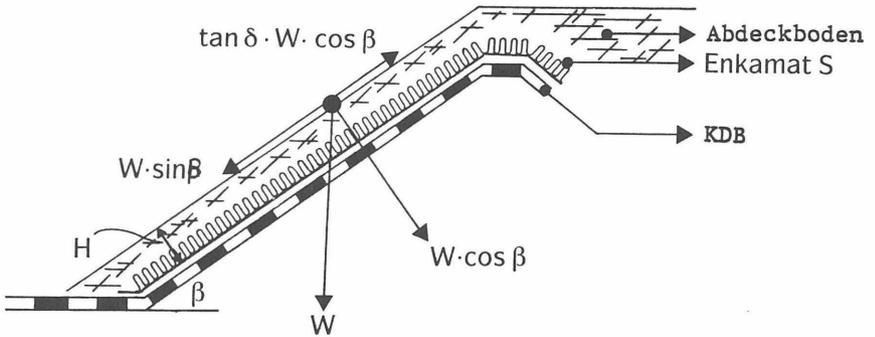
d_{xy} = Korndurchmesser des Bodens bei $xy\%$ Siebdurchgang

Die hydraulische Filterwirksamkeit ist ausreichend, wenn der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des Geotextils ohne Bodenkontakt k_v unter einer Auflast von 2 kPa um das $1/n$ -fache größer ist als der Durchlässigkeitsbeiwert k des Bodens, also:

$$n \times k_v > k$$

Die Größe des Abminderungsfaktors n ist Bemessungsdiagrammen zu entnehmen. Untersuchungen an langjährig eingebauten sowohl mechanisch als auch den thermisch verfestigten Vliesstoffen Colbond 100 und 125 haben gezeigt, daß die hydraulische Filterwirksamkeit auch dann gegeben ist, wenn der Durchlässigkeitsbeiwert des Vlieses den des Bodens um das 50- bis 100 fache übersteigt.

Zur Dimensionierung einer geotextilen Sickerschicht können vergleichend die Anforderungen der TA Siedlungsabfall herangezogen werden. Danach muß die Sickerschicht eine Wasserableitkapazität von mindestens $1,0 \times 10^{-3} \text{ m/s} \times 0,30 \text{ m} = 3,0 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ aufweisen. Ist aufgrund der rechnerisch ermittelten Sickerwassermenge eine höhere Ableitkapazität erforderlich, ist diese bei der Bemessung des Kunststoffdräns zu berücksichtigen. Die Wasserableitkapazität eines Kunststoffdräns ist keine Konstante, sondern sie ist abhängig von der Auflast p und dem hydraulischen Gradienten i . Der häufig verwendete Begriff der Transmissivität ist dabei der Sonderfall der Ableitkapazität bei einem hydraulischen Gradienten von $i = 1,0$. Die Transmissivität eignet sich gut als Vergleichswert der Leistungsfähigkeit von Dränschichten. In diesem Zusammenhang ist es sehr wichtig zu beachten, daß die Transmissivität tatsächlich auch bei einem hydraulischen Gefälle von $i = 1,0$ und praxisnahen Randbedingungen gemessen wird, da die bei niedrigeren Gefällen gemessenen Ableitkapazitäten im Falle einer Extrapolation auf $i = 1,0$ unrealistisch hohe Transmissivitäten ergeben. Ebenso ergibt eine Bettung zwischen starren Platten höhere Ableitkapazitäten als die praxisbezogene Bodenbettung. Die Dimensionierung einer geotextilen Dränschicht kann auf zweierlei Wegen erfolgen. Im ersten Falle ist eine mineralische Schüttung als Dränschicht entsprechend der TA Siedlungsabfall mit den dort vorgesehenen Mindestanforderungen ausreichend. Damit beträgt die erforderliche Ableitkapazität $3,0 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$. Weist die gewählte Dränmatte unter der vorhandenen Auflast p und dem niedrigsten vorkommenden Gefälle i eine entsprechende Ableitkapazität auf, so ist sie als gleichwertig zu betrachten. Sind die zu erwartenden Sickerwassermengen aber höher, so muß eine exakte Dimensionierung erfolgen. Der erste Schritt ist die Ermittlung des pro Quadratmeter Deponieoberfläche zu erwartenden Sickerwasseranfalls im Flächendrän. Entsprechend der DIN 4095, Tabelle 9, ist auf Decken mit unverbesserten Vegetationsschichten mit einer Abflußspende von $0,01 \text{ l}/\text{sm}^2$ zu rechnen, wobei Prof. Muth von der Fachhochschule Karlsruhe diesen Wert auch für Deponieanwendungen für relevant hält. In Abhängigkeit von der Neigung des Deponieflächen und dem damit verbundenen Oberflächenabfluß sowie dem Absorptionsvermögen des Bodens, kann mit einer Reduktion der Sickerwasserspense auf mindestens 50% gerechnet werden. Multipliziert mit der maximalen Fließlänge L ergibt sich die erforderliche Wasserableitkapazität der Dränmatte in l/sm . Existieren für die Dränmatte keine Kennwerte unter den projektbezogenen Randbedingungen, so ist eine lineare Interpolation der Transmissivität (gemessen bei $i=1,0$) auf geringere hydraulische Gradienten zulässig. Zur Sicherung der Standfestigkeit (e) steiler Böschungen kommen hochfeste Gittergewebe zum Einsatz. Eine Erhöhung der Rauigkeit, die das Festhalten des Bodens verbessert, wird durch die Integration von Krallschichten erreicht. Die durch das Gittergewebe aufzunehmenden Kräfte F , die Grundlage für die Dimensionierung sind, werden wie folgt errechnet:



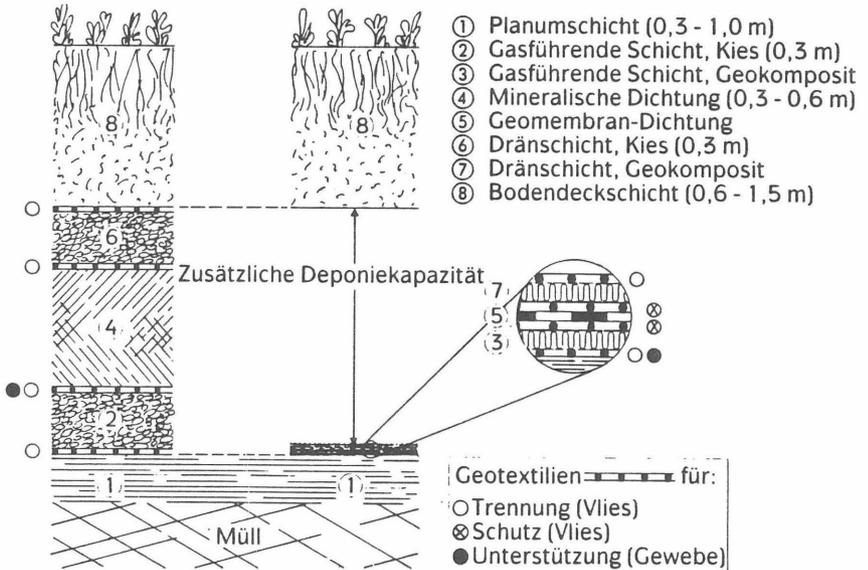
$F = W \times \sin \beta - \tan \delta \times W \times \cos \beta$	kN/m
$W = L \times (H \times \gamma + S)$	kN/m
$F = L \times (H \times \gamma + S) \times (\sin \beta - \tan \delta \times \cos \beta)$	kN/m
mit:	
F = Scherkraft in Böschungsrichtung	kN/m
W = Auflast	kN/m
S = Schneelast	kN/m ²
H = Dicke der Bodenschicht	m
L = Länge der Böschung	m
γ = spez. Gewicht des wasserges. Bodens	kN/m ³
β = Böschungswinkel	o
δ = Reibungswinkel zwischen KDB und Armierung	o

Voraussetzung bei der Bemessung ist, daß der innere Reibungswinkel des Abdeckbodens größer ist als der Böschungswinkel. Bei der Dimensionierung der Gittergewebe aus hochfestem Polyester ist ein Sicherheitsbeiwert von 1,6 anzusetzen, der Standzeiteinflüsse und Kriechen berücksichtigt. Bei der Verwendung anderer Polymere, wie z.B. HDPE, ist von sehr viel höheren Sicherheitsbeiwerten auszugehen, da diese Werkstoffe niedrigere Langzeitfestigkeiten bei gleichzeitig höheren Kriechraten aufweisen. Eine Ausnahme stellen die Aramide dar, die gegenüber Polyester ein günstigeres mechanisches Verhalten zeigen. Ein weiteres, aber auch sehr diffiziles Anwendungsgebiet von geotextilen Krallmatten ist der Erosionsschutz an Böschungen. Da es auf diesem Gebiet keinerlei Bemessungsansätze gibt, ist das Vorhandensein von langjähriger Anwendungserfahrung der wichtigste Erfolgsgarant.

3. Ausblick

Geokunststoffe haben durch ihren erfolgreichen Einsatz in allen Funktionsschichten von Deponieoberflächenabdichtungen ihre Leistungsfähigkeit unter Beweis gestellt. Um die begrenzten Ressourcen bei mineralischen Schüttungen schonen zu können und die immer knapper werdenden Flächen für Deponiestandorte besser nutzen zu können, wird die Verwendung von Geokunststoffen noch zunehmen.

Eine Entwicklung wird die Konstruktion noch steilerer Böschungen sein, die zusammen mit Dünnschichtsystemen ein höheres Deponievolumen bei gleichbleibender Grundfläche ermöglicht.



Neue Möglichkeiten wird auch die jüngst entwickelte Generation von Multifunktionsverbundwerkstoffen eröffnen. Diese Werkstoffe vereinen noch mehr Funktionen in einem Produkt und können entsprechend den Projektanforderungen maßgeschneidert werden. Sie vereinfachen den Bauablauf und führen damit zu Zeit- und Kosteneinsparungen. Um die Möglichkeiten der Geokunststoffe voll ausschöpfen zu können, und auch die weitere Entwicklung praxisorientiert gestalten zu können, ist ein intensiver Dialog zwischen Planer, Ausführendem und der Industrie wünschenswert.



Mineralische Dichtungsmaterialien und Drainschichten, Eignungsprüfung und Qualitätssicherung

Eberhard Dahms

1. Einleitung

Mineralische Dichtungsmaterialien wie Ton und Gemische aus Ton, Schluff und Sand stellen seit langem im Wasserbau bewährte Dichtungsbaustoffe dar. In der Deponietechnik kommt jedoch zu dem Ziel der möglichst weitgehenden Dichtigkeit gegenüber Wasser noch die Forderung einer eben- solchen Dichtigkeit gegenüber dem mit zahlreichen organischen und anorganischen Schadstoffen belasteten Müllsickerwassers hinzu.

Die Forderung, die Dichtung solle ein Schadstoffrückhaltevermögen im Sinne eines Fällungs- und Adsorptionsvermögens aufweisen, erscheint im Zusammenhang mit den in der TA Abfall, de TA Siedlungsabfall und den niedersächsischen Deponieerlassen genannten Forderungen nach einem Deponieauflager (Standort) mit einer natürlichen geologischen Barrierschicht unterhalb des Dichtungssystems, oder ggf. einer künstlich eingebauten Barriere, nicht zwingend.

Hier sollte klarer zwischen der Funktion "*Dichtung*" und der Funktion "Barriere" unterschieden werden:

Anforderungen an die *Dichtung* sind u.a.:

- sehr geringe Durchlässigkeit,
- Sicherheit gegen Erosion und Suffusion,
- Sicherheit gegen unzulässige Erhöhung der Durchlässigkeit durch chem. Sickerwasser- angriff,
- keine nachteilige Beeinträchtigung der Funktionssicherheit durch Verformungen des Deponieauflagers.

Die Dichtung soll in erster Linie dicht sein und bleiben, weder chemische noch physikalische Einwirkungen dürfen z.B. die Porengeometrie oder die innere Suffusionsbeständigkeit durch Quellen, Schrumpfen oder Herauslösen von Stoffanteilen nachteilig beeinflussen (DRESCHER 1991).

Anforderungen an die *Barriere* sind u.a. :

- ausreichend geringe Durchlässigkeit,
- hohes Schadstoffrückhaltepotential durch Adsorption, Fällung, Filterung
- große Schichtdicke u. Verbreitung.

Die Barriere soll also keine zweite Dichtungsschicht sein, sondern ein "Reaktionskörper" für Schadstoffe, die langfristig in geringen Mengen/Konzentrationen durch das Dichtungssystem gelangen können.

Deshalb ist hier die große Masse an Adsorptions- und Fällungsmaterial verlangt und nicht eine sehr dünne Schicht/Lage aus hochreaktivem Material mit möglichst geringer Durchlässigkeit .

Nur für den Fall, daß sowohl der Chemismus als auch die Menge des Schadstoffinhaltes einer Deponie hinreichend genau vorher bekannt wären, könnte man eine darauf eingestellte spezifische Adsorptionsschicht einbauen, ein Fall, der vermutlich nur bei strikten Monodeponien realisierbar ist, nicht aber bei Deponien, die mit unterschiedlichen Abfallstoffen beschickt werden.

2. Mineralische Dichtungs- und Barriereschichten.

2. 1 Materialanforderungen

Die Anforderungen an die Materialzusammensetzung sind bei den hier zugrunde gelegten Richtlinien TA Abfall (1991), TA Siedlungsabfall (1993) und den in Niedersachsen für Siedlungsabfalldeponien geltenden Erlassen "Dichtungserlaß"(1988) und "Standorterlaß"(1991) weitgehend identisch .

In einigen Details bestehen jedoch Unterschiede, die durch die zeitliche Abfolge der Verabschiedung der jeweiligen Richtlinie bedingt sind und damit einen unterschiedlichen Stand der fachlichen Diskussionen und z.T. auch der Erkenntnisse aus der Praxis widerspiegeln .

Tabelle 1 :

Anforderungen an Dichtungs- und Barrierematerial

	TA Abfall	TA Siedl .	Nds. Dichtserlaß
Dichtung:			
Feinstporenanteil	≥ 20%	≥ 20%	≥ 15%
Tonmineralanteil	≥ 10%	≥ 10%	≥ 7,5% (im Feinstkorn)
Größtkorn der Bodenstücke	≥ 32 mm	≥ 32 mm	≥ 32 mm
Grobkiesanteil (20 ≤ d ≤ 60 mm)	nicht erlaubt	nicht erlaubt	≥ 10%
Steinanteil (d ≤ 60 mm)	nicht erlaubt	nicht erlaubt	nicht erlaubt
organ. Substanz	≤ 5%	≤ 5%	≤ 15%
Karbonatanteil	≤ 15%	≤ 15%	≤ 20% (CaCO ₃)
	TA Abfall	TA Siedl .	Nds. Standorterlaß
künstliche Barriere:			
Feinstkornanteil	nicht festgelegt	nicht festgelegt	nicht festgelegt
Tonmineralanteil	≥ 10%	nicht festgelegt ("homogen")	≥ 10%
			NLFB-Empfehlung
Kalziumkarbonatanteil	nicht festgelegt	nicht festgelegt	≤ 30%
organ. Substanz	nicht festgelegt	nicht festgelegt	≤ 15%
Grobkies/Steinanteil	nicht erlaubt	nicht erlaubt	≤ 10%

Zur Einhaltung dieser Anforderungen ist sowohl eine sorgfältige Untersuchung der geplanten Abbaufäche, z.B. eines neuen Abbaubereiches einer bestehenden Tongrube, ggf. auch von Materialhalden, als auch eine sorgfältige Überwachung bei der Gewinnung und beim Einbau der Materialien erforderlich.

2.2. Untersuchung der Materialentnahme

Die TA Abfall fordert hierzu:

Der Nachweis über Material in ausreichender Menge in der geforderten Qualität ist von Bohrungen

und Schürfen nach DIN 4021/1 in Verbindung mit geologisch-petrographischen und ingeniergeologischen Untersuchungen zu führen (Anhg. E, 2.1.1).

Die Anzahl der Einzelproben ist nach der Streuung der Materialkennwerte festzulegen, drei repräsentative Einzelproben sind mindestens erforderlich (Anhg. E, 2.1.2.1). Eine geologische Beschreibung, Gesteinsbeschreibung und die Bestimmung der Tonminerale (qualitativ) ist gefordert (2.1.2.1,g).

Die Nennung von "3 repräsentativen Einzelproben" als Mindestanzahl der zur Klassifizierung erforderlichen Proben führte öfter zu dem Mißverständnis, daß nach einer derartigen - nur als kleine Stichprobe zu bezeichnenden Untersuchung - mit dem Probefeld und anschließendem Einbau begonnen werden könne.

Für eine Eignungsbeurteilung reicht es keinesfalls aus, wenige, z . B. vom Einsender als "repräsentativ" deklarierte Proben zu untersuchen, oder durch eigene Mitarbeiter des untersuchenden Gutachterbüros an einer zufällig gerade bestehenden Abbauböschung entnommene Einzelproben zu untersuchen.

Abb. 1 zeigt die durch zusätzliche Bohrsondierungen mögliche Abgrenzung nicht geeigneter, zu stark durch Sandeinlagerungen verunreinigter Bereiche innerhalb des geplanten Abbaufeldes .

Einzelne kleine Sandlinsen in übrigen Teil der Abbaufäche werden beim Abbau und beim Fräsen ausreichend mit dem geeigneten umgebenden Material vermischt, so daß sie tolerierbar sind.

Abb. 2 soll zeigen, daß eine Massenermittlung nur anhand der in der Böschung vorhandenen Schichtdicke des geeigneten Materials zu einer krassen Fehleinschätzung der Materialmenge führen würde, weil die Dicke der geeigneten Schicht mit zunehmender Entfernung von der Böschung stark abnehmen kann, was durch die alleinige Begutachtung der Böschung nicht zu erkennen ist .

Etwas ausführlicher als im Anhang E der TA Abfall ist daher die Vorgehensweise zur Untersuchung der Abbaufäche im Nieders. Dichtungserlaß erläutert:

"Für die Eignungsprüfung muß gewährleistet sein, daß die vorgesehene Bodenentnahmestelle repräsentativ beprobt wird. Dazu ist an einer ausreichenden Anzahl von Stellen, z.I. aus Abbauböschungen, Baggerschürfen, Bohrkernen, über die gesamte geplante Abbauhöhe kontinuierlich, oder über frei gewählte Teilabschnitte (z.B. jeweils 2 m) in gleichbleibenden Mengen Material zu entnehmen ("Schlitzprobe"). Bodenproben von visuell unterschiedlichen Schichten dürfen dabei nicht vermischt werden.

Von der sorgfältig gemischten Schlitzprobe jeder angetroffenen Bodenschicht sind ausreichend Proben für die Eignungsuntersuchungen zu entnehmen. Die Probenentnahmestellen müssen über das gesamte geplante Abbaufeld verteilt sein .

Die Untersuchungen müssen eine einwandfreie Bewertung der vorgesehenen Entnahmestelle

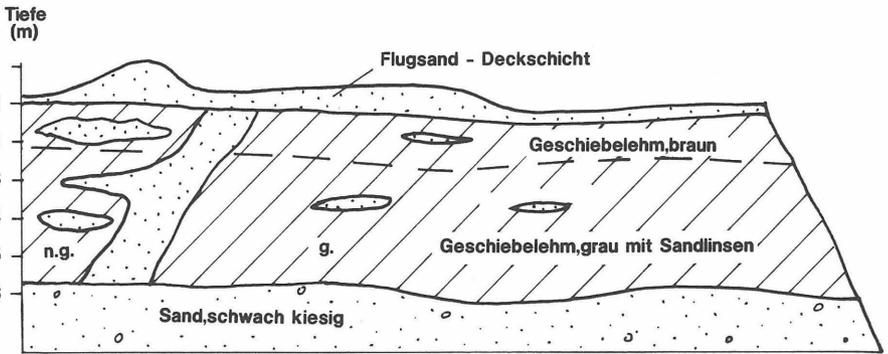
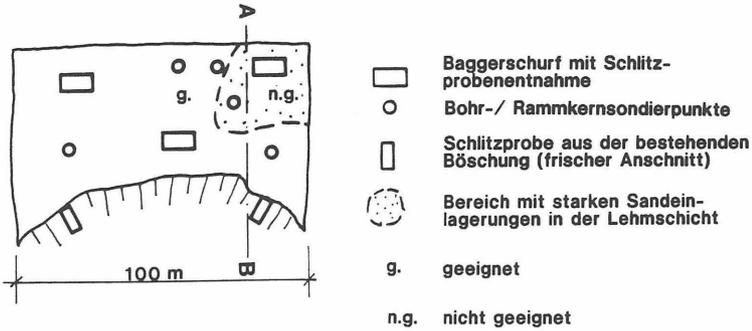


Abb. 1 Bindige Lockergesteine, Barrierematerial

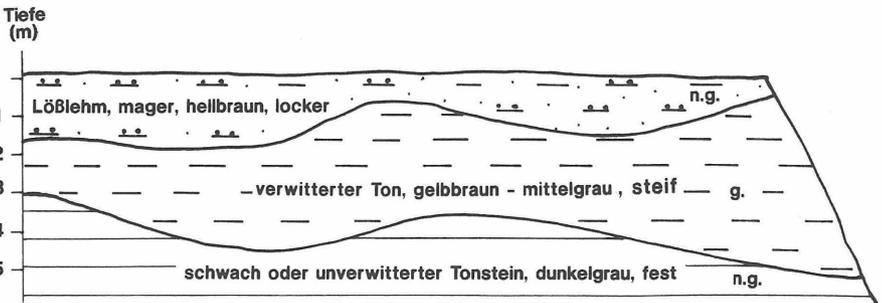


Abb. 2 Verwitterungszone toniger Festgesteine, Dichtungsmaterial

gewährleisten sowie Aussagen zur Bandbreite der zu erwartenden Materialzusammensetzung und der sich daraus ergebenden Einbauparameter gestatten.

Wenn Material aus verschiedenen Vorkommen verwendet werden soll, sind die Eignungsprüfungen in gleicher Weise für jedes Material gesondert durchzuführen."

Insgesamt ergibt sich aus den drei hier erläuterten Richtlinien, daß das Material, ebenso wie der vorgesehene Abbaubereich, sowohl bodenmechanisch als auch geologisch untersucht und beschrieben werden muß. Dazu gehört z.B. auch die genetische und stratigraphische Einstufung (Entstehung u .Alter) sowie der Schichtenverlauf im Abbaubereich, um Rückschlüsse auf die Zusammensetzung des Materials zu ermöglichen - Tone mariner Entstehung können z.B. rel . einheitlich zusammengesetzt sein, während bei eiszeitlichem Geschiebelehm mit stärker wechselnder Materialzusammensetzung zu rechnen ist.

Anhand des Schichtenverlaufes kann der Gutachter die Abbauplanung ausarbeiten, mit Angaben z.B. zur Abraumdicke, zur Entwässerung der freigeräumten Oberfläche und der Abbaugrube, zur Abbautiefe, Abbaurichtung (**Abb. 3**) und ggf . zur Sicherheit der Grubensohle gegen hydraulischen Grundbruch.

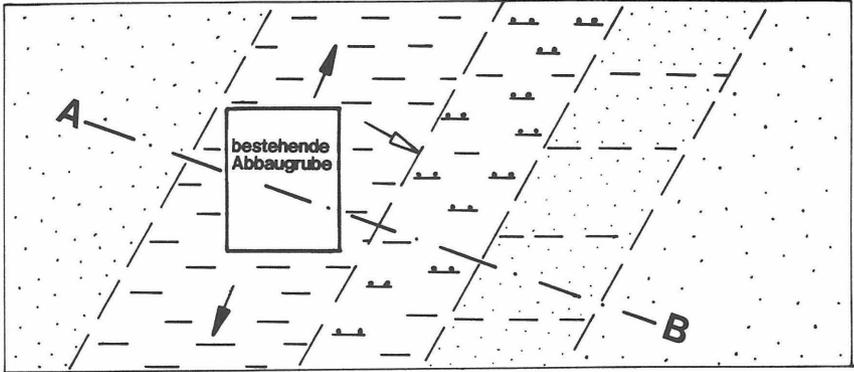
Die Aufschlüsse, Schürfe, Bohrungen, Rammkernsondierungen oder Schlitzsondierungen müssen also mindestens so tief reichen, wie später Dichtungsmaterial abgebaut werden soll. Wenn unter den abzubauenen bindigen Schichten stärker grundwasserführende Schichten folgen, ist durch Bohrungen die Lage der Grundwasserdruckfläche zu erkunden, um ggf. Entspannungsbrunnen einrichten zu können .

Das Prinzip der Entnahme von Schlitzproben (**Abb. 4**) wird u .a . bei der Beurteilung von Erz- und Kohlelagerstätten angewendet und ist für die Beurteilung von Abbaufeldern für mineralisches Dichtungs- und Barrierematerial ebenfalls geeignet, da hier auch große Materialmengen auf ihre Einheitlichkeit geprüft und insgesamt abgebaut - oder ggf. unter Ausparung nicht geeigneter Teilbereiche (**Abb. 1**) gewonnen werden müssen .

Bei der Entnahme von Proben aus Böschungen ist besonders darauf zu achten, daß der Entnahmeschlitz tief genug in die Böschung reicht, um möglichst "frisches" Material zu entnehmen. Im Bereich der Böschungsoberfläche kann der Boden sowohl stärker vernäßt und verwittert als auch ausgetrocknet sein.

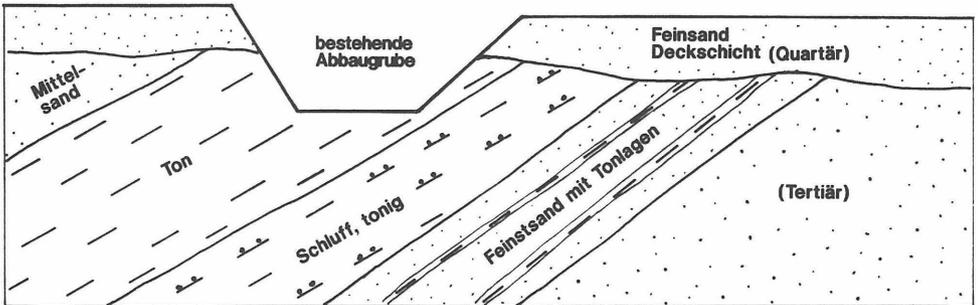
Der natürliche Wassergehalt ist aber ein entscheidender Parameter für den Einbau, so daß Fehleinschätzungen bei der Eignungsprüfung zu erheblichen Mehrkosten bei der Bauausführung führen können.

Falls Schürfe und Rammkernsondierungen nicht tief genug reichen, sind Kernbohrungen durchzuführen.



- ➡ gleichbleibendes Material in Abbaurichtung
- Materialwechsel in Abbaurichtung

Draufsicht ohne Sanddeckschicht



Schnitt A - B

Abb. 3 Schräggestellter Schichtverband in einer Tonabbaugrube

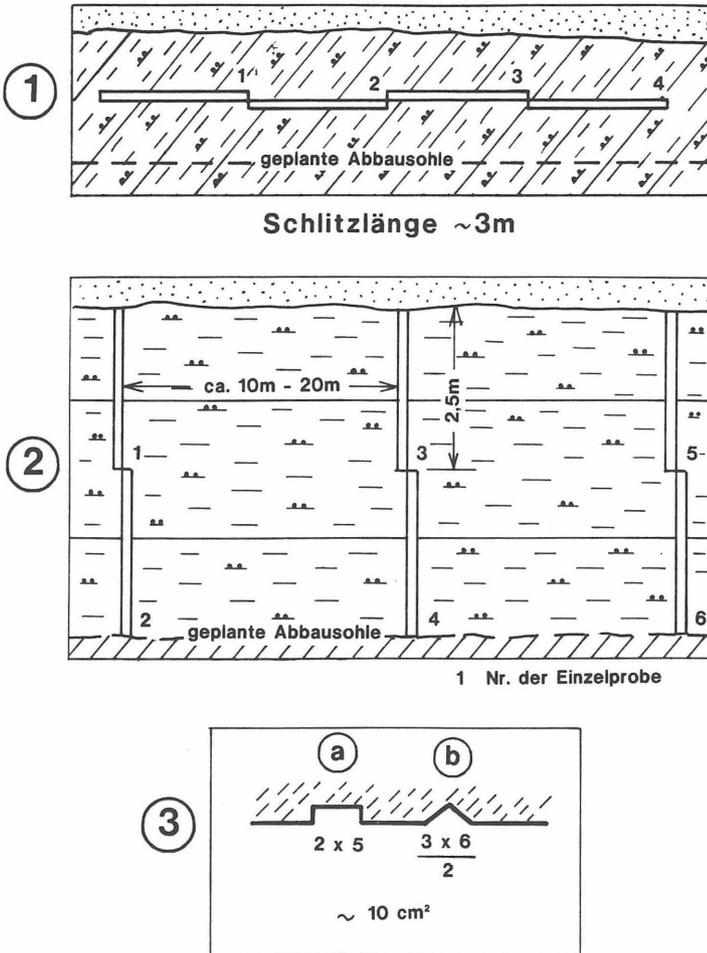


Abb. 4 Schlitzproben:

1) Horizontalschlitz in Gesteinskörpern mit steil einfallenden Strukturen.

2) Vertikalschlitz in flach gelagerten Gesteinskörpern.

3) Querschnitte von Schlitzern, (a) in weichem Gestein, (b) in hartem Gestein.

Wenn das Abbaufeld durch Kernbohrungen erkundet wird, sollte ebenfalls kontinuierlich über die gesamte geplante Abbauhöhe Material für die Laboruntersuchungen entnommen werden. Dafür können die Kerne in Längsrichtung halbiert oder geviertelt werden und dann jeweils über visuell homogen erscheinende Teilbereiche oder über die Mächtigkeit der gesamten zu beurteilenden Schicht Mischproben aus den Kernabschnitten hergestellt werden.

Der übrige Teil des Kerns ist zur Dokumentation oder ggf. für Nachuntersuchungen zu erhalten.

2. 3. Laboruntersuchungen

Mit den Mischproben sind folgende Laborversuche durchzuführen:

Tabelle 2:

Klassifizierung mineralischer Dichtungsmaterialien

- Korngrößenverteilung	DIN 18 123
- Wassergehalt	DIN 18 121/1
- Konsistenzgrenzen u. abgeleitete Werte	DIN 18 122/1 und /2
- Wasseraufnahmevermögen	n.mNSLIN/NEFF; w(max)nach 24 h(Trocknung bei 60 [^])
- organ .Bestandteile	DIN 18 128
- Kalkgehalt	DIN 18 121
- Tonminerale	Röntgendiffraktometrie u. ergänzend z.B. Röntgenfluoreszenz od. IR-Spek- troskopie
- Proctordichte	DIN 18 127
- Wasserdurchlässigkeit	DIN 18 131/1 ggf. zusätzlich Schnellversuche
- Steifemodul	Kompressionsversuch
- Scherfestigkeit	DIN 18 137/2; dreiaxialer Vers. DIN 18 136 ; einaxialer Vers. oder Scher- kastenversuch

Bei mineralischem Material zur Herstellung einer künstlichen Barriere ist darüberhinaus auch die Bestimmung der potentiellen Kationenaustauschkapazität zu empfehlen, um das Schadstoffrückhaltepotential besser einschätzen zu können .

Die Laboruntersuchungsmethoden sind im Grundsatz durch die entsprechenden DIN-Normen geregelt. In der täglichen Praxis bestehen jedoch hin und wieder Unterschiede in der Arbeits-

methodik der einzelnen Labors, die dann zu Abweichungen bei den ermittelten Kennwerten führen können.

Bei der routinemäßigen Bestimmung der Korngrößenverteilung nach DIN 18 123 wird die Probe z.B. erdfeucht (nicht vorgetrocknet) mit destilliertem Wasser und ggf. Natriumpyrophosphat als Dispergierungsmittel versetzt um ein Ausflocken während des Sedimentationsvorganges zu vermeiden.

Eine Behandlung mit Säuren, zur Lösung u.a. von karbonatischen Porenzementen oder mit Ultraschall zur Zerstörung von Aggregaten sowie die Entfernung der organischen Substanz mit Wasserstoffperoxid ist nur in besonderen Fällen vorgesehen. Eine derartige Aufbereitung der Proben kann zu erheblich höheren Werten für die Feinstanteile (Fraktion unter 0,002 mm) führen.

Für die Durchführung von halbquantitativen Tonmineralbestimmungen sind diese weitergehenden Behandlungs- und Aufbereitungstechniken häufiger erforderlich.

Für die Klassifizierungsuntersuchungen bei stärker diagenetisch verfestigten Tongesteinen (z.B. Keupermergeln) kann jedoch von vornherein eine über die normale Behandlung nach DIN 18 123 hinausgehende Aufbereitung erforderlich sein (KRACKOW, 1990).

Spezielle Fragen der Tonmineralbestimmung werden in einem anderen Beitrag dieses Seminars näher behandelt (ZACHMANN, 1994).

Für alle der in Tab. 2 genannten Klassifizierungswerte gilt, daß bei Abweichungen von den in den entsprechenden DIN-Normen genannten Methoden im Untersuchungsbericht des Labors/Gutachters die Behandlung der Probe bzw. die Untersuchungsmethode erläutert werden muß, um der zuständigen Fachbehörde und dem Fremdprüfer die Möglichkeit zu geben, die Vergleichbarkeit der Methoden und Ergebnisse zu prüfen ("DIN-gerechte Untersuchungen").

2.4 Qualitätssicherung

Die Qualitätssicherung beginnt nicht erst mit der Bauausführung, sondern schon mit der Prüfung der Antragsunterlagen und insbesondere mit einer sorgfältigen Ausschreibung.

Bei der Prüfung des Eignungsnachweises durch die Fachbehörde und den Fremdprüfer sind u. a. folgende Punkte zu prüfen:

- Art und Umfang der Felduntersuchungen
- Erkundung der gesamten Abbaufäche bis mindestens zur geplanten Abbautiefe?
- Schichtenverlauf erfaßt?
- Art und Umfang der Laboruntersuchungen
- DIN-gerechte Methoden?

- Hinweise für den Abbau:
- Abraum, Wasserhaltung, Abbaumethode
- Hinweise für den Einbau:
- Aufbereitung, Wasserzusatz, Zwischenlagerung

Die Plausibilität der Ergebnisse des Eignungsgutachtens und die Folgerungen sind zu prüfen und ggf. weitere Untersuchungen vor Beginn der Bauausführung anzuordnen.

Um einen angemessenen Untersuchungsumfang zu gewährleisten, hat es sich bewährt, wenn Fremdprüfer und ggf. Fachbehörde bereits bei der Konzipierung des Untersuchungsprogramms für das Dichtungs-/Barriermaterial mit eingeschaltet werden.

Die Ausschreibung sollte hinsichtlich der Erdbauarbeiten ebenfalls mit dem bodenmechanischen Fremdprüfer abgestimmt werden.

Qualitätssicherung beim Versuchsfeld

Die Bedingungen für die Herstellung des Versuchsfeldes sind im Anhang E (Nr. 2. 3 bis 2. 4 .) der TA Abfall und auch im Nieders. Dichtungserlaß (Nr . 3 . 3) erläutert. Sonderproben aus verschiedenen Tiefen (unteres Drittel, Lagenübergänge) der eingebauten Lagen sind nach den Vorgaben dieser Richtlinien für die Laborversuche zu entnehmen.

Nach zahlreichen Baustellenerfahrungen ist besonders darauf zu achten, daß der Schurf für die visuelle Prüfung der eingebauten Dichtungs- oder Barrierschichten durch alle Schichten hindurchreicht. Er ist daher am zweckmäßigsten mit dem Bagger auszuführen und es ist u .a . durch Herausbrechen von Dichtungsmaterial visuell zu prüfen, ob das Material vor allem auch im unteren Teil der jeweiligen Lage ausreichend plastifiziert und verdichtet ist und nicht stückig locker zerfällt und damit unzulässige Wassewegsamkeiten aufweist.

Auf guten Verbund der einzelnen Lagen ist ebenfalls visuell zu prüfen und auf parallel zur Oberfläche verlaufende Scherfugen, die durch zu hohe Verdichtungsenergie - zu häufige Walzenübergänge - insbesondere bei relativ trockenem Einbau auftreten können ("Blätterteigeffekt") .

Qualitätssicherung bei der Herstellung

Nach Auswertung der Ergebnisse des Versuchsfeldes ist die Einbauanleitung auszuarbeiten, die neben Hinweisen für den Materialabbau u.a. Aussagen zu folgenden Punkten enthalten sollte :

Tabelle 3:

- Angaben zur Qualitätslenkung in der Einbauanleitung;
- Bandbreite für den Einbauwassergehalt;
- Dicke der unverdichteten und der verdichteten Lagen;
- Verdichtungsgrad;
- visuelle Prüfung des angelieferten Materials(Körnung ,Wassergehalt) ;
- Art der Aufbereitung (Fräse, Zwangsmischer, Brecher);
- Typ/Art und Einstellung der Mischer/Brecher;
- Typ/Art der Fräse mit Angabe der Frästiefe;
- Anzahl der erforderlichen Fräsgänge;
- erforderl . Wasserzugabemengen, wenn zu trocken angeliefert ;
- ggf. erforderliche Zwischenlagerzeit auf Mieten zur Vergleichmäßigung des Wassergehaltes;
- Zeit für Abtrocknung, falls zu naß angeliefert (Zwischenlagerflächen);
- Art/Typ und Gewicht der Verdichtungsgeräte;
- Anzahl der Verdichtungsübergänge;
- Methode zur Herstellung eines glatten Planums für die KDB (z.B. abschälen mit Grader, Abwalzen mit schwerer Glattmantelwalze und Nacharbeiten mit kleinen Glattmantelwalzen);
- Einhalten der Ebenheitsanforderungen der Oberfläche gemäß BAM-Richtlinie
- Wasserhaltung/Oberflächenentwässerung während des Einbaus der Barriere und/oder der Dichtung;
- ggf. Grundwasserabsenkung während des Einbaus der Barriere;
- Witterungsschutz (z.B. Abdecken mit Baufolie, ggf. Vlies u. Bewässern);
- Informationswege/Anordnungswege bei Abweichungen von der Einbauanleitung oder bei Nachbesserungen/Sanierungen von Fehlstellen;
- Art , Umfang und Art der Dokumentation;
- Adressen-/Telefon-/Faxliste der verantwortlichen Beteiligten von Firmen, Ingenieurbüros und Behörden;
- Hinweise für die Materialabbaustelle:
- Abräumen der Deckschichten und Oberflächenentwässerung;
- Art des Abbaus, z.B. Senkrechtabbau mit Bagger oder Schrägabbau mit Raupe
- Abbautiefe und Abbaurichtung;
- ggf. aussparen ungeeigneter Bereiche;
- Entwässerung der Abbaugrube und ggf. Auftriebssicherung;
- Zeitintervalle für die Überwachung durch den Fremdprüfer.

Erfahrungen bei einer Reihe von Deponiebaustellen zeigten, daß bestimmte Vorgaben hinsichtlich der zu verwendenden Geräte ein wesentlicher Faktor der Qualitätssicherung sind.

Eine entsprechende Forderung für das Arbeitsgewicht der Walze könnte ebenso in die Ausschreibung aufgenommen werden, wie die Forderung nach Fräsen, die eine Frästiefe von mindestens 0,35 m erreichen, um für den erforderlichen guten Lagenverbund die Oberfläche der jeweils unteren Lage, nach dem Aufbringen des Materials für die nächste Lage noch mit anfräsen zu können.

Bei der Verwendung natürlicher Materialien hat nicht nur die Zusammensetzung sondern auch die Konsistenz, bzw. der Diageneseegrad, erheblichen Einfluß auf die Eignung .

Im Anhang E (Nr.3. I. 1 f) wird folgendes gefordert:

"Sofern das mineralische Material zur Erreichung einer homogenen Dichtungsmasse durch Zerkleinern oder Einmischen von Feinkornzugaben behandelt wird, hat dies in Zwangsmischern zu erfolgen (mixed-in-plant Verfahren)" .

Bei dieser Forderung stand wohl immer das Zumischen von Tonmineralen im Vordergrund und nicht nur das Zerkleinern auf die geforderte Größe der Bodenstücke von max . 32 mm.

In Niedersachsen gibt es umfangreiche positive Erfahrungen mit der Zerkleinerung durch Fräsen. Bei tonig-schluffigem Lockergesteinsmaterial, also Quartär, Tertiär und z.T. auch noch bei den oberflächennahen Bereichen von Unterkreidetonen sowie bei völlig verwitterten und plastifizierten Tongesteinen älterer geologischer Formationen hat es sich sehr gut bewährt, das Material vor dem Verdichten zu fräsen, um es zu zerkleinern und zu homogenisieren .

Falls das Material etwas zu trocken ist und Wasser zugesetzt werden muß, oder zu nasses Material durch Auflockern (z.B. Grubbern) und Liegenlassen abtrocknen muß, ist in jedem Fall zu Fräsen, um das Wasser gleichmäßig einzumischen oder oberflächlich abgetrocknete Stücke zu zerkleinern und homogen mit der übrigen Masse zu vermischen .

Zum Fräsen sind stets Hochleistungsfräsen aus der Straßenbautechnik zu verwenden (keine Landwirtschaftsfräsen!) und zwischen den einzelnen Fräsgängen sollte die zu fräsende Lage mit einer Überfahrt statisch abgewalzt ("angedrückt ") werden, damit der Boden den Fräsen zur weiteren Zerkleinerung ausreichend Widerstand bietet und nicht nur herumgewirbelt wird .

Wenn der natürliche Wassergehalt des Dichtungsmaterials zu niedrig ist , d.h. z.B. bei einem stärker diagenetisch verfestigten "Tonstein" bei etwa 10-15% liegt, kann nicht mehr gefräst, sondern muß gebrochen werden .

Mit derartigem Material ergibt sich dann aber das Problem, daß ein ausreichend gleichmäßiger Wassergehalt des gesamten Materials in baubetrieblich vertretbarer Zeit nicht zu erreichen ist, vielmehr handelt es sich dabei dann eine Art "Tonsteinkies" mit Feinanteilen, die erst beim Brechen entstanden sind oder anschließend (z.B. in Form von Bentonit oder Tonmehl)über einen Mischer eingebracht worden sind.

Nur dieses feinere Material kann einen weitgehend gleichmäßigen Wassergehalt aufweisen.

Bei derartigen fest-stückigen Materialien kann jedoch Suffusionsgefahr bestehen, wenn z.B. hochquellfähige Tone (Bentonit) zugemischt worden sind, um die Dichtigkeitsanforderungen zu erfüllen (DÜLLMANN, 1987).

Hinzu kommt eine starke Erosionsempfindlichkeit auf Böschungen, die durch das Aufquellen des Bentonits hervorgerufen wird.

Insbesondere, wenn "Tonstein"material z.B. durch karbonatischen oder anderen natürlichen Porenzement verfestigt ist, kann nicht mit schneller Wasseraufnahme während der Aufbereitung oder in Verlauf einer kurzen Zwischenlagerzeit gerechnet werden.

Es erscheint daher sicherer, für mineralische Dichtungen kein durch Porenzemente erheblich verfestigtes Ton"stein"material, sondern nur Tone zu verwenden, die lediglich konsolidiert sind und einen natürlichen Wassergehalt von etwa 20 % und mehr aufweisen.

Mit derartigem Material ist - ggf. mit Wasserzusatz und kurzer Zwischenlagerung - ein ausreichend dichtes, weitgehend homogenes und plastisches Material mit ausreichend gleichmäßigem Wassergehalt der Gesamtmasse zu erreichen.

Qualitätsprüfung

Gemäß Nr.3.2 des Anhangs E der TA Abfall "sind Eigen- (E) und Fremdprüfungen (F)nach Nr.3.2.1. und Nr.3.2.2 dieses Anhangs durchzuführen. Die zuständige Behörde hat die Arbeiten zu überwachen, sie hat sich u.a. davon zu überzeugen, daß der Fremdprüfer ordnungsgemäß arbeitet."

Die wesentlichen Prüfkriterien und Prüfraster sind hiernach:

Tabelle 4:

Prüfkriterien für die Mineraldichtung (TA Abfall u. Nds. Dichtungserlaß)

Feldmessungen

- a) Dichte (Verdichtungsgrad) alle I.III m², mindestens aber an drei verschiedenen (Verdichtungsstellen, im unteren Drittel der jeweiligen Lage, n. DIN 18 125/2, ersatzweise, nach Kalibrierung, mit einer radiometrischen Sonde im Raster von 15 x 15 m, in einem Überwachungsschritt(Eigen- oder Fremdprüfung). Bei Einbau in horizontalen Lagen in Böschungen alle 30 m Dichtebestimmung; (n. Nds. Dichtungserlaß: alle 50 m³ eingebauten Materials).

- b) visuelle Prüfung vor Aufbringen der nachfolgenden Lage bzw. vor Aufbringen der Kunststoffdichtungsbahn auf z.B. Aufweichungen, Trockenrisse, Kies-/Steinkomponenten.
- c) höhenmäßige Vermessung Lagendicke und Ebenheit der Oberfläche im Raster v. 20 x 20 m

Labormessungen

- Wassergehalt alle 1 .000 m² je verdichteter Lage - mindestens aber an 3 verschiedenen Stellen - , n. DIN 18 121/1
- Durchlässigkeit gleiche Anzahl wie Wassergehalt, n. mlN 18 130/1 (ggf. Schnellversuche)
- Korngrößenverteilung alle 4.000 m²- (n. Nds. Dichtungserl. alle 5.000m²) , mindestens jedoch einmal pro Einbautag bzw. Teilfläche, n. DIN 18 123
- Proctordichte gleiche Anzahl wie Korngrößenverteilung, n. DIN 18 127

Prüfkriterien für die künstliche Barriere (NLfB-Empfehlung):

Prüfmethoden wie bei der mineralischen Dichtung; Häufigkeit je Lage:

- Dichte(Verdichtungsgrad) alle 5.000 m²(mind.1 x je Teilfl.)
- Wassergehalt " 2.500 m²(mind.3 x je Teilfl.)
- Kornverteilung " 10.000 m²(mind.1 x je Teilfl.)
- Proctordichte " 10.000 m²(mind.1 x je Teilfl.)
- Durchlässigkeitsbeiwert " 5.000 m²(mind.3 x je Teilfl.)

(Je nach Zusammensetzung des Materials kann beim Einbau der Barriere der Prüfaufwand vom Fremdüberwacher einvernehmlich mit der zuständigen Überwachungsbehörde ggf. geändert werden).

3. Mineralische Entwässerungs-/Dränschichten

3. 1 Anforderungen

Bei den im Deponiebau verwendeten Entwässerungs-/Dränschichten sind aufgrund der unterschiedlichen Beanspruchungen sowohl unterschiedliche Anforderungen an die Körnungen als auch unterschiedliche Anforderungen an die Gesteinszusammensetzung bzw. die chemische Resistenz des Materials zu stellen.

Tabelle 5:

Anforderungen an mineralische Entwässerungs-/Dränschichten im Deponiebau

	TA Abf.	TA Siedlg.	Nds. Dichtgerlaß
Basisentwässerungsschicht			
Körnug (bevorz. Rundkorn)	16/32 od. gleicher Porenraum (z.B. 8/16)	wie TA Abf.	16/32
Kalziumkarbonatanteil	max. 20 %	max. 20 %	max. 10 %
Durchlässigkeitswert	$k=1 \times 10^{-3}$	$k=1 \times 10^{-3}$	nicht festgelegt
Festigkeit	nicht festgelegt	nicht festgelegt	nicht festgelegt
Gasdränschicht			NLFB-Empfehlung
Körnug	nicht festgelegt	nicht festgelegt	Kies 2/8 oder größer (n. TLMin-StB 83)
Kalziumkarbonatanteil	max. 10 %	max. 10 %	max. 10 %
Gas/Wasserdurchlässigkeitsbeiwert	nicht festgelegt	nicht festgelegt	nicht festgelegt
Oberflächendränschicht			
Körnug	nicht festgelegt	nicht festgelegt	Kies 2/8 oder größer (n. TLMin-StB 83)
Durchlässigkeitsbeiwert	$k=1 \times 10^{-3}$	$k=1 \times 10^{-3}$	$k=1 \times 10^{-3}$
mineral. Schutzschicht			
Körnug	nicht festgelegt	nicht festgelegt	Sand 0/2 (n. DIN4226/1) auf 400g/m ² Vlies od. Brechkorn 0/8 (n. DIN4226/1 od. ZTVT 2.1.4.3) od. Splitt 2/8 (n. TLMin) auf 1.200 g/m ² Vlies
Kalkgehalt	nicht festgelegt	nicht festgelegt	max. 10 %

Bei der Basisentwässerungsschicht sollte ein Material mit möglichst großen Einzelporen eingebaut werden, damit auch bei starker Verockerung und Versinterung möglichst lange eine hohe Durchlässigkeit erhalten bleibt (RAMKE & BRUNE, 1990).

Das Material der Basisentwässerungsschicht sollte möglichst kalkfrei sein. Die zulässigen Werte für den Kalziumkarbongehalt sind als Kompromißlösung zustande gekommen, weil kalkfreier Kies in den meisten Regionen nicht verfügbar ist.

Wenn künftig nur noch gemäß TA Siedlungsabfall behandelte Restabfälle abgelagert werden, können die Anforderungen sowohl hinsichtlich der Körnung als auch hinsichtlich der Kalkanteile erneut diskutiert werden.

Weil insbesondere durch die Forderung eines möglichst niedrigen Kalkanteils für die Basis- und Gasdränschichten ein hoher Rohstoffverbrauch der entsprechenden Kieslagerstätten - und damit auch ein entsprechender Preisanstieg - zu beobachten ist, wird auch der Einsatz von gebrochenem Material diskutiert.

Die kalkfreien magmatischen Gesteine würden sich hier anbieten, z.B. Basalt, Diabas, Porphy, aber auch Granit, der im Küstenbereich, kostengünstig aus Schottland oder Norwegen importiert, bei einigen Projekten schon eingesetzt worden ist. Daneben können auch stark verkieselte Sandsteine (Quarzit, Grauwacke) in Frage kommen.

Zur Zeit werden beim Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig Lysimeterversuche mit natürlichem gebrochenem Material durchgeführt, um speziell zu prüfen, ob derartiges Material unter Sickerwassereinfluß aufgrund der rauhen Oberflächen stärker zur Inkrustation neigt, als die glatteren Oberflächen von Rundkorn (Kies).

Wenn sich zeigt, daß gebrochenes kalkfreies Natursteinmaterial nicht oder nur geringfügig (vertretbar) stärker zur Inkrustation neigt als Rundkorn, kann es uneingeschränkt für Basisentwässerungsschichten empfohlen werden.

Bisher bestehen Bedenken bei der Überdeckung der Entwässerungsröhre, so daß für die Rohrummantelung die Verwendung von Rundkorn empfohlen wird (DIN 19 667).

Bei der Ausführung von Deponieoberflächenabdichtungen sind für die Körnung der Dränschichten in einzelnen Plangenehmigungen die gleichen Anforderungen gestellt worden, wie für die Basisentwässerungsschicht, weil in der TA Abfall/TASiedlungsabfall der gleiche Durchlässigkeitsbeiwert gefordert, aber für die Dränschichten im Oberflächenabdichtungssystem keine Körnung vorgegeben worden ist.

Eine ebenso starke Beanspruchung durch Verockerung und Versinterung wie bei der Basisentwässerungsschicht ist aber weder bei der Gasdränschicht noch bei der Oberflächendränschicht zu befürchten. Daher kann Material mit sehr viel kleineren Einzelporen verwendet werden, mit dem

die geforderten Durchlässigkeitsbeiwerte aber ebenfalls eingehalten werden können.

Für mineralische Schutzschichten oberhalb der Kunststoffdichtungsbahn im Basisabdichtungssystem gelten für Niedersachsen gemäß Dichtungserlaß die in Tab.5 genannten Anforderungen für Sand, alternativ für Brechkorn gemäß BAM-Richtlinie für die Zulassung von Kunststoffdichtungsbahnen.

Nach Versuchen mit Brechkorn 2/8 und 1.200-g-Vlies ist jedoch zu beachten, daß die Schutzwirkung nur bis zu Deponiehöhen von 35 m nachgewiesen ist.

Für die Schutzschicht ist möglichst völlige Kalkfreiheit anzustreben (NLfB-Empfehlung: max. 10 %).

3.2 Eignungsprüfung f. mineralische Entwässerungs-/Dränschichten.

Die Eignungsprüfung erstreckt sich in erster Linie auf die Überprüfung, ob die Bedingungen (z .B. TLMin-StB) für die jeweilige Lieferkörnung, u.a. Kornverteilung, abschlämmbare Bestandteile, Unterkorn- und Überkornanteile eingehalten sind. Darüberhinaus ist der Kalziumkarbonatanteil zu bestimmen und die ausreichende Festigkeit zu beurteilen.

Die chemische Beständigkeit ist insbesondere bei Schlacken und ähnlichen Materialien zu prüfen. Bei derartigen Materialien kann z .B. die Bestimmung des Kalziumkarbonatanteils Null ergeben, weil das Kalzium als CaO vorliegt und es kann daher zu der Fehldiagnose kommen: Kalkfreiheit nachgewiesen!

Das Kalzium kann aber gerade in dieser Form durch langsame hydraulische Reaktion ("Verbacken") noch zusätzlich zur Verringerung der Durchlässigkeit einer Dränschicht führen.

Eine Lagerstättenuntersuchung wird im Zuge der Eignungsprüfung von Kies, Sand oder Brechkorn bisher im allgemeinen nicht durchgeführt.

Der Eignungsnachweis des Materials sollte gemäß den Anforderungen der Richtlinien für die Güteüberwachung von Mineralstoffen im Straßenbau (RGMin-StB) durch eine nach den Richtlinien für die Anerkennung und Überwachung von Prüfstellen für bituminöse und mineralische Baustoffe und Baustoffgemische im Straßenbau (RAP-Stra) anerkannte Prüfstelle erbracht werden .

Neben einer Auswertung der bereits in Zuge der laufenden Überwachung für die Verwendung im Straßenbau oder als Betonzuschlagstoff gewonnenen Untersuchungsergebnisse sind durch den mit der Fremdprüfung der mineralischen Komponenten des Dichtungssystems der Deponie beauftragten Gutachter aber die Vorratshalden, bei Sand ggf. auch der weitere Abbaubereich zu beurteilen und ggf. ist stichprobenartig zu überprüfen, ob die von der Fremdüberwachung der Abbaustelle gemäß RG Min-StB (2 x jährlich) ermittelten Werte noch stimmen .

Grundsätzlich sollten nur Materialabbaustellen akzeptiert werden, die gemäß RG Min-StB überwacht werden. Andernfalls ist eine komplette Lagestättenuntersuchung durchzuführen, vergleichbar mit der im Kap. 2.2 erläuterten Vorgehensweise bei Dichtungsmaterial.

Die Beprobung von Halden kann nach den "Technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau" (TP BF-StB Teil A 2, 1988) durchgeführt werden.

In einer speziell die Entwässerungs-/Dränschichten betreffenden Veröffentlichung (GARTUNG & QUENZLER, 1993) sind sowohl die Anforderungen der TA Abfall an Dränmaterial, als auch die Anforderungen der DIN 4226/1 für Betonzuschlag- sowie der TLMin-StB für Straßenbaurohstoffe und die entsprechenden Richtlinien für die Probenahme und Untersuchung zusammengestellt, so daß hier nur auf einige Details näher eingegangen werden soll.

"Die zu untersuchende Halde ist mit mehreren Schürfschlitzten, die von der Spitze mit einer bis zum Haldenfuß gleichmäßig zunehmenden Tiefe angelegt werden zu beproben (Mischproben). Anstelle der Mischproben können auch aus unterschiedlichen Höhen der Aufschüttung Einzelproben entnommen und dann gemischt werden.

Dabei sind für die Untersuchung von Sand und Splitt mindestens aus 3 unterschiedlichen Höhen, bei Grobkies 16/32 und grobkörnigem Schotter aus mindestens 6 unterschiedlichen Höhen Einzelproben von Hand zu entnehmen, wobei zur Vermeidung von Nachfall ein Stützblech oder ein Entnahmerohr zu verwenden ist.

Bei der Probenahme von Verladebändern, Rutschen oder am Siloauslauf ist erst der Ablauf einer Vormenge abzuwarten. Die Probenahme erfolgt durch wiederholtes Eintauchen eines geeigneten Entnahmegefäßes in das ablaufende Mineralgemisch, wobei mindestens 3 etwa gleich große Einzelproben zu gewinnen sind. Jede Einzelprobe muß den gesamten Querschnitt des ablaufenden Materials erfassen.

Die wiederholte Entnahme soll in etwa gleichen Zeitabständen ausgeführt werden und so abgestimmt sein, daß zwischen nacheinanderfolgenden Entnahmen jeweils mindestens die 10-fache Einzelprobenmenge ablaufen kann.

Die entnommenen Einzelproben sind zu einer Sammelprobe zu vereinigen, die durch fachgerechtes Mischen sorgfältig homogenisiert wird. Aus der Mischprobe werden durch

Teilen eines Kegels zur Reduktion der Probenmenge oder mittels eines Riffelteilers die Laborprobe und die Rückstellprobe gewonnen.

Erforderliche Probenmengen für Einzel- oder Mischproben (GARTUNG & QUENZLER) (1993):

Größtkorn (mm)	0,66	2	6	20	60	100
Probenmenge (kg)	0,2	0,5	1	10	30	50

Wesentliche Laborversuche für die Eignungsprüfung sind:

Korngrößenverteilung	nach DIN 18 123
Kalkgehalt	nach DIN 18 129
Wasserdurchlässigkeitsbeiwert	nach DIN 18 130
Scherfestigkeit	nach DIN 18 137
Schlagzertrümmerungswert(Festigkeit)	nach DIN 52 115

Hinsichtlich der Korngrößenverteilung erscheint es sinnvoll, auf die Einhaltung der Lieferkörnung gemäß TLMin-StB zu prüfen (und auszuschreiben) um einheitliche Bedingungen für die anbietenden Firmen zu gewährleisten.

Die Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit ist bei den enggestuften grobkörnigen Dränmaterialien (16/32 oder 8/16) nicht erforderlich, um den Mindestwert von $1 \times 10E-3$ zu gewährleisten.

Der Nachweis kann lediglich bei weitgestuften Gemischen, wie 0/32 oder 0/8 und ggf. 2/8 notwendig sein.

Die Scherfestigkeitsbeiwerte sind in erster Linie wichtig, wenn es sich um Dränschichten im Oberflächenabdichtungssystem oder auf Böschungen von Grubendeponien handelt, bei denen die Standsicherheit/Gleitsicherheit der Dichtungs- und Entwässerungsschichten auf den Böschungen sowohl für den Betriebszustand, als auch für den Endzustand von Bedeutung ist.

Zur Ermittlung der Scherbeiwerte müssen Großschergeräte mit mindestens 0,3 m \varnothing verwendet werden, um die Randeinflüsse gering zu halten.

Zur Ermittlung der Festigkeit der Einzelkörner gegenüber Bruch und Absplitterung kann der Schlagzertrümmerungswert als genormter und routinemäßig bestimmbarer Wert herangezogen werden. Er wird zwar an den Körnungen 8/12,5 (Splitt) oder 35/45 (Schotter) durchgeführt und erfaßt daher nicht direkt die Standardkörnung 16/32 der Deponiebasisdränschicht. Außerdem zeigen die gröberen Körnungen häufig etwas höhere Absplitterungswerte (2-3 % höher) als die Körnung 8/12,5, weil die größeren Stücke z.T. noch feine Klüfte oder Fugen aufweisen, auf denen sie zerbrechen.

Insgesamt steht hier eine erprobte Prüftechnologie zur Verfügung.

Es besteht aber aus verschiedenen Gründen - z.B. wegen der hohen statischen Auflast bei Mülldeponien nach Meinung von GARTUNG & QUENZLER (1993) noch Untersuchungsbedarf und Regelungsbedarf hinsichtlich der Methoden zur Festigkeitsüberprüfung.

3.3 Qualitätssicherung beim Einbau

Neben der Beprobung ist auch hier die visuelle Kontrolle wichtig, da auch bei den Dränmaterialien sowohl bei der Körnung als auch beim Kalkanteil durch erfahrenes Fremdprüfer-Personal schon durch Beobachtung vor Ort Abweichungen erkannt werden können, so daß ggf. gezielt beprobt werden kann.

Bei einlagig aufgetragenen Dränschichten sollten die Proben stets als Mischproben über die gesamte Dicke der Schicht entnommen werden.

Für die Beprobungshäufigkeit (NLfB-Empfehlung) könnte, je nach Einheitlichkeit des Materials die Zahl von 1-2 Proben je ha eingebauter Fläche angesetzt werden. Falls auf der Baustelle ein Zwischenlager angelegt wird, wäre es sinnvoller, nicht erst die fertiggestellte Fläche durch Kontrollproben zu prüfen, sondern schon das zur Baustelle angelieferte Material.

Zu prüfen sind die bei der Eignungsprüfung aufgeführten Kennwerte, ausgenommen die Wasserdurchlässigkeit, sofern es sich um gleichkörnig-grobkörniges Material handelt, bei dem keine Zweifel bestehen, daß der Wert von $k = 1 \times 10^{-3}$ überschritten wird.

Nach zahlreichen Projekterfahrungen gilt, daß die Qualitätssicherung bei mineralischem Dichtungsmaterial in gleicher Weise wie bei den Dränmaterialien schon bei der Abbaustelle und nicht erst beim Einbau auf der Deponie einsetzen muß, um das Bauwerk Deponie mit der erforderlichen Sicherheit errichten zu können.

Literatur

BAM (1992): Richtlinie für die Zulassung von Kunststoffdichtungsbahnen als Bestandteil einer Kombinationsdichtung für Siedlungs- und Sonderabfalldeponien sowie für Abdichtungen von Altlasten.- Berlin (Eigenverlag der BAM).

DIN 4022/1 (1987): Benennen und Beschreiben von Boden und Fels.-

DIN 18 121/1 Wassergehalt, Bestimmung durch Ofentrocknung.-

DIN 18 122/1 Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen), Fließ-u. Ausroll.

DIN 18 122/2 Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen), Schrumpfgrenze.

DIN 18 127 Versuche und Versuchsgeräte, Proctorversuch.

DIN 18 128 Bestimmung des Glühverlustes.

DIN 18 129 Kalkgehaltsbestimmung.

DIN 18 130/1 Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes .

DIN 18 136 Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit.

DIN 18 137 Teil 1 u. 2 Bestimmung der Scherfestigkeit.-

Nr. 4022 bis 18 137 alle In: DIN-Taschenbuch: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds (1991), Berlin (Beuth) .

DIN 19 667 (1991): Dränung von Deponien.- Berlin (Beuth).

DIN 52 115/1,2 u. 3 (1988) Widerstandsfähigkeit gegen Schlag. Splitt u.Schotter.

DRESIHER, J. (1991): Mineralische Deponieabdichtung - geologische Barriere.-

Müll u. Abfall, 9: 618-623; Berlin/Bielefeld (Schmidt).

DÜLLMANN, H.(1992):Qualitätssicherung bei Planung und Bau von Kombinationsdichtungen für Deponien.- Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, 54: Berlin (Schmidt).

GARTUNG, E. & QUENZLER, H. (1993): Eignungsrüfung für mineralische Filter- und Dränmaterialien.- Veröff. Grundbauinstitut Landesgewerbeanstalt Bayern, 67: 223-261,19 Abb.,4 Tab.; Nürnberg (LIA Eigenverlag) .

GDA-Emlfehlungen(1993) : Emgfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten"- GDA.- 2.Aufl. :190 S.; Berlin (Ernst & Sohn) .

KRACKOW, L.(1990): Mesozoische Tongesteine in Südniedersachsen und ihre Verwendbarkeit als Dichtungsmaterial für Deponien.- 440 S., 110 Abb., 147 Tab., 10 Taf.; Diss., Geol. Inst. Univ. Göttingen (Eigenverlag) .

Nieders. Dichtungserlaß (1988): Durchführung des Abfallgesetzes; Abdichtung von Deponien für Siedlungsabfälle; RdErl. d. Min. f. Umwelt v.24.6.88.- Nieders. Min. Bl. Nr. 22/1988; Hannover.

Nieders.Standorterlaß 1991 :Durchführung des Abfallgesetzes; Anforderungen an Deponiestandorte für Siedlungsabfälle ; RdErl .d . Min. f . Umwelt v .27. 11 .91 .- Nieders. Min. Bl. Nr. 3/1992; Hannover.

RAMKE, H.-G. & BRUNE, M.(1990): Ergebnisse von Untersuchungen zur Funktionsfähigkeit von Entwässerungssystemen bei Hausmülldeponien.- Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, 36: 149-188, 14 Abb.4 Tab., Berlin (Schmidt).

RAPStra: Richtlinien für die Anerkennung u. Überwachung von Prüfstellen für bituminöse und mineralische Baustoffe und Baustoffgemische im Stralenbau.-

RGMin-StB: Richtlinien für Güteüberwachung von Mineralstoffen im Straßenbau.-

SEHRBROCK, U. (1993): Fremd- und Eigenüberwachung - Methoden und Erfahrungen.- Seminar Nr. F-40-714-041-3 Prüfmethode an min.Deponieabdichtungen.Essen(HDT).

TA Abfall (1991): Zweite allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall) v. 10.4.1990 - Teil 1.- Gem. Min. Bl. 41 Jg.No 11; BMI (Hrsg.) Bonn.

TA Siedlungsabfall (1993): Dritte allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall) v. 14.5.93.- Bundesanzeiger Nr. 99a; Bonn.

TL Min-StB: Technische Lieferbedingungen für Mineralstoffe im Straßenbau.-

TP Min-StB: Technische Prüfvorschriften für Mineralstoffe im Straßenbau.-

TP BF-StB: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau; Teil A 2 (1988), Probenahme für bodenphysikalische Versuche.-

WILKE, A. (1986) : Probenahme .- In: BENDER,F. (Hrsg.)Angewandte Geowissenschaften IV, Untersuchungsmethoden für Metall- u. Nichtmetallrohstoffe; Stuttgart (Enke).

ZACHMANN, D. (1994): Tonmineralogie für den Dichtungsbau.- Mitt. Inst. Grundbau u. Bodenmechanik TU Braunschweig;



Hohes Qualitätsniveau mineralischer Dichtungen im Widerspruch zu schnellem Baufortschritt?

Michael Bachmann, Andreas Knoll

1 Einführung in die Thematik

Die im Deponiebau zu errichtenden mineralischen Dichtungen müssen hohen Qualitätsstandards genügen. Die Qualität wird bundesweit nach den Verwaltungsvorschriften zum Abfallgesetz [1], [2], [3] und zusätzlich länderspezifisch durch Richtlinien oder Erlässe (für Niedersachsen siehe [4]) erstellt.

Der Qualitätsbegriff umfaßt hierbei nicht nur die Kriterien bezüglich der eingesetzten Materialien und zu errichtender Gewerke und Bauteile - insbesondere Durchlässigkeit und Standfestigkeit - sondern zielt auch auf die Überwachung und Kontrolle durch die verschiedenen Überwachungsinstanzen während und nach der Herstellung ab.

Grundsätzlich wird im Bauwesen bei maximalem Streben nach Gewinn versucht, den Vorgaben aller Regelwerke zu entsprechen. Dabei verhalten sich i.d.R. Qualität und Baufortschritt gegenläufig. Für den Deponiebau soll dies an den folgenden Beispielen verdeutlicht werden:

- Die lagenweise eingebrachte mineralische Dichtung wird mit einem vorgegebenen Verdichtungsgerät, Walzgeschwindigkeit und mit einer definierten Anzahl von Übergängen verdichtet. Vordergründig wirtschaftlicher ist hier, da zeitsparend, eine möglichst hohe Walzgeschwindigkeit. Hierunter kann jedoch die im Vorfeld festgeschriebene Qualität leiden. Sanierungsbedarf kann erforderlich werden.
- Nicht nur bei Termindruck wird u.U. nach dem Motto "Zeit ist Geld" auf die nötige Sorgfalt verzichtet. Bei der Herrichtung einer gemäß den Anforderungen ebenen und trockenen Oberfläche wird häufig nur eine Qualität erzeugt, die soeben von den Überwachungsinstanzen akzeptiert wird. Beispielsweise wird versucht, eine strenge Auslegung des Kriteriums "Steinfreiheit auf dem Planum für die Kunststoffdichtungsbahn" durch die Überwachungsinstanzen zu verhindern.

2 Grundzüge der Qualitätssicherung

Alle bei der Herstellung der Dichtungsgewerke notwendigen Arbeiten, die zum Erreichen einer erforderlichen Qualität notwendigen Kriterien, die Aufgaben, das Zusammenspiel und die Verzahnung der beim Bau Beteiligten und der Überwachungsinstanzen sind in dem bereits im Vorfeld der Baumaßnahme festgelegten Qualitätssicherungsplan geregelt. Der Qualitäts-

sicherungsplan enthält außerdem Ergebnisse der Eignungsprüfungen und beschreibt den Aufbau des Dichtungssystems.

Der Prüfungsumfang wird für die Eigenüberwachung der Baufirma, die unabhängige Fremd- und die behördliche Überwachung nach den Vorgaben aus [2], [3], speziell in Niedersachsen nach [4] oder in Absprache nach Erfordernis festgelegt. Für das Gewerk "Mineralische Dichtung" der Kombinationsabdichtung sind beispielsweise in Niedersachsen nach dem RdErl. d. MU [4] für die einzelnen Prüfungen folgende Prüfraster vorgesehen:

Prüfungen je Lage	Eigenüberwachung/Fremdüberwachung
Dichte/Verdichtungsgrad	1 x je 1.000 m ² ; mindestens jedoch 3 x je Teilfläche
Stückigkeit	1 x je 1.000 m ² ; mindestens jedoch 3 x je Teilfläche
Wassergehalt	1 x je 1.000 m ² ; mindestens jedoch 3 x je Teilfläche
Korngrößenverteilung	1 x je 5.000 m ² ; mindestens jedoch 1 x je Teilfläche
Proctordichte	1 x je 5.000 m ² ; mindestens jedoch 1 x je Teilfläche
Durchlässigkeitsbeiwert	1 x je 1.000 m ² ; mindestens jedoch 3 x je Teilfläche
Konsistenzgrenzen	1 x je 1.000 m ² ; mindestens jedoch 3 x je Teilfläche
Weitere stichprobenartige Prüfungen durch die behördliche Überwachung	
Höhenmäßige Vermessung der hergestellten Dichtung im 20 x 20 m Raster	

Tabelle 1: Prüfraster für das Gewerk "Mineralische Dichtung" an der Deponiesohle nach RdErl. d. MU [4]

Die o.g. Überwachungsinstanzen beziehen sich in der Beurteilung der erstellten Qualität neben der visuellen Kontrolle auch auf zuvor allgemein, in Eignungsprüfungen oder Versuchsfeldern festgelegte Kennwerte und Parameter. Diese Bezugsparameter lassen i.a. bei homogenen Materialien eine eindeutige Bewertung zu.

Als homogen werden hier Materialien bezeichnet, die im Gegensatz zu inhomogenen Materialien keine oder nur geringfügige Schwankungen in ihren bodenmechanischen Eigenschaften und Kennwerten (z.B. der Proctordichte) aufweisen.

3 Problemstellungen in der Qualitätssicherung

Problematisch wird die o.g. Bewertung, wenn die verwendeten mineralischen Materialien infolge Inhomogenität schwankende, nicht vorhersehbare Bezugs Kennwerte besitzen. Hier entstehen ggf. zeitliche Engpässe und Zwänge, weil während des Baufortschrittes laufend Bezugswerte nachgeliefert werden müssen, die Versuchsdurchführung im bodenmechanischen

Labor jedoch zeitaufwendig sein kann. Der Überwachungsaufwand wird grundsätzlich erhöht, die Überwachung wird schwieriger.

Aber auch bei homogenen Materialien können im Zuge der strikten Einhaltung der Regelwerke Zeitprobleme entstehen. Beispielsweise sieht der RdErl. d. MU [4] den Weiterbau an der Dichtung, die Aufbringung der Folgelagen erst nach Vorlage der Durchlässigkeitsbeiwerte k , ermittelt bei einem hydraulischen Gradienten $i = 30$, vor. In der Praxis führt dies häufig zu einem Weiterbau auf eigenes Risiko der Baufirma, bis entsprechende Kennwerte bzw. Freigaben vorlagen (vgl. Kap. 4).

Die in der Qualitätssicherung auftretenden Probleme sind größtenteils auf zeitliche Zwänge zurückzuführen. Die bereits im Vorfeld der Baumaßnahme kalkulierende Baufirma ist laufend bestrebt, die Ausführungszeit der von ihr geplanten Zeit anzupassen. Die Produktivität steht zunächst im Vordergrund. Die grundsätzlich unter Konkurrenzdruck entstandene Kalkulation berücksichtigt keine oder nur geringe zeitliche Puffer. Ein zeitlicher Verzug kann Auswirkungen auf die Sorgfalt der Baufirma haben. Insbesondere aus diesem Grund beobachten die Überwachungsinstanzen, speziell die Fremdüberwachung und die behördliche Überwachung, Ausführungsmängel.

Der genannte zeitliche Verzug kann u.a. folgende Ursachen haben:

- Als Basis ihres Angebotes liegen der Baufirma wichtige Unterlagen nicht oder unvollständig vor. Treten infolgedessen für die Firma unvorhersehbare Randbedingungen auf, so kann dieses ggf. einen Nachtrag mit sowohl finanziellen Folgen haben als auch eine Bauzeitverzögerung nach sich ziehen. Wichtige Unterlagen können z.B. Ergebnisse der Eignungsprüfung sein.
- Mit Vorlage der Eignungsprüfung werden theoretische Kennwerte geliefert, für die im Sinne der Erkundungsmaßnahmen eine entsprechende Gültigkeit über die Bauzeit und das gesamte Materialvorkommen vorausgesetzt wird. Im Laufe der Baumaßnahme können die Kennwerte jedoch zumindest schwanken. Deren Bandbreite ist ggf. nicht vollständig über die vorausgehende Eignungsprüfung erfaßt. Die Kennwerte müssen dann - verbunden mit einer gewissen Zeitverzögerung - angepaßt bzw. neu ermittelt werden. Dieses ist insbesondere bei inhomogenen Materialien mit schon natürlichen Schwankungsbreiten innerhalb der bodenmechanischen Kennwerte der Fall. Weitere Probleme können nun in der Zuordnung der eingangs genannten Bezugswerte auftauchen, da inhomogene Materialien nicht immer eindeutig im Feld anzusprechen sind.
- In der Planung wird nicht auf die einfache Ausführbarkeit der Baumaßnahme geachtet. Komplizierte geometrische Formen sollten hier zugunsten einfacher Lösungen vermieden werden. Insbesondere sind wechselnde Querneigungen der verschiedenen Plani zu vermeiden. Hierdurch können tordierte Ebenen entstehen, die einen lasergesteuerten Materialeinbau und eine Höhenkontrolle erschweren. Ebenso führen Ausrundungen, z.B. im Planum der mineralischen Dichtung, häufig zu erhöhtem Einbauaufwand oder einer erschwerten Kontrolle.

- Die rechnerischen Nachweise, z.B. Standsicherheitsnachweise für Böschungen, Gleit-sicherheitsnachweise für den Dichtungsaufbau oder Schutzwirksamkeitsnachweise für die Schutzlagen über der Kunststoffdichtungsbahn, liegen noch nicht vollständig vor. Im schlimmsten Fall kann dies zu einer Behinderungsanzeige der Baufirma führen, zu zeitlichen Verzögerungen der Baumaßnahme und schließlich zu einer Verlagerung in witterungsbedingt ungünstige Jahreszeiten.
- Arbeiten an der mineralischen Dichtung sind sehr stark witterungsabhängig. Aufgrund von Schlechtwetterphasen und deren "Nachlauf", bedingt durch die Abhängigkeit der Konsistenz der Bodenmaterialien vom Wassergehalt, sowie durch sich im Laufe der Baumaßnahme aufaddierende Schlechtwetterzeiten, können unvorhersehbare zeitliche Zwänge entstehen.
- Im Deponiebau ist primär wichtig, hergestellte Einheiten dem Witterungseinfluß zu entziehen. Die Arbeiten werden ggf. in kleinen Abschnitten ablauforientiert ausgeführt. Es entsteht ein kleinräumiger Zeitdruck infolge des Zwanges zu angepaßtem Arbeiten. Hierbei wird die Überwachungs- oder Kontrollinstanz häufig nicht organisatorisch in den Herstellungsprozeß der ausführenden Baufirma eingebunden. Dadurch wirkt sie ggf. wie ein Fremdkörper auf das geschlossene System "Herstellung der Dichtung" ein, was Zeitverzögerungen nach sich ziehen kann. Die Fremdüberwachung und die behördliche Überwachung sind zudem "Unbekannte" in der Kalkulation der Baufirma.
- Kostenzwänge bergen die Gefahr, von den Überwachungsinstanzen Prüfungen von Materialien zu verlangen, die nach dem Regelwerk kaum noch prüfbar sind. Als Folge kann sich hieraus anstelle der angestrebten Kostendämpfung eine Kostenverlagerung entwickeln, da diese Prüfungen mit einem erhöhten Zeitaufwand und/oder einem engeren Prüfraster einhergehen.

Bei den meisten der bislang verdeutlichten Probleme werden schon in der Anschauung Ansätze zu deren Vermeidung deutlich. Hier sei zunächst insbesondere auf die frühzeitige Verzahnung der Aktivitäten aller Beteiligten und auf die Bedeutung eines Projektmanagements zur Organisation und Koordination hingewiesen.

4 Vorgehensweise in der Qualitätssicherung

4.1 Übliche Vorgehensweise bei homogenen Dichtungsmaterialien

Die zuvor im Qualitätssicherungsplan nach dem vereinbarten Prüfraster festgeschriebenen visuellen, vermessungstechnischen und bodenmechanischen Prüfungen am Bodenmaterial und an zu erstellenden bzw. fertig gestellten Gewerken führen zur "Freigabe" oder zur Sanierung und anschließender erneuter Prüfung.

Im folgenden wird insbesondere auf jene beiden Parameter eingegangen, welche als Hauptkriterien die Stabilität und die Durchlässigkeit der Dichtung direkt beschreiben.

Von der Institution Fremdüberwachung, bzw. von der Behördenüberwachung werden Bezugsparameter, z.B. Proctorwerte, zur Kontrolle herangezogen. Dies stellt üblicherweise eine sichere und damit unproblematische Verfahrensweise zur Beurteilung des Verdichtungsgrades und damit der Stabilität dar. Der Eigenüberwachung stehen hiermit i.a. ausreichende Möglichkeiten zur Qualitätslenkung zur Verfügung. Bei homogenen Materialien ändern sich die Bezugsparameter nicht oder nur in geringem Maße, so daß eine Anpassung selten erforderlich ist.

Die übliche Praxis zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes und die Freigabe des Überbaus einer Lage stellt zwar in gewisser Weise eine Abweichung vom Regelwerk dar, wird jedoch grundsätzlich als unproblematisch angesehen.

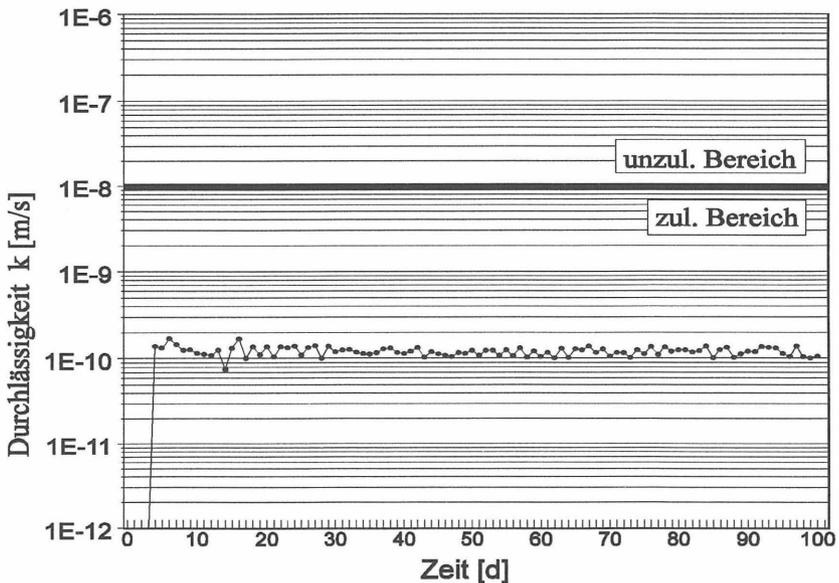


Bild 1: Durchlässigkeit eines Bodens (Dichtungsmaterial I der Deponiebaustelle A) in Abhängigkeit von der Durchströmungszeit, Gewerk künstliche geologische Barriere

Häufig wird versucht, lediglich in Anlehnung an die teilweise recht starren und hinsichtlich des Durchlässigkeitsbeiwertes unpraktikablen Regelungen ein Verfahren zu verwenden, welches mit "an Sicherheit grenzender Wahrscheinlichkeit" einen zu erwartenden, endgültigen Kennwert liefert, diesen approximiert oder zumindest eine Aussage für eine Freigabe über die bei der Verdichtung erreichte Qualität zuläßt (vgl. auch [5]). Nach mehreren Versuchsreihen läßt sich bei gleichbleibenden Böden eine qualitativ i.d.R. immer ähnlich monoton verlaufende Typkurve erstellen (s. auch Bild 1). Hiernach ist - ein bestimmtes Beobachtungsintervall vorausge-

setzt - eine Zuordnung zu einem maximalen Durchlässigkeitsbeiwert und damit eine Entscheidungsfindung für eine Freigabe oder Sanierung möglich. Dieser Nachweis kann - je nach Durchlässigkeit des untersuchten Bodens - noch mehrere Tage in Anspruch nehmen, da bei der Versuchsdurchführung nach [4] innerhalb der ersten Tage ggf. noch keine Durchströmungsmenge meßbar ist.

Außerdem besteht in der Regel nach den Ergebnissen von Versuchsfeldern bzw. Eignungsprüfungen eine zumindest qualitativ bekannte Abhängigkeit zwischen Verdichtungsgrad und Durchlässigkeitsbeiwert (vgl. auch [2], [3], [6]), nach der eine weitere Absicherung für eine quasi "vorläufige Freigabe" entsteht (s. Bild 2).

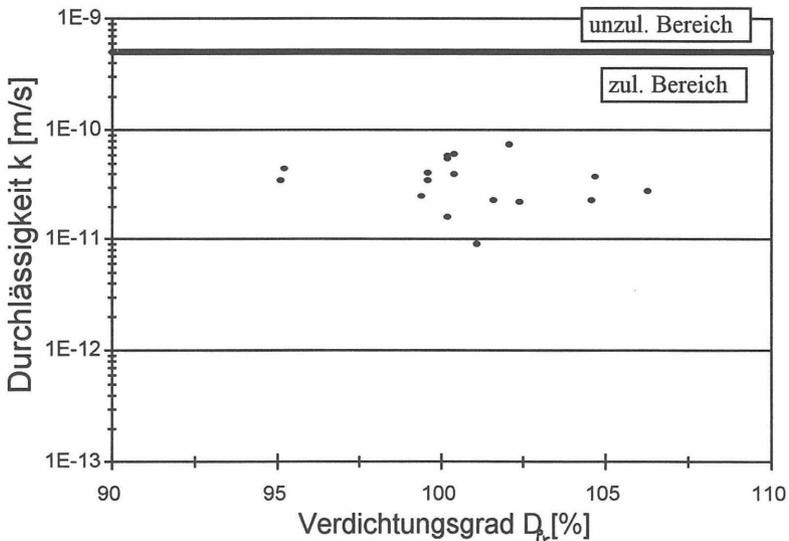


Bild 2: Abhängigkeit zwischen Verdichtungsgrad D_p und Durchlässigkeitsbeiwert k in einem Teilabschnitt der Deponie A, Gewerk mineralische Dichtung, Dichtungsmaterial II

Das Restrisiko für eine Sanierung trägt nach zuvor getroffenen Vereinbarungen bei der genannten Vorgehensweise üblicherweise die Baufirma. Dieses ist jedoch frühzeitig zwischen den Beteiligten abzuklären, da hier ggf. Kosten entstehen können, für die eine Nachkalkulation zu erstellen ist.

I.d.R. kann sich ein zügiger Bauablauf mit der flexiblen Handhabung der o.g. Vorgaben zwischen allen Beteiligten im Laufe der Baumaßnahme mit einer hohen Qualität bei zügigem Baufortschritt einspielen.

Das für die Baumaßnahme zu verwendende Material entstammte hier einem Vorkommen, für das in der Lagerstätten erkundung keine einheitliche Materialverteilung angegeben werden konnte. Im Vorkommen war mit Geschiebelehm, Geschiebemergel, Ton von steifer Konsistenz bis Tonstein und Tonmergel zu rechnen. Die Bodenansprache im Feld war grundsätzlich problematisch, da die Bodenarten untereinander teilweise sehr ähnlich und Übergänge fließend waren. Die Selektion der Materialien an der Abbaustelle oder der Abbau nach Proctorwerten ließ sich nicht realisieren. Die Entwicklung der Proctordichten über die Zeit war im Verlauf der Baumaßnahme nicht vorhersehbar. Der Versuch einer Korrelation zwischen der Kornverteilung und der Proctordichte schlug außerdem fehl.

Problematisch ist bei solchen Verhältnissen insbesondere die Zuordnung von Bezugswerten für den Verdichtungsgrad. Hier muß laufend eine zeitaufwendige Anpassung des Bezugsproctor vollzogen werden. Für die Baufirma bedeutet dies auch die laufende Anpassung im Bauablauf an geänderte Einbauvorschriften oder -vorgaben.

Gelingt die Zuordnung der Materialien zu einem Bezugsproctor nicht exakt, ist demzufolge auch die Korrelation mit dem Durchlässigkeitsbeiwert fraglich. Für schnelle Freigaben nach den Qualitätskontrollen zum Weiterbau und für eine zügige Abwicklung der Qualitätssicherung müßten nun andere als die bislang genutzten Möglichkeiten herangezogen werden.

Aber auch bei zunächst scheinbar homogenen Bodenmaterialien kann die oben geschilderte Problematik, z.B. infolge von Schwankungen in der tonmineralogischen Zusammensetzung, auftreten. Die vorausgehende Eignungsprüfung erfaßt die natürliche Variabilität der Materialien nicht immer vollständig. Die häufig erst während der Baumaßnahme plötzlich auftauchenden Schwankungen verlangen eine flexible Arbeitsweise der Überwacher. Es werden schnellere Verfahren für eine aussagekräftige Qualitätsbeurteilung gefordert.

Grundsätzlich ist bei einer geplanten Verwendung von inhomogenen Dichtungsmaterialien zu hinterfragen, inwieweit bodenmechanische Klassifikationen, bzw. Korrelationen möglich sind, oder durch Schwankungen in den Materialzusammensetzungen ungenau werden. "Hausgemachte Varianzen" in den Bezugswerten erhöhen den Überwachungsaufwand deutlich. Ein erhöhter Überwachungsaufwand ist gegen eine Konditionierung des Bodens (Homogenisierung durch Fräsen, Präparation des Wassergehaltes) abzuwägen. Hierbei müssen Kosten und Zeitaufwand berücksichtigt werden.

5 Methoden der zügigeren Qualitätssicherung

5.1 Grundsätze

Die Ergebnisse der Eignungsprüfungen müssen frühzeitig vorliegen, denn sie beinhalten Kennwerte und Parameter, die zur Kalkulation der Preise der Baufirma wichtig sind, aber auch grundsätzliche Informationen zur Ermittlung des Überwachungsaufwandes. In diesem Sinne ist ebenso die Klärung der Frage wichtig, wer bei ggf. auftretenden Sanierungen anfallende Kosten trägt.

Soll mit inhomogenen Materialien gearbeitet werden, so ist eine geeignete Bodenkonditionierung als Voraussetzung für die Prüfbarkeit unerlässlich. Der Herstellung der Homogenität des mineralischen Dichtungsmaterials (z.B. durch Fräsen) kommt dabei eine enorme Bedeutung zu, da erst hierbei eine prüfbare bodenmechanische Klassifikation entsteht und somit die Grundvoraussetzung für ein reibungsfreies "handling" auf der Baustelle geschaffen wird. Die Materialaufbereitung muß demnach also solange durchgeführt werden, bis die Schwankungsbreiten ein Maß angenommen haben, das eine eindeutige Beurteilung seitens der Überwachungsorgane im laufenden Baubetrieb zuläßt. Dabei ist zu berücksichtigen, daß hier ggf. eine Mindestanzahl von Versuchen oder Langzeitversuchen noch vor dem Beginn der Baumaßnahme auch an dem homogenisierten Material für Korrelationen durchgeführt werden muß. Die Untersuchungsergebnisse führen nach einer Abwägung der Kosten und des Zeitaufwandes einer Bodenkonditionierung bzw. des ggf. alternativ hierzu erhöhten Überwachungsaufwandes zu einem Konzept der Durchführung und je nach Erfordernis zu weiteren abschließenden Untersuchungen des Bodenmaterials. Diese Untersuchungen können z.B. in Form eines Versuchsfeldes mit größeren als den grundsätzlich vorgegebenen Abmessungen durchgeführt werden.

Insgesamt wird deutlich, daß alle erforderlichen Untersuchungen in mehreren zeitintensiven Schritten stattfinden können. Je nach Materialzusammensetzung ist ein erhöhter Überwachungsaufwand trotz vorhergehender Konditionierung denkbar. Beispielsweise kann durch erhöhten Überwachungsaufwand ggf. ein Fräsdurchgang eingespart werden.

Grundsätzlich ist bei den Kosten-/Nutzenüberlegungen zu berücksichtigen, daß bei inhomogenen Materialien der Sanierungsbedarf nach den Qualitätsprüfungen höher als bei homogenen Materialien liegt.

5.2 Prüfraster

Das von den Überwachungsinstanzen in Absprache mit den Beteiligten und im Qualitätssicherungsplan geregelte Prüfraster kann als eine Funktion der Homogenität des Dichtungsmaterials angesehen werden. Es muß daher unter strenger Berücksichtigung der Streuungen von Versuchsergebnissen aus den Eignungsprüfungen und den Versuchsfeldern festgelegt werden.

Während oder nach der Baumaßnahme kann anhand einer statistischen Bearbeitung festgestellt werden, ob das Raster eng genug gewählt wurde, indem z.B. die entscheidenden Beurteilungskriterien Verdichtungsgrad und Durchlässigkeitsbeiwert ausgewertet werden. Gleichzeitig wird hierbei eine Aussage über den Sanierungsaufwand getroffen. Hierüber geben Streuungen und Abweichungen von zu erreichenden Sollwerten Auskunft.

Bei der Festlegung des Prüfrasters muß Berücksichtigung finden, daß die Beprobung der Dichtung i.d.R. mit deren Zerstörung einhergeht. Die Anzahl der Prüfungen sollte sich daran orien-

tieren, wieviel Einzelproben wirklich erforderlich sind, um eine repräsentative Aussage über die Dichtungsqualität zu gewährleisten.

Die Festlegung kleiner Teilabschnitte oder Teilflächen zur täglichen Freigabe für die Weiterbelegung (Witterungsschutz) erfordert ggf. eine höhere Anzahl von Einzelproben als bei größeren Teilabschnitten. Bei optimaler Verzahnung zwischen den Überwachern und der Baufirma wird hierdurch ein schneller Baufortschritt bei hohem Qualitätsstandart und geringem Sanierungsbedarf erreicht.

Das Beprobungsraster ist außerdem eine Funktion der jeweiligen Beprobungskenngröße. Der Verdichtungsgrad D_{Pr} wird nach dem Qualitätssicherungsplan i.d.R. mindestens 3 mal je Teilfläche, z.B. für das Gewerk mineralische Dichtung (vgl. [2], [3], [4]), durch die Eigen- und Fremdüberwachung auf das Kriterium $D_{Pr} \geq 95\%$ hin überprüft. Diese Vereinbarung steht zunächst in Widerspruch zu den Regelungen der ZTVE-Stb 93 [8]. Im Straßenbau wird der Verdichtungsgrad prinzipiell in gleicher Weise wie im Deponiebau zur Beurteilung der Stabilität des Bauwerkes bei geringen Verformungen eingesetzt. Nach [8] sind die o.g. Abweichungen des Verdichtungsgrades in einem Streubereich $92\% < D_{Pr} \leq 95\%$ bei 20 % der untersuchten Proben zulässig. Überträgt man dieses "20%-Kriterium", zur Schaffung einer größeren Flexibilität in der Qualitätsbeurteilung, auf die Teilflächen im Deponiebau, kann je Teilfläche eine größere Beprobungshäufigkeit resultieren. Dies erklärt sich aus folgenden Gründen:

- Nach den Forderungen der Überwachungsbehörden darf die "20%-Regelung" ggf. nur pro Teilfläche angewendet werden, um eine Konzentration von Einzelproben mit $D_{Pr} < 95\%$ innerhalb einer Teilfläche zu vermeiden.
- Infolge der Forderung nach einem möglichst zügigen Baufortschritt, werden ggf. grundsätzlich direkt 5 Einzelproben je Teilfläche entnommen. So wird optional für eine Probe der Fall $D_{Pr} < 95\%$ vorbereitet. Bei nur 3 entnommenen Einzelproben müßten in diesem Fall mit einer entsprechenden Verzögerung 2 weitere Proben entnommen werden

Bei homogenen Dichtungsmaterialien wird - i.a. für eine repräsentative Beprobung ausreichend - z.B. ein Prüfraster nach [3] oder den o.g. Grundsätzen sinnvoll festgelegt (vgl. Kap. 2). Bei Materialien mit innerhalb vorgegebenen Grenzen stärker streuenden Kennwerten, muß sich ein solches Raster an den Materialschwankungen orientieren. Konkret heißt dies z.B. für die Prüfung der Proctordichte, daß zusätzliche Proctorkurven bei sich ändernden Kennwerten zu erstellen sind. Das Prüfraster ist zu verdichten, um die Durchführung einer zügigen und sicheren Qualitätskontrolle und -lenkung zu gewährleisten. Analog muß beispielsweise auch bei der Festlegung der Einzelprüfungen für den Verdichtungsgrad verfahren werden. Wenn die Teilflächen für den Bezugsproctor sehr klein werden, kann dieses die Anzahl der Dichteprüfungen erhöhen, wenn je Teilfläche eine Mindestanzahl von Einzelproben zu entnehmen ist.

Die starre Festlegung eines Prüfrasters kann jedoch nur bei Materialien Sinn machen, deren Verteilung in der Einbaufäche bekannt ist, und damit eine genaue Zuordnung zwischen Bezugsparameter und Prüfwert (z.B. Proctordichte und Dichte) möglich ist.

In Bild 4 ist beispielhaft die mögliche Verteilung von Dichtungsmaterialien in einer Einbaufäche dargestellt. In diesem Beispiel sind die Einbauparameter der Materialien und deren

Schwankungsbreite bekannt, die Zuordnung der Parameter in der Fläche trotz Bodenansprache jedoch nicht möglich. Die dort dargestellten Grenzen, die für die Beurteilung und die Zuordnung zu Bezugsparametern wichtig sind, können für die Qualitätsbeurteilung nicht als bekannt vorausgesetzt werden.

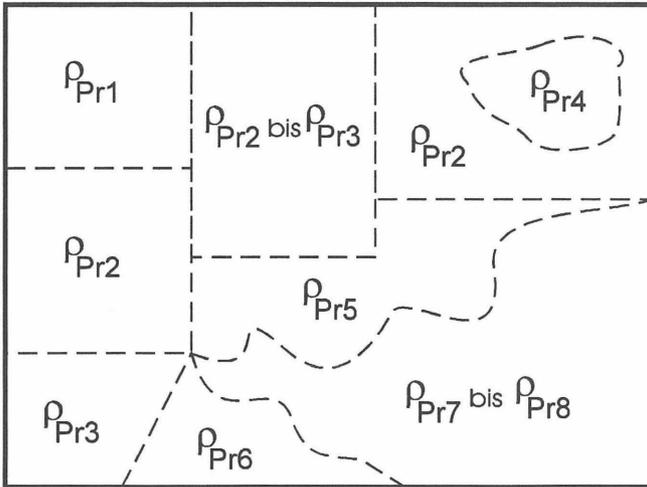


Bild 4: Beispiel einer Verteilung von Dichtungsmaterialien in der Einbaufäche mit jeweils zugehörigem Bezugsproctor ($\rho_{Pr1} \neq \rho_{Pr2} \neq \rho_{Pr3} \neq \rho_{Pr4} \neq \rho_{Pr5} \neq \rho_{Pr6} \neq \rho_{Pr7} \neq \rho_{Pr8}$)

Bislang wird in der Qualitätsprüfung versucht, die (hier für das Beispiel dargestellten) Grenzen möglichst genau abzustecken und für die einzelnen Teilflächen die entsprechenden Bezugsgrößen zu liefern.

Da dieses bei schwankenden Materialkennwerten u.U. äußerst problematisch ist, besteht die Forderung nach Verfahren, die kostenextensiver, insgesamt geringer aufwendig, punktgenau bezogen auf die Entnahmestelle des Ausstechzylinders sind und letztendlich möglichst schneller Ergebnisse liefern, als der doch recht zeitaufwendige Proctorversuch (vgl. Kap. 5.3, 5.4).

5.3 Aktuelle Schnellverfahren

5.3.1 Einlaufkontrolle

Bei der Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes im bodenmechanischen Labor wird eine Probe mit Wasser durchströmt und aus der austretenden Wassermenge pro Zeit in Abhängigkeit von einem bestimmten hydraulischen Gefälle der Durchlässigkeitsbeiwert k [m/s] errechnet. Die Messungen auf der Auslaufseite sind naturgemäß sehr zeitaufwendig. Bei einem zur Zeit zulässigen Grenzwert von $k \leq 5 \times 10^{-10}$ m/s für die mineralische Dichtung [4] vergehen bei einem hydraulischen Gradienten von $i = 30$ etwa 3 bis 4 Wochen bis ein verlässlicher k -Wert vorliegt. Eine Zeitverkürzung kann hier lediglich durch ein größeres hydraulisches Gefälle erzielt werden, jedoch sind selbst bei $i = 125$ etwa 10 Tage Durchströmung notwendig (Für diesen Fall wäre zunächst nachzuweisen, daß sich der höhere Gradient nicht auf die Durchlässigkeit auswirkt). Da im Rahmen der Überwachung des Einbaus mineralischer Deponieabdichtungen vornehmlich nicht die exakte Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes im Vordergrund steht, sondern in erster Linie sicher zu stellen ist, daß der geforderte Grenzwert nicht überschritten wird, ist hier die Messung der einlaufenden Wassermenge bedeutsam (s. Bild 5).

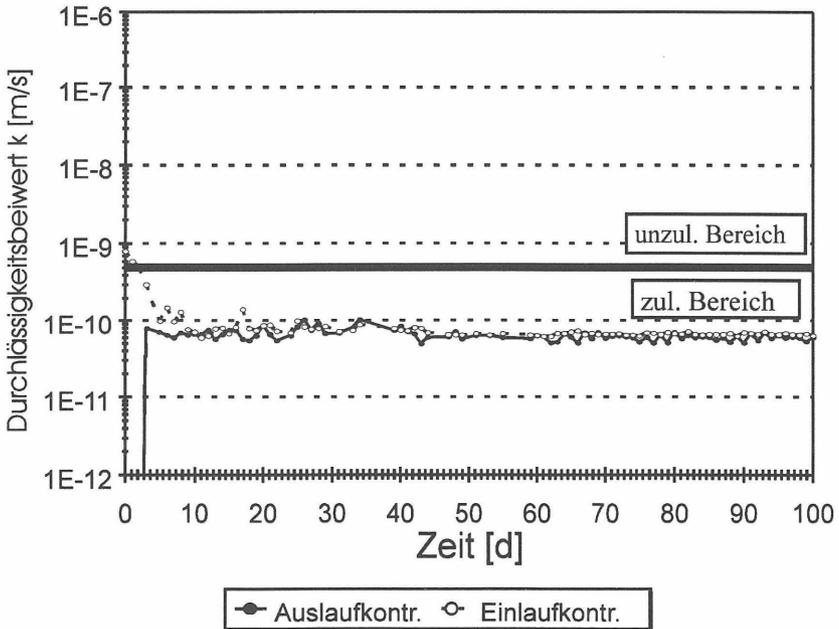


Bild 5: Durchlässigkeitsbestimmung in der Triaxialzelle (Material der Deponie D), Ein- und Auslaufseite der Probe

Diese recht elegante Methode der schnellen Qualitätsprüfung wird für Überwachungsmaßnahmen im Deponiebau in den einschlägigen Richtlinien seit längerem gefordert.

5.3.2 Isotopensonde

Zur Ermittlung des Wassergehaltes und der Dichte bieten sich seit einiger Zeit auch radiometrische Verfahren an, die eine schnelle und weitgehend zerstörungsfreie Messung ermöglichen. Hier wird mit Hilfe von Sonden (Strahlenquellen) und Zählgeräten die Strahlung radioaktiver Isotope ermittelt, die in Beziehung zur Dichte und zum Wassergehalt des durchstrahlten Bodens gesetzt werden kann. Bei Deponieabdichtungssystemen kommen i.d.R. Geräte zum Einsatz, die mit einem Gamma-Strahler und einem Neutronen-Strahler ausgerüstet sind und somit die gleichzeitige Ermittlung von Feuchtdichte und Wassergehalt ermöglichen. Hierbei läßt sich die Qualitätskontrolle mineralischer Dichtungen mit Lagenstärken von 25 bis 30 cm durchführen [9]. Die Meßwerte werden direkt im Feld angezeigt, eine Auswertung im Feldlabor entfällt und damit ist eine verzögerungsfreie Rückkopplung mit der Bauleitung und/oder Geräteführern vor Ort möglich. Da hierbei kein Probenkörper entnommen wird, muß für die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes parallel das herkömmliche Ausstechzylinderverfahren verwendet werden. Somit ist die Verwendung der Isotopensonde zwar als sehr schnelle aber lediglich unterstützende Maßnahme zur Qualitätsprüfung von mineralischen Deponieabdichtungen zu sehen.

5.3.3 Mikrowellenherd

Neben der konventionellen Bestimmung des Wassergehaltes von Böden durch Ofentrocknung werden im Bereich des Deponiebaus häufig handelsübliche Mikrowellengeräte auf Baustellen eingesetzt. Im Gegensatz zur herkömmlichen Ofentrocknung wird das Bodenmaterial nicht über Wärmestrahlung und/oder Konvektion erhitzt, sondern über die Einwirkung elektromagnetischer, hochfrequenter Strahlung. Im Gegensatz zur Ofentrocknung werden mit dem Mikrowellenherd immer etwas höhere Wassergehalte ermittelt als mit der Ofentrocknung. Die Unterschiede sind jedoch, sachgemäße Verwendung vorausgesetzt, so gering, daß sich für den praktischen Einsatz auf der Baustelle keine Nachteile ergeben. Die Trocknungszeiten hingegen reduzieren sich von mindestens 12 Stunden auf ca. 20 Minuten. Dies macht eine ständige Kontrolle des Einbauwassergehaltes im laufenden Baubetrieb möglich und ist somit für einen schnellen Baufortschritt unerlässlich.

5.4 Korrelationen

Bereits im Vorfeld der eigentlichen Baumaßnahme werden anhand der Erkenntnisse aus den Eignungsprüfungen und der Versuchsfelder Beziehungen zwischen einzelnen Bodenkenngrößen abgeleitet. Letztendlich stellt eine Einbauanweisung eine Interpretation und Umsetzung dieser Erkenntnisse dar.

Nach [3] und [6] sind Korrelationen zwischen den bodenmechanischen Kennwerten der eingesetzten Dichtungsmaterialien möglichst umfassend im Vorfeld der Baumaßnahme zu untersuchen. Diese Regelung hat den Zweck, während der Baumaßnahme Materialschwankungen möglichst umgehend zu erkennen und darauf reagieren zu können. Nicht jedoch sollen über Korrelationen aus ermittelten Parametern gezielt weitere Parameter abgeleitet werden. Denn die bislang bekannten und allgemein zugrundegelegten Zusammenhänge z.B. zwischen Wasseraufnahmevermögen und den Proctorwerten nach [11] oder [12] können nach den Erfahrungen bislang keine hinreichende baupraktische Genauigkeit gewährleisten. Andererseits sind beispielsweise für die in [13] durchgeführten Korrelationen bodenmechanische Eingangsdaten zu liefern, deren Ermittlung einem schnellen Baufortschritt entgegensteht und letztlich gegenüber der Bestimmung der Proctorwerte keine Vorteile bietet.

Werden nur projekt- bzw. materialbezogene Daten miteinander korreliert, kann eine genauere Regression, als bei den allgemeingültigen Zusammenhängen, z.B. zwischen Wasseraufnahmevermögen (w_b) / Proctordichte (ρ_{pR}) nach [10], erreicht werden. Die möglichen Prognosen von Proctorwerten waren nach dem bisherigen Kenntnisstand über derartige bodenmechanische Beziehungen nicht verlässlich.

Nach Auswertung der Beziehung w_b / ρ_{pR} nach [10] und eigenen Datenmaterials am Institut für Grundbau und Bodenmechanik ergab sich in der Regression der Wertepaare w_b / ρ_{pR} ein maximaler Regressionskoeffizient $r = 0,819$. Bild 6 zeigt, daß selbst die Auswertung von Wertepaaren lediglich eines Dichtungsmaterials die bekannten Schwankungen widerspiegelt.

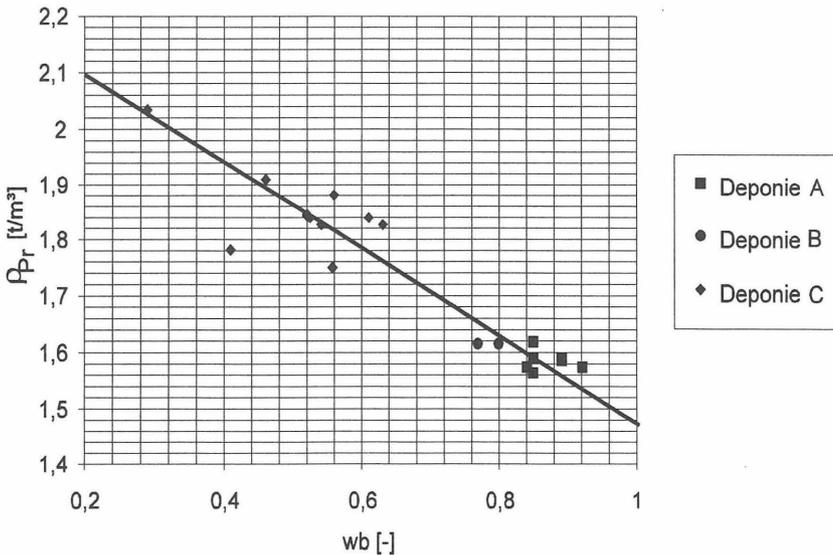


Bild 6: Beziehung zwischen Wasseraufnahmevermögen und Proctordichte verschiedener Teilproben von Dichtungsmaterial am IGB•TUBS mit Regressionsgraph

Bei den bisherigen Untersuchungen wurde nicht berücksichtigt, daß sich z.B. ein Kaolinit in der Wasseraufnahme anders verhält als ein Montmorillonit. Betrachtet man das Wasseraufnahmevermögen der "Ausreißer" und der auf dem Regressionsgraphen liegenden "Referenzpunkte" aus Bild 6 über die Zeit, so werden teilweise erhebliche Unterschiede zwischen den einzelnen Wertepaaren deutlich.

Beispielhaft sind in Bild 7 typische Kurven "Ausreißer" und "Referenzpunkte" für das Wasseraufnahmevermögen dargestellt, die ebenfalls prägnante Unterschiede aufweisen und damit einen Hinweis auf Gründe für die Abweichung vom Regressionsgraphen geben.

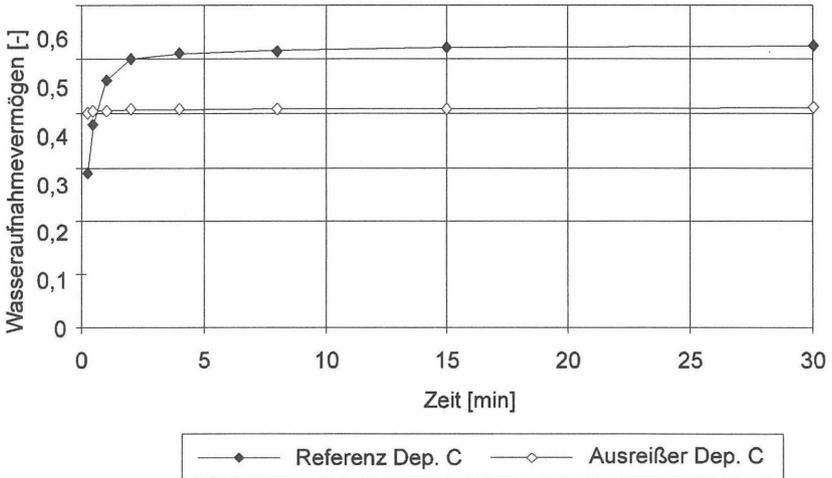


Bild 7: Wasseraufnahmevermögen von Dichtungsmaterial der Deponie C als Funktion der Zeit

Die in Bild 6 erkennbaren Abweichungen vom Regressionsgraphen liegen, bezogen auf die Proctordichte, maximal bei ca. 8% des ρ_{Pr} sind also zunächst nicht tolerabel. Unter Berücksichtigung des zeitlichen Verlaufs des Wasseraufnahmevermögens (Bild 7) können diese Abweichungen prognostiziert werden. Infolgedessen kann auf den Wert der Proctordichte geschlossen werden. Der erforderliche Genauigkeitsgrad muß unter Berücksichtigung von Materialschwankungen auf den für den jeweiligen Boden erreichbaren Genauigkeitsgrad abgestimmt werden.

Nach den o.g. Zusammenhängen ist ein Rückschluß vom Wasseraufnahmevermögen auf den Kennwert Proctordichte bei einem bekannten Regressionsgraphen deutlich genauer als bislang möglich. Starke Abweichungen von über Korrelationen ermittelten Kennwerten werden trotz Streuung der Eingangsparameter vermieden. Eine Eingrenzung ist genauer als bisher möglich. Ein bestimmter w_b -Wert ist nach den Erkenntnissen unter Berücksichtigung des Verlaufes der w_b -Kurve typisch für eine bestimmte Proctordichte eines Dichtungsmateriales. Weitere Untersuchungen hierzu laufen derzeit am IGB•TUBS.

Die o.g. Korrelationen über das Wasseraufnahmevermögen sind auch auf den Wassergehalt bei Proctordichte, w_{Pr} , anwendbar.

Die Frage nach der erforderlichen Regressionsgenauigkeit stellt sich bei der zur Qualitätsbeurteilung oft herangezogenen Beziehung zwischen Durchlässigkeitsbeiwert und Verdichtungsgrad nicht immer. In Bild 2 wurde der Zusammenhang für ein Beispiel verdeutlicht.

Selbst ohne Regression kann hier qualitativ die Aussage getroffen werden, daß bei Gewährleistung des Kriteriums $DP_r \geq 95\%$ auch die Einhaltung des Kriteriums $k \leq 5 \times 10^{-10}$ m/s zu erwarten ist.

5.5 Auswirkungen auf die Qualität der Dichtung

Die zuvor beschriebenen Maßnahmen zur Beschleunigung der Qualitätsprüfung sollen im folgenden in ihren Auswirkungen auf die Qualität der mineralischen Dichtung zusammenfassend dargestellt werden.

Wie in Kapitel 5.1-5.4 beschrieben, können mit Hilfe von Schnellverfahren zügig maßgebende Kennwerte für die Qualitätsprüfung ermittelt, bzw. die Einhaltung vorgegebener Grenzwerte nachgewiesen werden.

Insbesondere das Verfahren der Einlaufkontrolle bietet gegenüber der exakten Ermittlung des k-Wertes auf der Auslaufseite eine erhebliche Verkürzung der Versuchsdauer. Dabei wird der Nachweis der Qualität der mineralischen Dichtung in keiner Weise unsicherer. Die Ermittlung des tatsächlichen Durchlässigkeitsbeiwertes ist demgegenüber gerade im Hinblick auf die Qualität nicht notwendig und damit in letzter Konsequenz sogar fraglich.

Die Bestimmung des Wassergehaltes mit Hilfe des Mikrowellengerätes ist für den Baustelleneinsatz mittlerweile alltägliche Praxis. Auch hier hat sich gezeigt, daß der Zeitgewinn nicht auf Kosten der Qualität entsteht. Zwar sind minimale Abweichungen zur Bestimmung per Ofentrocknung gegeben, doch liegen die Wassergehalte immer etwas über denen der Ofentrocknung. Damit werden auch geringfügig niedrigere Verdichtungsgrade ermittelt, die somit ein gewisses Sicherheitspotential beinhalten.

Das herkömmliche zur Bestimmung der Trockendichte verwendete Ausstechzylinderverfahren bietet die Möglichkeit, über den Verdichtungsgrad eine Vorabschätzung auf den erreichten Durchlässigkeitsbeiwert zu treffen und eine risikoarme, vorläufige Freigabe zu ermöglichen. Zwar besteht kein direkter Zusammenhang zwischen Verdichtungsgrad und Durchlässigkeitsbeiwert, doch zeigt sich, daß bei Einhaltung des geforderten Grenzwertes für den Verdichtungsgrad, bei bestimmten Böden der Grenzwert des k-Wertes unterhalb der Mindestanforderung liegt. Damit kann ein schneller Baufortschritt bei ausreichender Qualität gewährleistet werden.

Die Nutzung des Zusammenhangs zwischen Wasserbindevermögen und Proctordichte kann im praktischen Baustelleneinsatz deutliche Zeitvorteile gegenüber der herkömmlichen Bezugsproctorbestimmung bedeuten. Gerade bei der Verwendung inhomogener Materialien ist die häufige Änderung des Bezugsproctorwertes während des Einbaus zu beobachten. Die laufende Prüfung des Wasseraufnahmevermögens macht einen Materialwechsel in kürzester Zeit faßbar, das Dichtungsmaterial bleibt zu jeder Zeit prüfbar. Damit ist ein gleichbleibend hohes Qualitätsniveau bei maximalem Baufortschritt gegeben.

Die o.g. Maßnahmen setzen die ausreichende Konditionierung des mineralischen Dichtungsmaterials voraus. Hier wird die Grundvoraussetzung für die Prüfbarkeit und damit die Gewährleistung der geforderten Qualität geschaffen. Defizite innerhalb dieses Bereiches können fatale Folgen für Baufortschritt und Qualität haben.

5.6 Kosten

Grundsätzlich müssen Nutzen und Aufwand zur Ermittlung der Mehr- oder Minderkosten infolge der zuvor beschriebenen Verfahren und Untersuchungen für den gesamten Bauablauf abgewogen werden.

Die erläuterten Schnellverfahren und Korrelationsmöglichkeiten eröffnen bei vergleichsweise geringem apparativen, zeitlichen und organisatorischen Aufwand die Möglichkeit der Beschleunigung des Bauablaufes. Sie sind daher gut zur Dämpfung der Baukosten geeignet.

Den Vorteilen ausführlicher Korrelationen oder z.B. Materialhomogenisierung stehen zwar zunächst höhere Kosten gegenüber. Infolge eines ggf. geringeren Überwachungsaufwandes und der zügigen Abwicklung der Qualitätssicherung werden aber wiederum Kosten eingespart.

Am Beispiel der Homogenisierung eines zunächst inhomogenen, in einer stationären Fräsanlage zu einem homogenen Dichtungsmaterial aufbereiteten Bodens wird deutlich, daß vordergründig zunächst erhebliche Mehrkosten entstehen können. Dem steht eine Kostendämpfung oder -verringern gegenüber. Diese wird verursacht durch geringeren Überwachungsaufwand, ggf. weitmaschigeres Beprobungsraster, ggf. durch Verwendung eines preislich günstigeren Grundmaterials und letztendlich durch geringeren Sanierungsbedarf und kürzere Bauzeit.

I.a. werden für die reine Herstellung einer 3-lagigen mineralischen Basisabdichtung Aufwendungen von ca. DM 30 pro m² erforderlich. Diese Herstellungskosten schließen die Eigenüberwachung bereits ein. Für die Fremdüberwachung sind ca. weitere DM 4 bis DM 5 pro m² zu veranschlagen.

Die Sanierung einer Teilfläche kann einen geringen bis sehr hohen zusätzlichen Kostenaufwand bedingen. Zu berücksichtigen ist insbesondere der Anteil der zu sanierenden Flächen an der herzustellenden Gesamtfläche, der von der Materialhomogenität abhängen kann.

Ein zusätzlicher Walzübergang trägt i.d.R. - im Gegensatz zu einem kompletten Bodenaustausch - nicht nennenswert zur Erhöhung der Baukosten bei. Für den zusätzlichen Walzgang (bindiger Boden, Schafffußwalze mit Vibration) sind, je nach Bauunternehmung, Mehrkosten zwischen DM 0,20 und DM 2,50 pro Lage und m² zu veranschlagen. Hier ist außerdem der zusätzliche Überwachungsaufwand zu berücksichtigen. Die Maßnahme des Bodenaustausches führt infolge weiterer Arbeitsschritte - von der Auskoffering über die Verdichtung von neuem Material bis zur Neuprüfung, die u.U. mit der erneuten Festlegung von Grund- und Bezugsparametern verbunden ist - zu weitaus höheren Kosten. Diese werden hier wegen der Vielzahl der Einzelparameter und der Abhängigkeit von der Größe der zu sanierenden Fläche nicht näher quantifiziert. Deutlich wird aber, daß eine Abwägung von Kosten einer im Vorfeld hinreichenden Konditionierung gegen eine Sanierung notwendig ist.

Nicht nur der intensive Vergleich von Angeboten hinsichtlich erforderlicher Sanierungsmaßnahmen (Berücksichtigung auch der Positionen mit Einheitspreisen), einer Bauzeitverlängerung oder der durchzuführenden Bodenconditionierung (Berücksichtigung von Sondervorschlägen) ist für die Kostenentwicklung relevant. Von großer Wichtigkeit sind weiterhin eventuelle Auswirkungen einer Bauzeitverlängerung auf ein vorliegendes Entsorgungskonzept.

6 Empfehlungen, Ausblick

Der Einsatz von natürlichen Materialien zur Herstellung von mineralischen Abdichtungen im Deponiebau erfordert bereits im Vorfeld eine umsichtige Planung. Hier wird bereits der Grundstein für einen zügigen und störungsarmen Bauverlauf bei hohem Qualitätsniveau gelegt. Demgemäß sollten die Ausführungspläne in Absprache mit den Beteiligten auf einfache Aus- und Durchführbarkeit geprüft werden. Im Zuge dieser Maßnahme muß ggf. eine Anpassung bzw. Änderung der Pläne möglich sein.

Die Ergebnisse von Eignungsprüfungen sollten immer derart frühzeitig vorliegen, daß eine Konditionierung der zu verwendenden Materialien und anschließende weitergehende Prüfungen möglich sind. Ist die Baumaßnahme erst einmal angelaufen, gehen nachträglich erforderliche Untersuchungen, die bis hin zum Stillstand des Baubetriebes führen können, häufig mit einer z.T. drastischen Kostensteigerung einher.

Eine Zusammenarbeit mit den Überwachungsbehörden ist gerade in Fällen, in denen aus den Vorschriften keine eindeutige und/oder praktikable Lösung abzuleiten ist, besonders wichtig. Es können so Ausnahmeregelungen geschaffen werden, die bei Einhaltung der angestrebten Qualität den Fortgang der Baumaßnahme auch in Abweichung vom Regelwerk sicherstellen. Der Einsatz von Schnellverfahren kann hier zu einem reibungsloseren Bauablauf beitragen und so auch zu einer Kostensenkung führen. Unerläßlich ist dabei die möglichst schnelle Übernahme in alle geltenden Regelwerke.

7 Zusammenfassung

Mineralische Dichtungen können im Deponiebau mit einem hohen Qualitätsniveau auch bei schnellem Baufortschritt hergestellt werden. Hierbei behindern die tätigen Überwachungsinstanzen den Baufortschritt nicht, sondern ermöglichen durch die Nutzung von Schnellverfahren und/oder Korrelationen zwischen bodenmechanischen Parametern erst eine zügige Baudurchführung.

Entscheidend hierfür ist eine gute Verzahnung zwischen den beteiligten Instanzen, die frühzeitige und ausführliche Vorbereitung, die ggf. zur Materialkonditionierung und/oder zur genauen Bestimmung von korrelativen Zusammenhängen mit den entsprechenden Kenngrößen, führt.

Zur Qualitätsbeurteilung sollten sichere Korrelationen und Schnellverfahren ausdrücklich zugelassen werden. Entsprechende praktikable Möglichkeiten werden vorgestellt.

Insbesondere bei inhomogenen Materialien muß für Konditionierungsmaßnahmen eine ausführliche Kosten-Nutzen-Analyse im Vorfeld der Baumaßnahme durchgeführt werden. Vordergründig aufwendige Maßnahmen können trotz zunächst höheren Aufwandes zu einer Eingrenzung der Gesamtkosten beitragen, wenn mögliche Sanierungen, erhöhter Überwachungsaufwand und Bauzeitenverzögerungen berücksichtigt werden.

8 Quellenangaben

- [1] NN., Abfallgesetz vom 27.08.1986 mit Änderungen vom 26.06.1992
- [2] NN., 2. allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA - Abfall) vom April 1993
- [3] NN., 3. allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA - Siedlungsabfall) vom 14. Mai 1993.
- [4] Runderlaß des Niedersächsischen Umweltministers (RdErl. d. MU) zur Abdichtung von Deponien für Siedlungsabfälle vom 24.06.1988, herausgeg. im Niedersächsischen Umweltministerium, Referat für Umweltberichterstattung und Öffentlichkeitsarbeit, Hannover.
- [5] Magar, K.: Qualitätssicherung von min. Basisabdichtungen, in: 8. Nürnberger Deponieseminar, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der LGA-Bayern, Heft 65, herausgeg. v. H. Prühs, Eigenverlag Nürnberg 1992.
- [6] Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten" - GDA, 2. Auflage, Herausg.: Deutsche Gesellschaft für Erd - und Grundbau e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1993.
- [7] Bräckelmann, H., Hemker, O.: Erweiterung der Deponie Sprendlingen - Planung und Qualitätssicherung der mineralischen Dichtung, in: Müll und Abfall, 25 - Jg. (1993), Heft 12.
- [8] ZTVE - StB 93, Zusätzliche technische Vertragsbedingungen für Erdarbeiten im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 1993.
- [9] Hemker, O., Sehrbrock, U.: Schnellverfahren zur Qualitätskontrolle mineralischer Deponieabdichtungen, in: Baustoff Recycling + Deponietechnik, 4/92.
- [10] Neff, H.K.: Über die Messung der Wasseraufnahme ungleichförmiger, bindiger, anorganischer Bodenarten in einer neuen Ausführung des Enslingerätes, in: Die Bautechnik, Berlin, 36 Jahrgang (1959), Heft 11.
- [11] Neff, H.K.: Der Wasseraufnahmeversuch in der Bodenphysik. Prüfung und geotechnische Erfahrungswerte, in: Die Bautechnik, Berlin, 65. Jahrgang (1988), Heft 5.
- [12] Knüpfer, J.: Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft Nr. 32, hrsgeg. v. Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz, Braunschweig 1990.
- [13] Wang, M.C., Huang, C.C: Soil compaction and permeability prediction models, Journal of Environmental Engineering, Vol. 110, No. 6, 1984.

Schutzlagen aus Geotextilien

Andreas Knoll

An der Deponiebasis werden zum Schutz von Kunststoffdichtungsbahnen (KDB) vor den nahezu punktförmigen Beanspruchungen aus dem i.d.R. darüber lagernden Drainagekies und den teilweise sehr hohen Anpressdrücken Schutzschichten angeordnet.

Neben den in dieser Funktion als Schutzlage wirksamen reinen Geotextilien (i.d.R. Vliesstoffe oder Verbundstoffe) werden auch rein mineralische Schutzschichten oder - in neuerer Zeit - aus geotextilen und mineralischen Elementen bestehende Verbundmaterialien verwendet.

Am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB•TUBS) wird mit dem sogenannten Zeitstandlastplattendruckversuch die Wirkung von vorgesehenen Schutzlagen unter Berücksichtigung der hohen Anpressdrücke an der Deponiebasis von teilweise $\sigma_v \geq 1000 \text{ kN/m}^2$ jeweils projektbezogen, experimentell geprüft. Bei diesen Versuchen sollen immer genau jene Materialien zum Einsatz kommen, die auch später auf der Baustelle eingebaut werden, da die Wirkung der einzelnen Lagen und die zwischen ihnen bestehenden Wechselwirkungen bisher nicht abgeschätzt werden können. Bereits ermittelte Ergebnisse lassen sich daher nicht auf andere Verhältnisse übertragen.

Zahlreiche Einflußgrößen machen die Prüfung in der Zeitstandlastplattendruckapparatur zu einem Indexversuch. Die direkte Übertragbarkeit der Prüfergebnisse auf die Verhältnisse an der Deponiebasis ist hierdurch fraglich.

Während der Versuchsdurchführung werden zur Konservierung der Verformungen Orgelpfeifenbleche verwendet. Hierdurch ist mit einer Kompensation der in der Ebene der KDB wirkenden Kräfte zu rechnen. Die modellhaft ermittelten Dehnungen der KDB lägen damit letztendlich unter den in situ zu erwartenden.

Bislang wurde der Einfluß des Orgelpfeifenbleches über Korrelationsversuche unter Verwendung von Vergußmassen (Vergußkörper s. Abb.) untersucht.

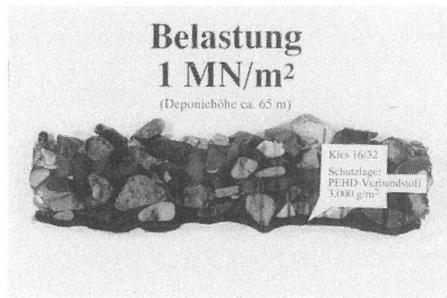


Abb.: Mit Zweikomponentenharz unter Belastung vergossener Prüfkörper

Hierbei wurden die Verformungen durch den Verguß des Prüfkörpers mit Zweikomponentenharz konserviert.

Mit den laufenden Untersuchungen soll der Einfluß des Orgelpfeifenbleches quantifiziert werden. Unter anderem werden derzeit Einflüsse bei Temperaturen $T = 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$ weiter untersucht. Die Untersuchungsreihen sind noch nicht abgeschlossen.

Für eine aussagekräftige Relativierung zwischen dem Zeitstandlastplattendruckversuch und künftig weiter zu vereinfachenden Indexversuchen sollten die diversen Versuchsrandbedingungen und Wechselwirkungen zwischen allen im Versuchsstand eingebauten Lagen bekannt sein. Am IGB•TUBS werden daher auch die übrigen Einflußfaktoren, wie z.B. der Einfluß des mineralischen Untergrund simulierenden Elastomeres, weiter untersucht. Die Untersuchungsergebnisse sind für die künftige Bewertung der Prüfungen in der Zeitstandlastplattendruckapparatur und daher insgesamt für die Prüfung von Schutzlagen relevant.

Qualitätssicherung einer multimineralischen Kombinationsbasisdichtung

Olaf Hemker, Heinrich Bräckelmann

Der Landkreis Mainz-Bingen entsorgt die Abfälle von ca. 165.000 Einwohnern auf der Kreis-
mülldeponie Sprendlingen. Im Erweiterungsabschnitt II/3-4, Fläche ca. 2 ha, kam erstmals eine
multimineralische Kombinationsbasisdichtung zur Ausführung.

Die mineralische Komponente besteht aus jeweils 2 Lagen *bentonitischer*

- mit 5 Gew.-% Bentonit vergütetes Schluffmaterial (Bild 1 a)
- leicht plastischer Ton TL nach DIN 18 196
- Tonfraktion: 40 % Montmorillonit, 15 % Illit, 20 % Kaolinit

und *kaolinitischer*

- mit 6 Gew.-% kaolinitischem Tonmehl vergüteter Klebsand (Bild 1 b)
- Sand-Ton-Gemisch ST* nach DIN 18 196
- Tonfraktion: 5 % Illit, 95 % Kaolinit

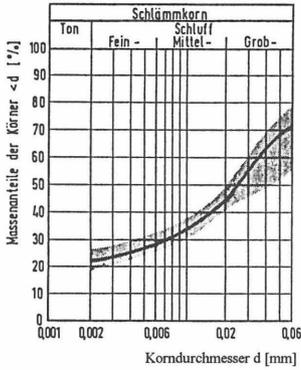
Dichtungsschicht zu 25 cm Dicke nach Verdichtung.

Die Dichtungsmaterialien sind in einer stationären Mischanlage aufbereitet (Zugabe der Zusatz-
stoffe, Homogenisierung, Wassergehaltssteuerung) und im Feld mit Stampffußwalzen verdich-
tet worden. Der geforderte Verdichtungsgrad betrug $D_{Pr} \geq 0,97$ bei Einbauwassergehalten im
Bereich $w_{Pr} \leq w \leq w_{0,97Pr}$ auf der nassen Seite der Proctorkurve.

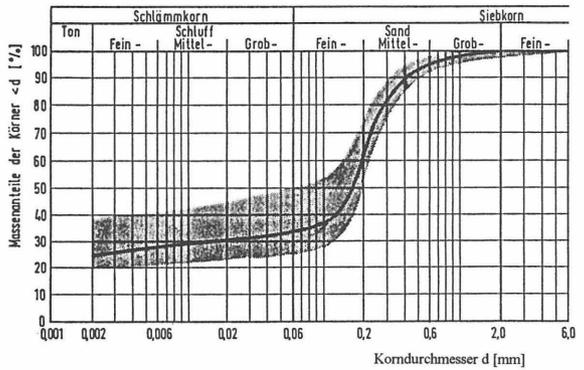
Die Durchlässigkeitsuntersuchungen in der Triaxialzelle (alle 2.000 m² je Lage) ergaben bei ei-
nem hydraulischen Gefälle von $i = 30$ einen mittleren Durchlässigkeitsbeiwert für das bentoniti-
sche Dichtungsmaterial $k_{Mb} = 9,4 \cdot 10^{-11}$ m/s (Standardabweichung $s_b = 6,7 \cdot 10^{-11}$ m/s) und
für das kaolinitische Material $k_{Mk} = 2,7 \cdot 10^{-10}$ m/s (Standardabweichung $s_k = 1,9 \cdot 10^{-10}$ m/s).

Gegenüber den vorherigen Bauabschnitten, Einbau von 4 Lagen bentonitischer Dichtung im
mixed in place-Verfahren (Bentonitzugabe 3 Gew.-%, Mindestverdichtungsgrad $D_{Pr} = 0,95$),
bewirkt das neue Einbauverfahren eine deutlich gleichmäßigere Kleinstückigkeit und Feuchtig-
keitshomogenität. Den Nachweis liefern visuelle Homogenitätsprüfungen und die Ergebnisse
der Probennahmen (Bild 2). Insgesamt wird eine um den Faktor 3 höhere Dichtwirkung erzielt.

Die Entwicklung der Bauweisen und der Kosten für die Herstellung der mineralischen Dich-
tung bis einschließlich der Entwässerungsschicht veranschaulicht Tabelle 1.

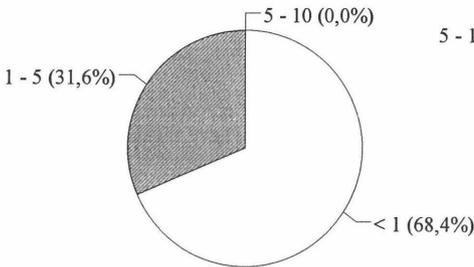


a) bentonitisch

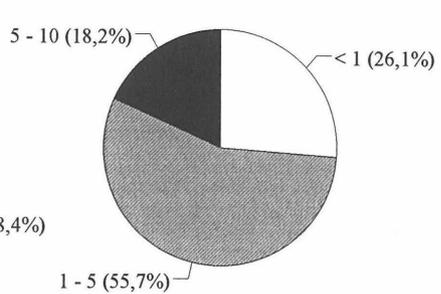


b) kaolinitisch

Bild 1: Korngrößenverteilungen der Dichtungsmaterialien



a) mixed in plant



b) mixed in place

Bild 2: Vergleich der Durchlässigkeitsbeiwerte der Sohlproben in $[10^{-10} \text{ m/s}]$

Jahr	Bauabschnitt	Bauweise	DM/m ²
1988	I/6	nur mineralisch, (ohne Kunststoffdichtungsbahn)	65
1989	II/6	Kombinationsabdichtung, mineralisch: mixed in place	110
1990/91	II/5	Kombinationsabdichtung, mineralisch: mixed in place	110
1992	II/3-4	Kombinationsabdichtung, multimineralisch: mixed in plant	150

Tabelle 1: Kostenentwicklung für den Bau der Basisabdichtung

Genauigkeit bei der Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes

Matthias Horst

Der Schutz der Umwelt vor gefährlichen Einflüssen, die aus der Ablagerung von Abfällen entstehen können, ist das wesentliche Ziel, das Anforderung, Konstruktion und Herstellung von Deponieabdichtungssystemen zugrunde liegt. Die Qualitätskontrolle bei der Herstellung, üblicherweise in Form von fortlaufender Klassifikation des Materials, Wassergehalts- und Dichtebestimmungen sowie Bestimmungen der Wasserdurchlässigkeit der eingebauten Dichtungslagen ist ein Garant für das Erreichen der geplanten Qualität.

Während die genannten Wassergehalts- und Dichtebestimmungen ohne großen Zeitverzug und damit ohne Behinderung der ausführenden Firma möglich sind, kann die genaue Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes k je nach Durchlässigkeit, Gerät und Verfahren bis zu mehrere Monate dauern, womit dann weniger eine Qualitätskontrolle und -verbesserung, sondern lediglich eine Dokumentation zu erreichen ist. Deshalb wird in der Praxis i.d.R. nur die Unterschreitung des geforderten Grenzwertes durch Schnellversuche mit uneinheitlichen Versuchsrandbedingungen nachgewiesen, wobei sich jeder Prüfer auf seine Erfahrungen und selbst durchgeführte Vergleichsuntersuchungen beruft.

Ziel verschiedener Untersuchungen am IGB ist es, mit einer beschleunigten, baustellengeeigneten Versuchsdurchführung trotzdem genaue und zuverlässige k -Werte zu produzieren und ein praxisgerechtes, einheitliches Prüfverfahren zu definieren.

Mit der am IGB entwickelten und in konstruktiver Hinsicht zunehmend verbesserten Triaxialzelle zur Bestimmung von Durchlässigkeitsbeiwerten (Bild 1) können verschieden hohe Bodenproben bei Minimierung der Fehler durch Randumläufigkeiten auf ihre Durchlässigkeit untersucht werden. Es sind sowohl durch das Ausstechzylinderverfahren gewonnene Proben, als auch Proben aus Bohrkernen oder aus Proctorversuchen für den Einbau in die Versuchsausrüstung geeignet.

Nachfolgend exemplarisch beschriebene Probleme und Widersprüche werden mit der Prüftechnik systematisch untersucht und hinsichtlich ihrer Auswirkung auf die Praxis beurteilt.

- **Je größer** eine Bodenprobe ist, **desto repräsentativer** ist die an ihr ermittelte Durchlässigkeit für den Bereich der Probenahme. Die Möglichkeit, daß sich mit dem Spannungszustand der Probe auch deren Durchlässigkeitsverhalten verändert, wächst jedoch mit der Probenhöhe.

- **Je weniger** die Probe wassergesättigt ist, **desto geringer** ist theoretisch ihr Durchlässigkeitsbeiwert. Bei praktischen Versuchen ist ausschließlich die Abnahme des Durchlässigkeitsbeiwertes mit zunehmender Versuchsdauer und Probensättigung festzustellen (Bild 2).

- **Je höher** der hydraulische Gradient ist, **desto schneller** kann ein Durchlässigkeitsbeiwert angegeben werden. Mit höheren Fließgeschwindigkeiten innerhalb der Probe wächst jedoch die Gefahr der Suffusion.

- Je **niedriger** der hydraulische Gradient ist, **desto geringer** ist die Gefahr von Erosion und Suffusion. Bei der Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes müssen Anfangsgradienten und der prälineare Bereich des Darcy'schen Gesetzes berücksichtigt werden.

Weiterhin werden der zeitliche Zusammenhang zwischen zu- und auslaufender Wassermenge (Bild 2) sowie einige weitere, bisher noch nicht eindeutig definierte Versuchsrandbedingungen untersucht.

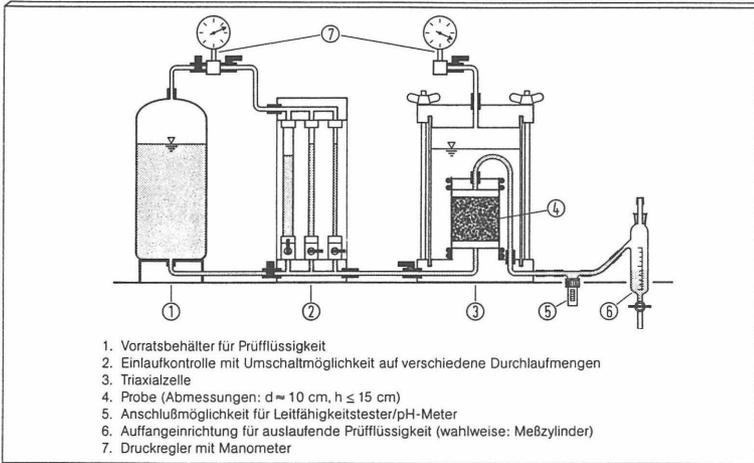


Bild 1: Prüfeinrichtung zur Bestimmung von Durchlässigkeitsbeiwerten

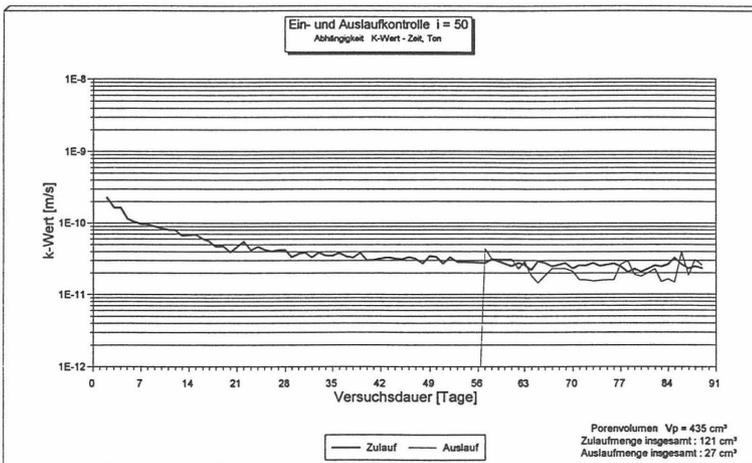


Bild 2: Zusammenhang zwischen zu- und auslaufender Wassermenge bei der Untersuchung eines Tonbodens (mineralische Abdichtungsschicht)

Thermische Einflüsse auf die Dichtwirkung von Kombinationsdichtungen - Messungen an einem Testfeld

Klaus-M. Gottheil, Josef Brauns

1. Einführung

Basisdichtungen von Hausmülldeponien unterliegen aufgrund exothermer Umwandlungsprozesse in der Deponie einer thermischen Belastung, die zur Erwärmung der Dichtung bis in einen Temperaturbereich von 40 bis 50 °C führen kann. Eine solche Erwärmung kann bei einer Kombinationsdichtung, bei der ein Wasserzutritt von oben durch eine Kunststoffdichtungsbahn zumindest über einen längeren Zeitraum verhindert wird, zur Austrocknung des mineralischen Dichtungsteiles führen.

Nachdem u.a. großmaßstäbliche Laborversuche - durchgeführt im Institut der Verfasser - berechtigten Verdacht auf das Vorhandensein einer Austrocknungsgefährdung gegeben haben, wird im Rahmen des BMFT-Verbundvorhabens "Deponieabdichtungssysteme" das Verhalten einer Kombinationsdichtung unter natürlichen Bedingungen mittels Messungen an einem Testfeld untersucht.

2. Testfeld

2.1 Aufbau des Testfeldes

- Testfeldfläche 18 m · 12 m, unterteilt in 2 Abschnitte
- Auflager: eine Hälfte des Testfeldes wurde auf dem anstehenden bindigen Untergrund (Löß/Lößlehm) aufgelagert, die andere Hälfte liegt auf einer kapillarbrechenden körnigen Dränschicht (Trennung der beiden Abschnitte durch vertikale PEHD-Folie)
- Mächtigkeit der mineralischen Dichtungsschicht: ca. 1,0 m, 4-lagig eingebaut
- weiterer Aufbau: Kunststoffdichtungsbahn (PEHD, 2,5 mm stark)
 - Heizschicht (elektr. Heizung, T = 40 bis max. 50 °C)
 - Wärmedämmschicht (20 cm Styropor)
 - Auflast (2,5 m)

2.2 Meßeinrichtungen

- 52 PT-100 Temperaturfühler
- 30 Tensiometer zur Messung der Wasserspannung (Meßbereich +150 bis -850 hPa)
- 10 Gasdrucksensoren
- 4 Neutronensonde-Meßrohre
- 3 Meßrohre für Troxler-Sonde Sentry 200-AP

3. Bisherige Ergebnisse

Die Oberfläche der Kombinationsdichtung wird mittels einer elektrischen Heizung seit dem 1. Februar 1993 auf eine Temperatur von 40 °C beheizt. Seit diesem Zeitpunkt werden sämtliche Temperaturfühler, Tensiometer und Gasdrucksensoren stündlich abgefragt und die Meßwerte gespeichert. Neutronensondemessungen sowie Messungen mit der Troxler-Sonde Sentry 200-AP wurden bisher im Abstand von 4 bis 6 Wochen durchgeführt.

Die Auswertung der bisherigen Tensiometermessungen zeigt auf der Testfeldhälfte mit Dränschicht eine deutliche Zunahme der Wasserspannungen in der mineralischen Dichtung, größtenteils ist der Meßbereich der Tensiometer überschritten. Mittels der Neutronensondemessungen konnte bislang eine Wassergehaltsabnahme von bis zu 6 Vol.-% bestimmt werden.

Bis heute weniger stark, aber dennoch deutlich meßbar ist der Wasserverlust der mineralischen Dichtung, die direkt auf dem anstehenden Löß aufgebaut wurde. Hier ist die Wassergehaltsabnahme von 2 bis 4 Vol.-% bislang jedoch lediglich auf die oberen 15 bis 20 cm der Dichtung beschränkt. Darunter, auch im Löß, liegen die gemessenen Wassergehalte und Wasserspannungen noch im Bereich derer, die vor Versuchsbeginn bestimmt wurden.

Die bis in eine Tiefe von 2 m unter OK Dichtung reichenden Temperaturmessungen zeigen, daß schon nach vergleichsweise kurzer Zeit nach Heizbeginn ein annähernd konstantes Temperaturprofil vorhanden war. Die Temperatur in 2 m Tiefe ist von anfänglich 12 °C auf 31 °C angestiegen, der Temperaturgradient beträgt damit sowohl in der mineralischen Dichtung wie auch im Untergrund (zumindest bis in 2 m Tiefe) nur 4,5 °C/m. Bemerkenswert ist, daß die oben beschriebenen Austrocknungen also offensichtlich nicht etwa durch einen extrem hohen Temperaturgradienten hervorgerufen werden, sondern vielmehr die absolute Erwärmung einen offenbar maßgeblichen Einfluß auf den Feuchtehaushalt hat.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Die im vorstehenden beschriebenen Meßergebnisse zeigen deutlich, daß die mineralische Komponente einer Kombinationsdichtung stark austrocknungsgefährdet ist, sofern die Dichtung auf relativ gut durchlässigem Auflager liegt. In der nach heute gültiger Vorschrift auf bindigem, wenig durchlässigem Auflager aufgebauten Testfeldhälfte sind im bisherigen Beobachtungszeitraum von 11 Monaten wesentlich geringere Austrocknungen aufgetreten. Allerdings ist auch hier - wenn auch deutlich langsamer - eine Wassergehaltsabnahme zu bemerken. Wie weit diese Austrocknung fortschreitet und ob sie zu Schrumpfrissen in der mineralischen Dichtung führt, wird erst nach längerer Versuchsdauer bewertet werden können. Vorgesehen ist daher eine Weiterführung des Feldversuchs über einen Zeitraum von zunächst ca. zwei Jahren.

Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen

Thomas Voigt

Ganz oder teilweise hergestellte Dichtungssysteme werden aufgrund fehlender, zu gering dimensionierter oder zu spät aufgebrachtener schützender Einrichtungen zeitweise dem Frost ausgesetzt. Dieser zu vermeidende Sonderfall, der in unseren Breitengraden i. d. R. nur den Bauzustand bei Basisabdichtungen vor der Müllverfüllung und den Bauzustand bei Oberflächenabdichtungen vor der Aufbringung der Rekultivierungsschichten betrifft, sollte eigentlich durch eine gute Bauplanung nicht eintreten, da er unter Umständen die Bauleistung von mehreren Monaten zerstören kann.

Alle für mineralische Dichtungen eingesetzten Materialien sind grundsätzlich frostgefährdet. Die potentiellen Auswirkungen des Frostes betreffen vor allem folgende Materialparameter:

<u>Parameter</u>	<u>qualitative Auswirkung</u>
• Dichte	Verringerung der Trockendichte durch die Auflockerung in Folge der Volumenausdehnung des Wasser beim Aggregatzustandwechsel zu Eis (Wasser \Rightarrow Eis \Rightarrow Volumen \approx +9%).
• Wassergehalt	Es findet eine Umverteilung des mobilisierbaren Wassers in Richtung kälterem bzw. gefrorenem Bereich statt. Daraus folgt eine Vernässung im oberen gefrorenen Teil und eine Austrocknung in den darunter oder benachbart liegenden Schichten (bei schneller Frosteinwirkung und anschließend konstanter Temperaturverteilung erfolgt die Bildung von Eislinsen in einem begrenzten Bereich kurz hinter der 0°C-Grenze, bei langsamer Frosteinwirkung ergibt sich eine rhythmische Eislinnenbildung).
• Gefüge	Durch das Gefrieren des Porenwasser und den Entzug des Wassers aus den umliegenden Bereichen erfolgt eine Zergliederung des vorher homogenen Materials in eine Art räumliches Mauerwerk, in dem die ausgetrockneten Bereiche die Mauersteine und die gebildeten Eislinsen die Fugenstruktur darstellen.
• Durchlässigkeit	Durch die Auflockerung und Zergliederung erfolgt eine Vergrößerung der Durchlässigkeit, die jedoch durch eine Auflast und/oder quellfähige Bestandteile weitgehend verhindert werden kann.
• Scherfestigkeit	I.d.R. erfolgt durch die partielle Erhöhung des Wassergehaltes eine Verringerung der undrainierten Scherfestigkeit. Besonders gefährdet sind Böschungen mit schnell von oben auftauenden Bereichen (gefrorene Südhänge), da in diesen Fällen die aufgetauten Eislinsen potentielle Rutschflächen mit äußerst geringen Schubkräften darstellen. Betroffen ist hier vor allem auch die Fuge zur Kunststoffdichtungsbahn.

Einflußfaktoren für die Art und Größe der Veränderungen innerhalb der mineralischen Schicht sind vor allem:

Materialparameter

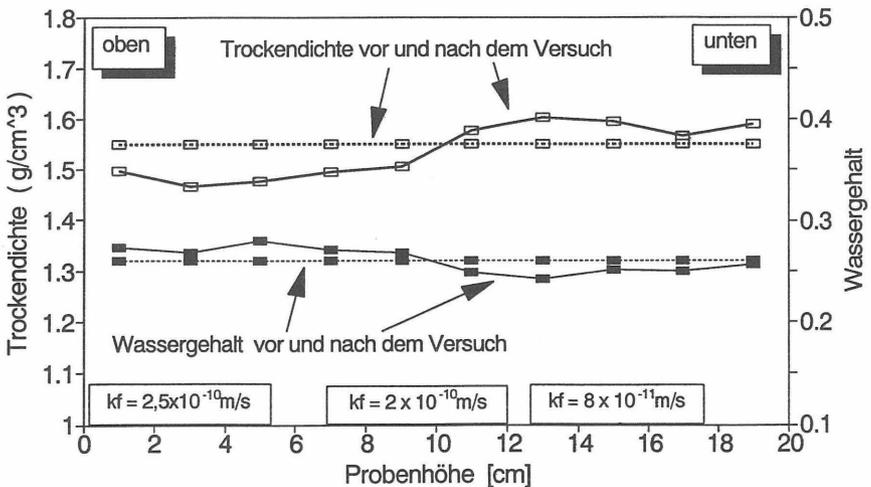
- Körnungslinie
- Mineralart
- Wassergehalt
- Verdichtungsgrad
- Durchlässigkeit
- Plastizität

äußere Randbedingungen

- Wasserangebot
- Auflast
- Frosteindringgeschwindigkeit
- Frostdauer
- Temperaturgradient
- Auftaugeschwindigkeit
- Anzahl der Frost-Tau-Zyklen

Wegen der Vielzahl der einflußnehmenden Parameter sind die Auswirkungen für die einzelne Materialien verschieden und können allgemein nur qualitativ angegeben werden. Für die Beurteilung der Frostgefährdung eines Materials sollten Laborversuche an dem zum Einsatz kommenden Material unter Zugrundelegung der Einbaukennwerte und der zu erwartenden Frostbelastung durchgeführt werden. Wegen der Zeitdauer dieser Laborversuche sind diese rechtzeitig genug durchzuführen, um nötigenfalls einen Materialwechsel oder schützende Einrichtungen einplanen zu können.

Die Größe einer Frostbelastung in einer mineralischen Abdichtung muß über die statistische Auswertung längerer Temperaturmeßreihen der Umgebung und eine Wärmebilanzierung des gesamten Systems abgeschätzt werden. Dabei sind neben den thermophysikalischen Eigenschaften des Dichtungsmaterials die Faktoren Morphologie und Kleinklima (z. B. Lage bezüglich der Sonne, Tal- oder Böschungslage, vorherrschende Windrichtungen), spezielle Standortbedingungen (z. B. wärmende Altdeponie bei einer Zwischenabdichtung oder in der Nachbarschaft), Untergrundeigenschaften und Ausgangstemperatur und die über der mineralischen Dichtung liegenden dämmenden Schichten zu berücksichtigen.



Bezogene Werte von Dichte und Wassergehalt einer eindimensional gefrorenen Laborprobe nach 5 Tagen Frost mit einem konstanten Temperaturgradienten von 0,5°C/cm.

Durchlässigkeit und Spannungs-Verformungsverhalten bewehrter bindiger Böden in Deponieabdichtungssystemen

W. Rodatz, W. Oltmanns

Im Rahmen des BMFT - Verbundvorhabens 'Deponieabdichtungssysteme', dessen Projektleitung der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, obliegt, wurde am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig die Durchlässigkeit und das Spannungs-Verformungsverhalten faserbewehrter Böden für Deponieabdichtungssysteme untersucht.

Nach dem aktuellen Stand der Deponietechnik wird insbesondere mineralischen Schichten in Deponieabdichtungssystemen die Funktion einer dauerhaften Barriere zugewiesen. Deshalb dürfen weder aus mechanischen noch aus temperaturbedingten Beanspruchungen unzulässige Durchlässigkeiten für Deponieinhaltsstoffe entstehen. Beispielsweise durch ungleichförmige Verformungen des Dichtungssystems infolge von Lastsetzungen im Untergrund oder Eigensetzungen des Deponiekörpers können sich jedoch - abhängig von der Konsistenz bzw. Plastizität der mineralischen Dichtung - Zugrisse oder Scherzonen ausbilden. Vornehmlich bei Zugrissen ist dann ein unkontrollierter Sickerwasserdurchfluß zu besorgen. Weiterhin können Festigkeitsüberschreitungen, z.B. in steilen Deponiebasis- oder Oberflächenböschungen, die Standsicherheit und damit die Funktionstüchtigkeit des Dichtungssystems insgesamt gefährden.

Ziel des Vorhabens war es deshalb, festzustellen, ob z.B. durch Faserbewehrungen mineralische Dichtungsmaterialien so zu vergüten sind, daß nach Erfordernis eine ausreichend rissefreie Verformbarkeit oder/und eine Festigkeitserhöhung zu erreichen ist, ohne daß die Durchlässigkeit durch die Bewehrung wesentlich beeinträchtigt wird.

Dazu wurden drei bei Deponiebauwerken verwendeten Dichtungsmaterialien (Bodengruppen TA, UL/TL und ST/SU n. DIN 18 196) nach Ausformung (glatt, gewellt, rau), Durchmesser (0,01 - 2,0 mm) und Länge (6 - 50 mm) verschiedene Kunststofffasern (PA, PE, PPN) sowie Glasfasern untergemischt. Die Bewehrungsgehalte betragen 0,5 - 3,0 M.-%.

Hinsichtlich der Verarbeitbarkeit erwies es sich als vorteilhaft, die Fasern jeweils dem erdfeuchten Boden beizugeben und anschließend den für die Verdichtung optimalen Wassergehalt (w_{Pr} des unbewehrten Bodens) einzustellen. Nach visueller Prüfung der Homogenität wurden im Proctorgerät ($W \approx 0,6 \text{ MNm/m}^3$) Probekörper hergestellt und Einaxiale Druckversuche durchgeführt. Danach geeignet erscheinende Rezepturen wurden für Durchlässigkeitsversuche und Triaxialversuche ausgewählt. Das Prüfkriterium war die rissefreie Verformbarkeit bzw. Festigkeitserhöhung im Vergleich zu den unbewehrten Proben.

Die Durchlässigkeitsuntersuchungen erfolgten an Proben mit $w \approx w_{Pr}$ und $w \ll w_{Pr}$, die während der Durchströmung bei verschiedenen Seitendrücken stufenweise gestaucht wurden, um Zusammenhänge zwischen dem Spannungszustand bzw. der Verformung und der Durchlässigkeit zu finden.

Ein charakteristisches Ergebnis von Durchlässigkeitsuntersuchungen (an nicht gestauchten Probekörpern) und Einaxialen Druckversuchen zeigt Bild 1.

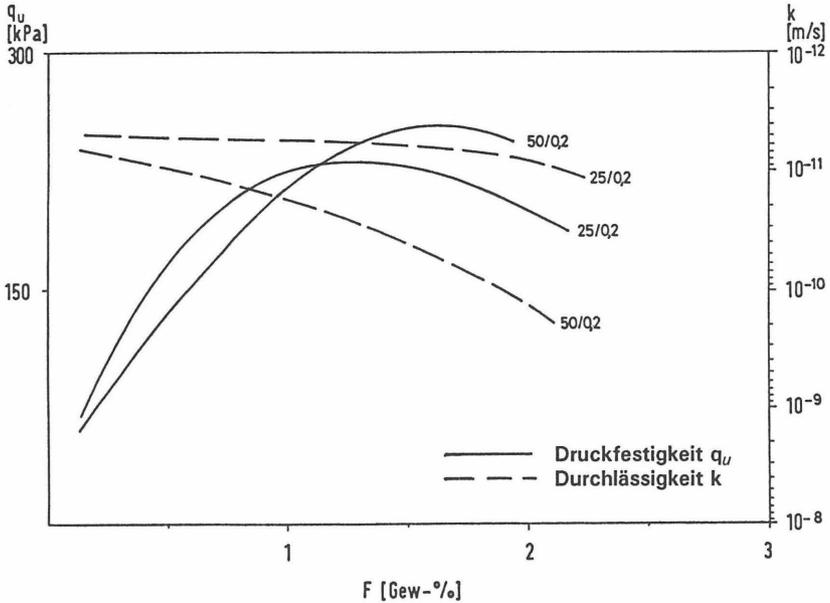


Bild 2: Ergebnisse von Durchlässigkeitsuntersuchungen und Einaxialen Druckversuchen an einem faserbewehrten bindigen Boden

Die wichtigsten Erkenntnisse bei den durchgeführten Laboruntersuchungen sind, daß homogene, mit Kunststoff- oder Glasfasern bewehrte bindige und gemischtkörnige Böden mit Bewehrungsgehalten zwischen 0,5 - 1,5 % herstellbar sind und daß damit bei anwendungsorientierten Rezepturen generell erhebliche rissfreie Verformungen und außerdem Festigkeitserhöhungen erzielt werden können.

Ein neues Verfahren zur terminsicheren Einstellung des Einbauwassergehaltes von Barrierebaustoffen

L. Krakow

I. Problemstellung

In Niedersachsen werden "künstliche mineralische Barrieren" überwiegend aus quarzärzeitlichen Böden wie Lößlehm und Schwemmlöß hergestellt. Aufgrund der vorherrschenden stratigraphisch-geologischen Position dieser Böden als Deckschichtbildung auf geringdurchlässigen mesozoischen Verwitterungstonen führt hier die Infiltration von Niederschlagswasser vielfach zu einer völlig unkontrollierten Durchfeuchtung dieser Böden, so daß ein termingerechter Einbau in Deponiebarrieren nicht möglich ist. Daraus resultieren in der Regel ganz erhebliche Unterschiede zwischen der Eignung und Verwendbarkeit des Barrierebaustoffes.

II. Lösungsansätze

Zur effizienten Reduzierung des Wassergehaltes von Barrierebaustoffen bieten sich im Deponiebau generell zwei Verfahren an:

(A) Zugabe von Weißfeinkalk

(B) Zugabe von Tonmehlweißfeinkalkfertiggemisch (Walhalla-Depomix).

Insbesondere bei vergleichsweise tonmineralarmen und nur leicht plastischen Barrierebaustoffen kann es bei alleiniger Zugabe von Weißfeinkalk jedoch zu unerwünschten Nebeneffekten kommen, die sich vor allem in einer deutlich erhöhten Durchlässigkeit und dem Verlust der plastischen Eigenschaften bei fester Konsistenz widerspiegeln. Um diese Verschiebung der bodenmechanischen Kennwerte zur negativen Seite zu vermeiden, ist eine zusätzliche Zugabe von Tonmehl erforderlich.

III. Praxiserfahrungen

Erfahrungen bei der Herstellung diverser Versuchsfelder haben gezeigt, daß ein separates Einfräsen von Weißfeinkalk und Tonmehl aufgrund der mangelhaften Durchmischungshomogenität sowie der dabei zwangsläufig auftretenden Schlieren- und Aggregatbildung nicht praktikabel ist.

Industriell hergestellte Tonmehlweißfeinkalkfertigmischungen können hingegen homogen eingearbeitet werden, ohne daß es dabei zu den erwähnten Qualitätsschwankungen kommt. Auch bei widrigen Witterungsverhältnissen können mit Hilfe der Fertigmischung Wassergehaltsreduzierungen von 3 - 5 Gew.-% erreicht werden. Besondere Beachtung muß jedoch den in Abhängigkeit von der Zeit ablaufenden Mineralreaktionen beigemessen werden

IV. Anforderungen und Qualitätskontrolle

Die Qualität des Tonmehlweißfeinkalkfertiggemisches hängt maßgeblich von den mineralogischen Eigenschaften der Einzelkomponenten und seiner chemisch-mineralogischen Stabilität ab. Neben einem möglichst hohen CaO-Gehalt muß das Fertiggemisch gleichzeitig noch einen ausreichend hohen Tonmineralanteil aufweisen, um den Verlust der plastischen Eigenschaften und nachteilige Veränderungen im Durchlässigkeitsverhalten kompensieren zu können.

Um sicherzustellen, daß eine vorzeitige Portlanditbildung weitgehend unterbunden wird und der für die Wassergehaltsreduzierung notwendige CaO-Anteil erhalten bleibt, sollte die Tonkomponente durch eine möglichst geringe Feuchte sowie durch Kaolinit- oder Illitdominanz gekennzeichnet sein.

Als Instrument einer wirksamen Qualitätskontrolle ist eine hochfrequente Bestimmung des effektiven CaO-Gehaltes mit Hilfe der Röntgendiffraktometrie anzusehen. In Ergänzung hierzu sollten die maßgebenden bodenmechanischen Standardparameter bestimmt werden. Abschließend wird festgestellt, daß eine optimale Wassergehaltsreduzierung nur erreicht werden kann, wenn die Rezepturentwicklung der Fertigmischung unter Beachtung der Kennwerte des Barrierematerials erfolgt.

Neue Entwicklungen bei der Dichtwandherstellung, Systeme und Bauverfahren

K. Krubasik

1. Einleitung

Dichtwände sind wandartige Bauelemente im Boden, die, wenn im Zusammenhang mit Deponien genannt, die Aufgabe haben als Gas-oder Flüssigkeitssperre im Boden zu wirken. In der Regel soll Grundwasser, welches durch Kontakt mit Altlasten kontaminiert wurde, am Abfluß gehindert werden oder es soll sauberes Grundwasser von kontaminierten Bereichen ferngehalten werden.

Dichtwände werden meist ringförmig um eine Altlast herum angelegt, so daß der gesamte Bereich eingeschlossen wird. Die Wände werden so tief in den Untergrund geführt, daß eine nennenswerte Unterströmung unterbleibt, d.h. die Wände durchörtern die wasserführenden Bodenschichten und binden in wenig wasserdurchlässige und als Grundwasserstauer wirksame Bodenschichten ein. Dieses kann Wandtiefen von 30 m und mehr zur Folge haben.

Innerhalb eines mit einer Dichtwand umschlossenen Bereiches dringen Niederschlagswasser von oben her und Grundwasser in geringen Mengen durch die stauende Bodenschicht von unten her in den mit einer Dichtwand umschlossenen Bodenkörper ein. Um einen gegenüber dem äußeren Grundwasserspiegel erhöhten inneren Grundwasserspiegel auszuschließen, wird ständig eine geringe Wassermenge aus dem umschlossenen Bereich herausgepumpt. Damit entsteht ein Druckgefälle von außen nach innen und damit ist auch der Zufluß einer gewissen Wassermenge durch die Dichtwand hindurch verbunden. Die über viele Jahre hinweg anfallenden Pumpenbetriebskosten werden umso geringer, je kleiner der Durchlässigkeitsbeiwert der Dichtwand ist.

Weitaus mehr entscheidend als die Pumpen-Betriebskosten ist der Gesichtspunkt der Langzeit-Beständigkeit der Dichtwand. Auch ohne nun im einzelnen auf die Ergebnisse von Langzeit-Durchlässigkeitsversuchen mit Dichtwandmassen und Leitungswasser oder mit Dichtwandmassen und Sickerwasser einzugehen, kann festgehalten werden, daß ein durchströmtes Dichtungsmaterial umso beständiger ist, je geringer die Fließgeschwindigkeit in der Dichtwand und damit je kleiner der Durchlässigkeitsbeiwert ist.

Das Erreichen großer Wandtiefen und die Frage geringer Wasserdurchlässigkeit der Wandkonstruktion bilden den Hintergrund der nachfolgenden Ausführungen.

2. Dichtwandssysteme

Dichtwände können nach ihrem Herstellverfahren wie folgt unterschieden werden:

- Verringerung der Durchlässigkeit des anstehenden Bodens
- Verdrängung des anstehenden Bodens und Einbau eines Abdichtungsmaterials
- Aushub des anstehenden Bodens und Einbau eines Abdichtungsmaterials

PRINZIP	DICHTWANDSYSTEM	SCHEMAT GRUNDRISS	ÜBLICHE WANDMASSE		
			DIKKE (m)	TIEFE (m)	
VERRRINGERUNG DER DURCHLÄSSIGKEIT DES ANSTEHENDEN BODENS	VERDICHTUNGSWAND		0,3 - 0,5	10 - 20	
	INJEKTIONSWAND		0,6 - 1,5	50 - 100	
	GEFRIERWAND		≈ 1,0	100 <small>(SCHACHTEN BIS 900)</small>	
	DUSCHSTRALWAND		≈ 0,2	20 - 30	
VERDRÄNGUNG DES ANSTEHENDEN BODENS UND EINBAU EINES ABDICHTUNGSMATERIALS	SPUNDWAND		-0,02	20 - 30	
	SCHMALWAND		0,06 - 0,2	10 - 20	
AUSHUB DES ANSTEHENDEN BODENS UND EINBAU EINES ABDICHTUNGSMATERIALS	BOHRPAHLWAND		0,5 - 1,5	20 - 30	
	SCHLITZWAND	EMPHASEN-VERFAHREN		0,4 - 1,0	20 - 30
		ZWEPHASEN-VERFAHREN		0,4 - 1,0	30 - 40
		CONCRETE-VERFAHREN		0,4 - 1,0	20 - 30

Bild 1:Übersicht der Dichtwand-Systeme

Für Dichtwände im Zusammenhang mit Altlastenumschließungen werden ganz überwiegend die beiden zuletzt genannten Herstellverfahren angewandt, bei denen der anstehende Boden verdrängt oder ausgehoben und in den so gewonnenen Raum ein Dichtungsmaterial eingebaut wird.

2.1 Spundwände

Das Einrammen von Spundwänden ist ein seit langem bekanntes Bauverfahren, das aus Zeitgründen hier nicht weiter erläutert wird. Zu bemerken ist jedoch, daß die Hersteller von Stahlspundbohlen Verfahren entwickelt haben, die anzeigen, ob eine Spundbohle beim Einrütteln aus dem Schloß gesprungen ist. Werkseitig in die Schlösser eingebaute Kunststoffdichtungsprofile verringern die Wasserdurchlässigkeit der Spundwand Schlösser.

2.2 Schmalwände

Beim Schmalwandverfahren wird ein Doppel-T-förmiges Stahlprofil in den Boden eingerüttelt. Diese Stahlbohle hat eine Breite von etwa 80 bis 100 cm in Richtung der Wandachse. Beim Abrütteln und besonders beim Zurückziehen der Bohle wird aus einer an der Bohlenschnaide endenden Leitung Dichtungsmaterial in den Boden bzw. in den freiwerdenden Hohlraum eingepreßt. Durch Aneinanderreihen einzelner überlappender Bohlenstiche wird so eine fortlaufende Dichtungswand hergestellt. Die Schneidenbreite der Rüttelbohle liegt mit Rücksicht auf die erreichbaren Wandtiefen bei etwa 7 cm. In sandig-kiesigen Böden, die während des Rüttelvorganges eine gewisse Umlagerung erfahren, dringt die Dichtungssuspension in das angrenzende Bodengefüge ein, so daß, was anhand des Suspensionsverbrauchs und an freigelegten Wänden beobachtet werden kann, effektiv größere Wandstärken im Boden erreicht werden als es der Schneidenbreite entspricht.

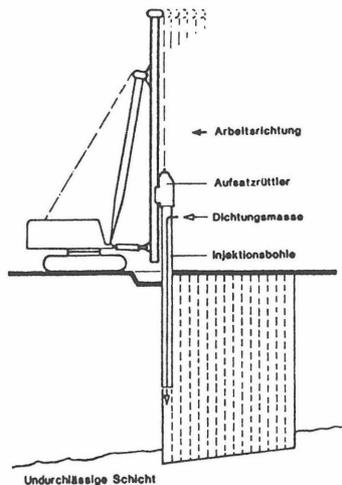


Bild 2:Herstellung einer Rüttel-Schmalwand

Schmalwände haben folgende Vorteile:

- hohe tägliche Produktionsleistungen in der Größenordnung von 500m² und damit preiswerte Dichtwände

- Möglichkeit der Anordnung von zwei parallel nebeneinander verlaufenden Wänden, die, weil durch Querschotte unterteilt, einzelne prüffähige Dichtwandkammern bilden bei immer noch guter Preiswürdigkeit
- Verwendung feststoffreicher Dichtwandsuspensionen aus Zement, Bentonitmehl und Füller mit Wichten von ca. 15 kN/m^3 und mit Durchlässigkeitsbeiwerten in der Größenordnung von 10^{-9} m/sec. Aufgrund des Feststoffgehaltes gute Erosionsstabilität.
- Die einzelnen Stiche werden in Abständen von wenigen Minuten abgerüttelt, so daß die Wand "weich in weich" und damit frei von Fugen hergestellt wird.
- Dank des hohen Feststoffgehaltes im Vergleich zur anschließend zu besprechenden Einphasendichtungsschlitzwand besonders gute Resistenz gegenüber Schadstoffen im Grundwasser.
- keine Entsorgung erforderlich von eventuell kontaminiertem Aushubmaterial.

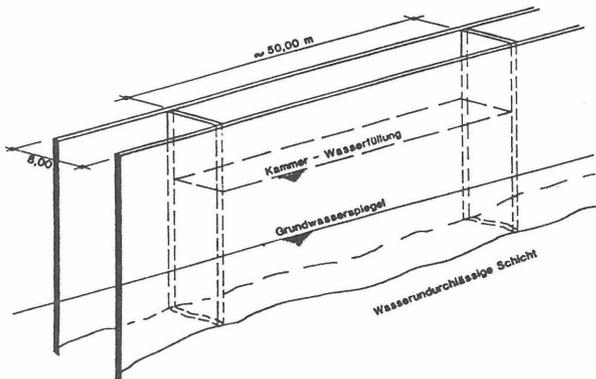


Bild 3: Prüfung einer Schmalwand-Kammer

Die Nachteile des Schmalwandverfahrens sind:

- erreichbare Wandtiefen in der Größenordnung von 15 bis 20 m, gerechnet ab OK Gelände. In Sonderfällen können mit überschwerem Geräte Wandtiefen von bis zu 30 m erreicht werden.
- Hohe Anforderungen zur exakten Führung der Rüttelbohle um Abweichungen zu vermeiden, die zu Lücken in der Wand führen können. Daher werden beim Einsatz von Schmalwänden für Deponieumschließungen nahezu ausschließlich doppelte Dichtungswände hergestellt mit dem

bauvertraglich festgelegten Zweck die einzelnen Dichtwandkammern durch Absenk- und Auffüllversuche auf ihre Lückenlosigkeit hin überprüfen zu können.

- nicht Erreichen der vorgesehenen Wandtiefe beim Antreffen von Rammhindernissen wie Baumstämme oder Findlinge.
- Beim Durchhörtern von Bodenschichten, die sich durch das Rütteln nicht verdichten lassen, wie z.B. leicht plastische Deckschichten aus Auelehmen, kann es nach dem Rückziehen der Bohle zu einem Zurückfließen des Bodens in den Rüttelspalt kommen und diesen wieder verschließen.
- bei locker gelagerten wassergesättigten Sanden zwischen abdichtenden Bodenschichten kann unter der Rüttelwirkung eine Verdichtung und damit eine Abgabe von überschüssigem Porenwasser eintreten. Dem kann durch Wahl einer Rezeptur der Schmalwandmasse begegnet werden, die zwar noch pumpfähig ist, jedoch eine erhöhte Wichte und Fließgrenze aufweist, um damit dem Eindringen von überschüssigem Porenwasser in den Rüttelstich hinein entgegenwirken zu können.

Diese Punkte machen deutlich, daß dem Einsatz von Rüttelschmalwänden sorgfältige Baugrunderkundungen vorausgehen müssen, wenn dieses preiswerte Abdichtungssystem erfolgreich sein soll.

2.3 Hochdruck-Erosions-Schmalwand

Eine neue Entwicklung ergibt sich aus der Kombination der Schmalwandtechnik mit dem Hochdruck-Injektions-Verfahren (HDI-Verfahren). Bei der einfachsten Variante des HDI-Verfahrens wird ein sehr energiereicher Flüssigkeitsstrahl aus einem Zement-Wassergemisch aus einer Düse unter hohem Druck (ca. 400 bar) gegen den Boden gerichtet. Unter der Einwirkung dieses Hochdruckstrahls löst sich die Bodenstruktur auf und es entsteht ein abbindendes Gemisch aus Bodenkörnern und Injektionsgut.

Mit einer Schmalwand-Rüttelbohle, welche an ihrer Schneide zusätzlich mit ein oder zwei HDI-Düsen ausgerüstet ist, ist die Möglichkeit gegeben, sehr dicht gelagerte Bodenschichten durch Flüssigkeitserosion aufzuschneiden und das Eindringen der Bohle in den Boden zu erleichtern. Eine zusätzlich nach rückwärts in Richtung auf den vorangegangenen Bohlenstich gerichteter Hochdruckstrahl verhindert das oben beschriebene Zurückdrängen weichplastischer Bodenschichten indem diese wegerodiert werden.

Mit dem Hochdruck-Erosionsverfahren entsteht eine Schmalwand größerer Dicke von etwa 20 cm gegenüber rund 10 cm bei der normalen Schmalwand. Entscheidend dabei ist jedoch, daß bei Einsatz der HDE-Schmalwand sehr dicht gelagerte Bodenschichten durchörtert werden können und daß das bei bestimmten Bodenarten zu erwartende Zufließen des Rüttelspaltes verhindert wird.

Bei diesem Verfahren werden zwei unterschiedlich zusammengesetzte Dichtungsmischungen eingesetzt. Für den nur zeitweilig arbeitenden Düsenbetrieb wird eine Zement-Suspension verwendet, wohingegen während des gesamten Abrüttel- und Rückzugvorganges der Bohle die sogenannte Normalmischung aus Zement, Bentonit und Füller über eine zweite Leitung eingepumpt wird.

2.4 Einphasendichtungsschlitzwände

Das bei der Altlastensicherung am häufigsten angewandte Dichtwandensystem ist die Einphasendichtungsschlitzwand. Dieses Verfahren ist aus der klassischen Schlitzwandtechnik abgeleitet, die hier in Kürze in Erinnerung gerufen wird:

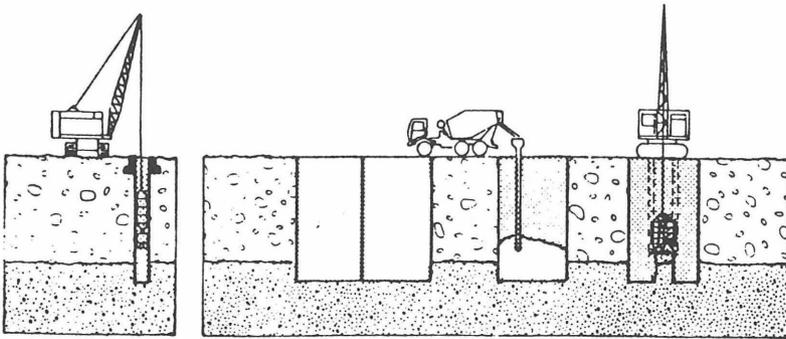


Bild 4: Dichtwandherstellung im Zweiphasen-Verfahren

Zwischen zwei Leitwänden abschnittsweiser Aushub eines 60 cm oder 80 cm breiten Schlitzes, welcher gleichzeitig mit einer Bentonitsuspension, der sog. Stützflüssigkeit gefüllt wird. Die Stützflüssigkeit hat die Aufgabe durch Bildung eines wenig wasserdurchlässigen Filterkuchens an den Schlitzwänden wie eine Dichtungsmembrane zu wirken und damit den Flüssigkeitsdruck der Suspension auf die Schlitzwänden wirken zu lassen. So können tiefe Aushubabschnitte beschränkter Länge ohne weitere Abstützungsmaßnahmen mit dem Schlitzwandgreifer hergestellt werden. Vor Aushub des nächsten Abschnittes wird der vorhergehende Abschnitt mit einem Bewehrungskorb ausgerüstet und mit Unterwasserbeton aufbetoniert. Die Bentonitsuspension wird dabei nach oben verdrängt, abgepumpt und wiederverwendet. Durch Aneinanderreihen vieler Aushubabschnitte entsteht die durchgehende Stahlbetonschlitzwand.

Bei der Einphasen-Dichtungsschlitzwand wird ebenfalls mit einem Schlitzwandgreifer zwischen zwei Leitwänden der Boden ausgehoben. Als Stützflüssigkeit wird jedoch eine Bentonitsuspension benutzt, der zusätzlich Zement beigemischt wurde. Diese Suspension verbleibt nach Erreichen der Aushubtiefe im Schlitz und erhärtet dort. Durch Aneinanderreihen einzelner Wandabschnitte entsteht wiederum eine durchgehende Wand, sie ist allerdings nicht bewehrt und hat nur eine geringe Zug- und Druckfestigkeit. Daher kann sie in der Regel keine statische Funktion wie eine Stahlbetonschlitzwand übernehmen.

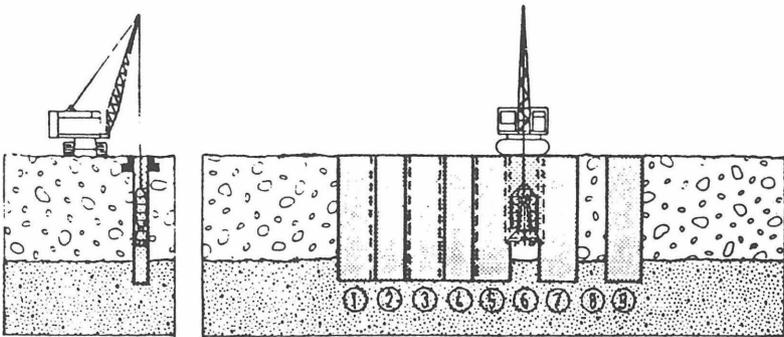


Bild 5: Dichtungsschlitzwand im Einphasen-Verfahren

Die positiven Möglichkeiten der Einphasen-Dichtungsschlitzwand sind:

- Erzielung großer Wandtiefen bis zu 30 m und auch darüber, soweit die Verarbeitbarkeit der zementhaltigen Suspension bei dem hierzu notwendigen Zeitaufwand dieses zuläßt.
- Gute Richtungskontrollierbarkeit der Aushubwerkzeuge bei der Wandherstellung
- Durch Wahl geeigneter Werkzeuge Einsatz auch bei schwierigen Baugrundverhältnissen
- Durchlässigkeitsbeiwert in der Größenordnung von 10^{-9} m/s in Abhängigkeit von der Bentonit- und Bindemitteldosierung bei einer Wichte von etwa $11,5 \text{ kN/m}^3$.

- Wie bei den Schmalwänden auch hier Verwendung von Deponiesickerwasser-resistenten Bindemitteln, die einen hohen Hüttensandanteil besitzen sowie einen für das Einsetzen des Abbindevorganges erforderlichen geringen Anteil an Portlandzementklinker
- Keine nachteilige Auswirkung der herstellungsbedingten Fugen hinsichtlich der Wanddichtigkeit, da sich die flüssige Suspension in der Sekundäraushublammelle ohne störende Einschlüsse an die vom Aushubgreifer frisch angeschnittenen Stirnflächen der erhärteten Primär-Aushublammelle anlegt.

Die Grenzen des Einphasen-Schlitzwandverfahrens ergeben sich aus dem Zwang Dichtwandsuspension verwenden zu müssen, die genügend fließfähig ist um den Aushubvorgang mit dem Schlitzwandgreifer möglich zu machen. Sie muß dennoch nach dem Abbinden eine gute Abdichtungswirkung erzielen. Im Gegensatz zur reinen Bentonitsuspension bilden die Zementbentonitsuspensionen keinen sehr dichten Filterkuchen an den Schlitzwandungen. Sie geben viel Filtratwasser an wasserdurchlässige Sand-oder Kiesschichten ab und dicken dabei umso stärker an, je länger der Aushubvorgang andauert. Dieses ist im Hinblick auf die Eigenschaften Undurchlässigkeit, Erosionsstabilität und Chemikalienresistenz nur vorteilhaft. Der Nachteil ist jedoch, daß ab einer gewissen Aushubtiefe der gesamte Aushubvorgang zum Stehen kommt, weil der Schlitzwandgreifer trotz seines hohen Eigengewichtes nicht mehr tiefer in die angedickte Suspension einzudringen vermag. Es sind einige Fälle bekannt, wo bei Tiefen von etwa 30 m und wasserdurchlässigen Böden die geforderten Wandtiefen nicht erreicht werden konnten oder wo wegen der Steifigkeit der Suspension Schlitzwandgreifer verloren gingen. Die im Labor während der Eignungsprüfung an flüssigen Zement-Bentonit-Suspensionen durchgeführten Dauerrührversuche zur Bestimmung der Filtratwassermenge können nicht die tatsächlichen Baugrundverhältnisse wiedergeben, weil damit die Wasserdurchlässigkeit einzelner Bodenschichten, die Aushubdauer für den einzelnen Schlitz und die Höhe des der Filtratwasserabgabe entgegenwirkenden Grundwasserspiegels nicht erfaßt werden.

Die Wasserverluste der Dichtwandsuspension und die Greiferbewegungen im Aushubschlitz führen in sandig-kiesigen Böden zu einer Sandanreicherung der Suspension. Es verändert sich somit die ursprünglich vorgesehene Dichtmassenrezeptur. In der Regel werden damit Durchlässigkeitsbeiwert und Erosionsstabilität der Wand nicht verschlechtert, da gleichzeitig wegen der erwähnten Filtratwasserabgabe der Bindemittel- und Bentonitanteil erhöht werden.

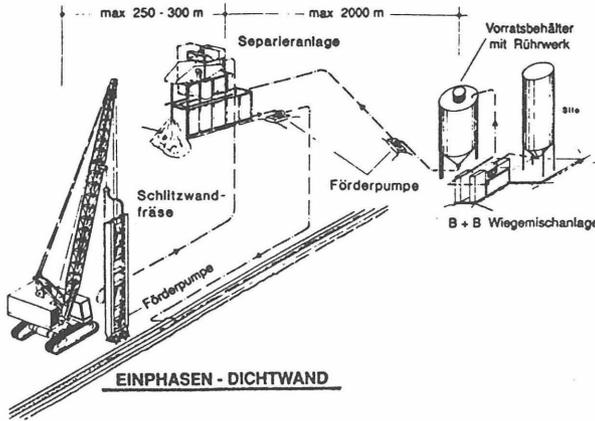


Bild 6: Herstellung einer Einphasen-Dichtungsschlitzwand mit der Schlitzwandfräse

Die nachteilige Auswirkung der zeitbedingten Filtratwasserabgabe fällt weniger stark ins Gewicht, wenn für den Aushub nicht der langsam arbeitende seilgeführte Zweischalenschlitzwandgreifer benutzt, sondern die Schlitzwandfräse mit weitaus höherer Aushubleistung eingesetzt wird. Bei der Schlitzwandfräse wird der Boden an der Aushubsohle durch Fräsräder gelöst, gleichzeitig mit einer Förderpumpe zusammen mit Dichtwandsuspension abgesaugt, in einer Separieranlage von der Suspension getrennt und diese wieder zurück in den Aushubschlitz geleitet. Der Trennschnitt der hier eingesetzten Zyklone ist so gelegt, daß die Bodenkornfraktionen Feinsand und gröber noch herausgetrennt werden, das Zementkorn des Bindemittels jedoch in der Suspension verbleibt.

Eine bereits aus der klassischen Schlitzwandbauweise bekannte Grenze der Schlitzwandtechnik kann der erforderliche Nachweis der Standsicherheit des mit Suspension gefüllten Schlitzes während des Bauzustandes sein. Dieser Nachweis ist für jeden Anwendungsfall zu erbringen. In den rechnerischen Nachweis gehen die Lage des Grundwasserspiegels, Schichtenfolge und Scherfestigkeit des anstehenden Bodens, Auflasten an der Geländeoberfläche sowie Tiefe und Länge der Einzellamelle mit der Wichte der Suspensionsfüllung ein. Bei hohen Grundwasserständen und geringen Scherfestigkeiten des Bodens läßt sich eine Einphasenschlitzwand nicht realisieren, wenn nicht zusätzliche Maßnahmen ergriffen werden wie Absenkung des Grundwasserspiegels oder Erhöhung der Leitwände über die Geländeoberfläche hinaus zur Erzeugung eines größeren Suspensionsdruckes auf die Schlitzwandungen.

2.5 Die Zweiphasendichtungsschlitzwände

Bei der Zweiphasendichtungsschlitz wird zuerst der Aushub im Schutze einer reinen Bentonitsuspension vorgenommen und anschließend im Unterwasser-Betonierverfahren die spezifisch schwerere und feststoffreichere Dichtungsmasse in den Schlitz eingebracht unter gleichzeitiger Verdrängung der leichteren Bentonitsuspension. Als Dichtungsmassen eignen sich zementgebundene und Tonmehl enthaltende sowie nach der Fullerlinie aufgebaute Sand-Kies-Gemische mit Wichten über 20 kN/m^3 . Ihre Verarbeitungseigenschaften sind ähnlich wie die eines Fließbetons. Die hohe Wichte weist auf den hohen Feststoffgehalt hin und damit auf die besonders gute Erosionsstabilität bei starkem Grundwassergefälle zwischen dem Wasserspiegel innerhalb und außerhalb der Wand.

Für Altlastenumschließungen, die solchen Schadstoffen ausgesetzt sind, welche den in der Dichtwandmasse enthaltenen Zementsteinklinker langfristig zerstören können, wurden zementfreie Dichtwandmassen entwickelt, die im wesentlichen aus einem mineralischen Korngerüst, einem reaktions-trägen Tonmineral, Wasser, Wasserglas und zwei Sillankomponenten bestehen. Diese beiden Komponenten bilden zusammen mit dem Wasserglas ein Gel, welches einige Tage nach dem Anmachen der gesamten Mischung die Festigkeit eines steifen Erdstoffes gibt.

Die feststoffreichen Dichtwandmassen mit ihren günstigen Eigenschaften hinsichtlich Undurchlässigkeit, Erosionsstabilität und Chemikalienresistenz lassen sich nur im Zweimassen-Schlitzwandverfahren nutzen, da sie zu dickflüssig und steif sind, um während des Schlitzwandaushubes als Stützflüssigkeit zu dienen. Zum Zweimassenverfahren muß ergänzt werden, daß an der Fuge zwischen Primär- und Sekundärlamelle ein dünner Film jener Bentonitsuspension zurückbleibt, die während des Lamellenaushubes benutzt wurde und sich beim nachfolgenden Austausch gegen Dichtwandmasse nicht restlos verdrängen ließ und nicht erhärtet.

Bei der von uns ausgeführten Umschließungswand der Sonderabfalldéponie Breitscheid wurde erstmalig die zementfreie Dichtwandmasse bei einer Zweiphasendichtungsschlitzwand mit gutem Erfolg eingesetzt. Hier wurde große Sorgfalt auf das restlose Austauschen der als Phase 1 dienenden Bentonitsuspension gegen Phase 2, die Dichtwandmasse, gelegt. Wegen teilweise ungünstiger Baugrundverhältnisse und wegen eines die Suspensionseigenschaften verschlechternden Schadstoffgehaltes des Bodens mußte Phase 1 teilweise sehr dickflüssig gefahren werden, mit der Folge, daß vor Einbau der Phase 2 ein Austausch der dickflüssigen Suspension gegen eine dünnflüssige, frische Bentonitsuspension erfolgen mußte.

Diese Erschwernisse entfallen, wenn -wie von uns an der Déponie Braubach ausgeführt, mit verrohrten Bohrungen eine überschnittene Pfahlwand mit zementfreier Dichtwandmasse hergestellt wird. Das Problem des Bodeneintrags in die Überschneidungsfugen wird entschärft, wenn eine modifizierte Bohrrohrschneide und eine abgewandelte Rohrzieh-Technik eingesetzt werden.

2.6 Kombinations-Dichtwände

Die Durchlässigkeit einer Einphasen-Dichtungsschlitzwand kann weiter herabgesetzt oder zu Null werden, wenn in die noch flüssige Einphasendichtwandmasse eine PEHD-Kunststoffdichtungsbahn aus 2 bis 2,5 mm Stärke auf ganzer Höhe der Wand eingetaucht wird. Die einzelnen Bahnen von bis zu 5 m Breite sind an ihren Längsrändern mit Spundwandschloß-artigen Kunststoffprofilen ausgerüstet, die es erlauben, die Bahnen lückenlos aneinander zu schließen. Die Entwicklung geht dahin, die ineinander greifenden Schloßprofile so auszuformen, daß sie einen Hohlraum bilden, der entweder mit Einphasendichtwandmasse gefüllt ist oder in den eine spezielle Dichtungsmasse eingebaut wird oder der es ermöglicht, mit Hilfe eines in diesen Hohlraum versenkten Kunststoffschweißgerätes die beiden Dichtungsbahnen zu verschweißen.

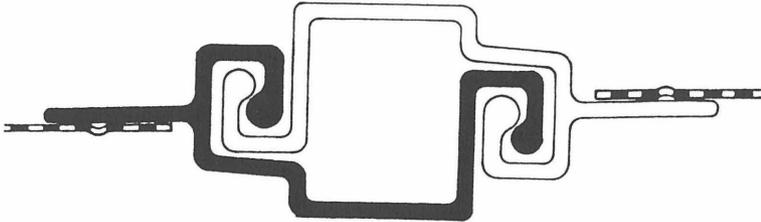


Bild 7: Kunststoff-Schloßprofil zur Verbindung der Dichtungsbahnen

Die Dichtungsbahnen lassen sich an der Baustelle auf einen Stahlrahmen aufgespannt in den fertig ausgehobenen und noch mit flüssiger Suspension gefüllten Schlitz absenken, und in das Schloß der zuvor eingebauten und am Kopf der Dichtwand angehängten Dichtungsbahn einzufädeln. Dieses Verfahren findet seine Grenze bei zunehmender Breite und Länge der einzelnen Dichtungsbahn und bei zunehmender Windstärke. Etwas stärkerer Wind kann den Einbau einer auf einen Rahmen gespannten Dichtungsbahn von 5 m Breite und 18 m Länge unmöglich machen. Deswegen hat unser Unternehmen ein selbstfahrendes Gerät mit einer Trommel von 5 m Durchmesser entwickelt, das es erlaubt, 5 m breite und 50 m lange Kunststoff-Dichtungsbahnen einzubauen. Das zuvor an der Dichtungsbahn angeschweißte Schloßprofil kann damit noch aufgerollt werden ohne daß es bleibend verformt wird.

Mit diesem Gerät wurde von uns an der Sonderabfalldeponie Hünxe eine 30.000 m² große Kombinations-Dichtwand mit bis zu 35 m Tiefe hergestellt.

Die zuvor angesprochenen Punkte wie Standsicherheit des offenen Schlitzes, Verarbeitungsdauer der flüssigen Dichtwandmasse, Verdickung der Suspension aufgrund von Filtratwasserverlust sind auch bei der Herstellung kombinierter Dichtungsschlitzwände zu beachten.

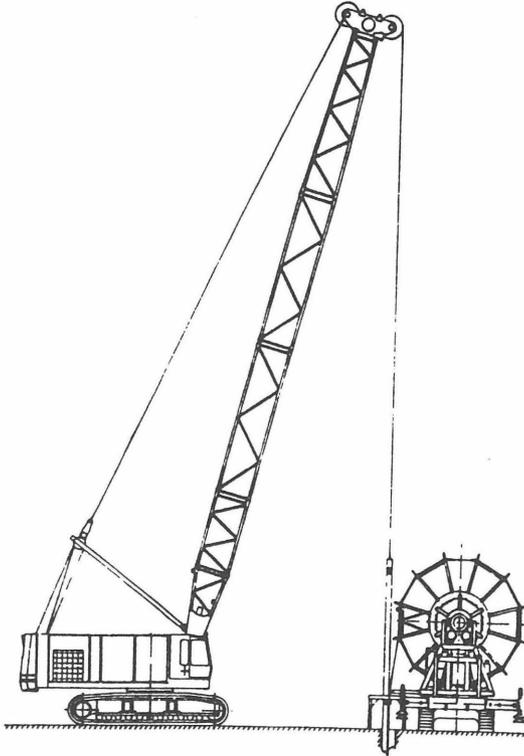


Bild 8: Einbaugerät zur Herstellung von Kombinations-Dichtwänden großer Tiefen

Eine ebenfalls angewandte Variante der Kombischlitzwand besteht im Einsatz von Stahlspundbohlen, welche in die noch flüssige Suspension eingehängt werden. Einphasendichtungsschlitzwände großer Tiefe können damit ausgerüstet werden. Ein Verschweißen der Spundbohlen nach dem Einbau ist nicht möglich, wohl aber die werkseitige Ausrüstung des Einfädelschlusses mit Kunststoff-Dichtungen.

Planung und Ausführung von Dichtwänden

- Fallbeispiele -

Jürgen Grabe, Heinz Heil

Zusammenfassung: Dichtwände werden als Teil von Einkapselungsmaßnahmen vorgesehen. Die Notwendigkeit eines Dichtwandbauwerkes ergibt sich aus dem Einzelfall. Anhand von drei Fallbeispielen werden die Sanierungskonzeption, die Wahl des Dichtwandsystems und Besonderheiten bei der Planung und Ausführung dargestellt. Die Fallbeispiele sind: Industrieschlammdeponie in Bielefeld-Brake (Zweiphasenschlitzwand), Abfallgruben in Gifhorn (doppelte Schmalwand mit Kontrollkammern) und bewohnte Altlast in Hamburg (schloßgedichtete Stahlpundwand).

1 Vorbemerkungen

Der Planung und Ausführung von Dichtwänden als Teil einer Deponie- oder Altlastensanierung geht stets die Erarbeitung eines Sanierungskonzeptes voraus. Mit diesem werden für den konkreten Einzelfall die aus technischer, ökologischer und wirtschaftlicher Sicht geeignete Sanierungsmethode und Verfahrenskombination festgelegt. Das Sanierungskonzept selbst wird entscheidend vom Ergebnis der Gefährdungsabschätzung, d.h. von den von der Deponie - oder von der Altlast - ausgehenden Gefährdungspfaden und den hiervon betroffenen Schutzgütern, sowie von den sonstigen vor Ort angetroffenen Randbedingungen beeinflusst. Der Entwicklung eines Sanierungskonzeptes muß eine gründliche Untersuchung der örtlichen Verhältnisse vorausgehen.

Im Sanierungskonzept ist festzulegen, welche Funktion die Dichtwand erfüllen soll. Handelt es sich um eine Sofortmaßnahme, eine mittelfristige Maßnahme in Kombination mit der Durchführung einer hydraulischen Sanierung oder um eine langfristige Einkapselungsmaßnahme. Aus der Funktion der Dichtwand ergeben sich die Anforderungen, die an die Dichtwand gestellt werden hinsichtlich:

o Systemdichtigkeit

- geringe Wasserdurchlässigkeit
- geringe Gasdurchlässigkeit
- hoher Permeationswiderstand gegen Schadstoffe

o Beständigkeit gegen alle chemischen, physikalischen und biologischen Beanspruchungen

Erst nach Festlegung der Anforderungen an die Dichtwand kann die Planung eines Dichtwandsystems mit der Auswahl des aus technischer, ökologischer und wirtschaftlicher Sicht geeigneten Dichtwandsystems begonnen werden.

2 Wahl des Dichtwandsystems

Für die Herstellung einer Dichtwand kommen folgende **technische Lösungen** in Betracht [1], [2],[3]:

- o Einphasenschlitzwand
- o Zweiphasenschlitzwand
- o Kombinationsschlitzwand
- o Doppelte Schlitzwand mit Kontrollkammern (Querschotten)
- o Stahlspundwand (erforderlichenfalls schloßgedichtet)
- o Schmalwand
- o Doppelte Schmalwand mit Kontrollkammern
- o Hochdruckinjektionswand

Anhand der nachfolgenden **Beurteilungskriterien** erfolgt die Auswahl der technischen Lösung für den Einzelfall:

- o Dichtigkeit: Dichtigkeit des Einzelementes und Systemdichtigkeit
- o Beständigkeit: physikalisch, chemisch und biologisch
- o Technische Herstellbarkeit: Erreichbare Tiefe unter Berücksichtigung der geologischen Randbedingungen und der Herstellgenauigkeit
- o Bei der Herstellung anfallende und zu entsorgende Stoffe (Aushubmaterial, Suspension)
- o Arbeitsschutz

- o Qualitätssicherung: Kontrolle des Gesamtsystems, nachträgliche Ausbesserungsmöglichkeit
- o Kosten

Des weiteren sind bei der Planung auch folgende **Randbedingungen** zu beachten:

- o Anschluß an eine Oberflächenabdichtung
- o Vorhandene und zukünftige Infrastruktur: z. B. Abstand zu Gebäuden und Straßen, Leitungsquerungen
- o Abhängigkeit von anderen Gewerken wie z.B. Abbrucharbeiten auf dem Gelände, Herstellung und Betrieb von Brunnen, Herstellung einer Oberflächenabdeckung

In den nachfolgenden drei Fallbeispielen wird gezeigt, welche Kriterien für die Wahl des Dichtwandsystems ausschlaggebend und welche besonderen Randbedingungen zu beachten waren.

3 Industrieschlammdeponie in Bielefeld-Brake: Zweiphasenschlitzwand

3.1 Ausgangssituation

Die Industrieschlammdeponie Bielefeld-Brake wurde bundesweit bekannt, als 1983 im Zuge der Bebauung der ehemaligen Deponiefläche mit Einfamilien- und Reihenhäusern toxische Industrieschlämme freigelegt wurden [4],[5].

Die Auswertung der aus verschiedenen Ämtern zusammengetragenen Verwaltungsakten ergab folgendes Bild: Ursprünglich war das Gelände von einer Ziegelei als Abbaugrube genutzt worden, deren Anfänge bis in die 20er Jahre zurückverfolgt werden konnten. Die Ziegelei ist im Sommer 1967 stillgelegt worden. Bereits in der Endphase des Tonabbaus wurden Teile der Grube durch Aufschütten von Erdwällen als Becken zur Ablagerung von Industrieschlämmen hergerichtet und beschickt. Bis zur Einstellung des Deponiebetriebes im März 1977 sind in insgesamt 6 Becken ca. 24.000 m³ Schlamm eingebracht worden. Die Lage der Schlammbecken und der inzwischen überdeckten Abbauböschung der ehemaligen Tongrube sind aus Bild 1 zu ersehen. In den Schlammbecken wurden Karbid-, Schleif- und Hydroxidschlämme aus Galvanik- und Klischeebetrieben des Raumes Bielefeld eingebracht. In anderen Teilen der Grube sind auch feste Industrieabfälle und Hausmüll abgelagert worden.

Zur Rekultivierung wurden die fast bis zur Geländehöhe verfüllten Becken lediglich mit einer dünnen Bodenschicht abgedeckt. Stellenweise beträgt die Dicke dieser Abdeckung nur etwa 20 cm. Noch nicht mit Abfällen gefüllte Teile der Grube sind mit Bauschutt und Boden aufgehöhht worden. Das gesamte Gelände

wurde als Bauland hergerichtet und in dem damals aufgestellten Bebauungsplan als Wohngebiet ausgewiesen.

Die von den Abfällen ausgehende Problematik wurde in voller Tragweite erst erkannt, als die beim Hausbau freigelegten Abfälle chemisch analysiert wurden. Das Gefährdungspotential der Altlast ist vor allem in den sehr hohen Schwermetallgehalten der Industrieschlämme und in den ebenfalls sehr hohen Gehalten an chlorierten Kohlenwasserstoffen zu sehen, die im Stauwasser und im Bodengas der Deponie gemessen wurden. Die Stoffmuster der angetroffenen CKW entsprechen weitgehend der Palette der in der metallverarbeitenden Industrie zum Entfetten eingesetzten Lösungsmittel. Wegen der von den Deponiebewohnern erhobenen massiven Beschwerden über Gesundheitsschäden hat die Stadt Bielefeld in den Jahren 1984 und 1986 zwei toxikologisch-epidemiologische Reihenuntersuchungen durchführen lassen. Trotz eines erheblichen analytischen Aufwandes konnte die Ursache für die bei den Be- und Anwohnern festgestellten toxikologischen Befunde nicht geklärt werden.

Der Aufbau und die Durchlässigkeit des an die Deponie angrenzenden Geländes wurden eingehend erkundet [6]. Nach den Ergebnissen dieser Erkundung sind im Untergrund zwei Grundwasserhorizonte vorhanden, die in zwei voneinander getrennten Grundwasserleitern auftreten, s. Bild 2.

Der obere Grundwasserleiter ist eine quartäre Deckschicht, die aus Sanden, Geschiebelehm und Lößlehm besteht. Die Durchlässigkeit der Deckschicht schwankt zwischen

$k = 10^{-4}$ m/s und $k = 10^{-10}$ m/s, je nach Gehalt an durchlässigen (Sand) und weniger durchlässigen Bestandteilen (Geschiebelehm, Lößlehm). Der untere Grundwasserleiter wird durch Lias-Tonstein gebildet. Die Durchlässigkeit dieses Festgesteinsaquifers wird bestimmt durch die Öffnungsweiten seines Kluftgefüges und den Auflockerungsgrad in den angetroffenen tektonischen Störzonen. Die in Wasserabpress- und in Pumpversuchen festgestellte Gebirgsdurchlässigkeit schwankt zwischen $k = 2 \cdot 10^{-5}$ m/s und $k = 2 \cdot 10^{-6}$ m/s. Die beiden Grundwasserleiter sind durch eine Schicht aus gering durchlässigem Verwitterungston voneinander getrennt.

Die Sohle der als Deponie genutzten ehemaligen Tongrube reicht bis in den unteren Grundwasserleiter. In der Deponie hat sich ein Stauwasserhorizont gebildet, der aus den im Boden versickernden Niederschlägen und aus unterirdischen Grundwasserzuflüssen aus der quartären Deckschicht gespeist wird. Der Wasserspiegel dieses Stauwasserhorizontes liegt zwischen 1,0 m und 4,0 m über der Spiegellinie des unteren Grundwasserleiters. Die Fließrichtung beider Grundwasserhorizonte ist nach Südosten gerichtet.

3.2 Sanierungskonzept

Aufgrund der festgestellten medizinischen Auffälligkeiten unter den Deponiebe- und anwohnern sowie der Gefahren, die potentiell auch zukünftig von der als Sondermülldeponie einzustufenden, ungesicherten Altlast mitten in einem Wohngebiet ausgehen, sah sich die Stadt Bielefeld gezwungen, die Deponie für unbewohnbar zu erklären und zu beschließen, die Deponie einzukapseln [7]. Parallel zur Planung der Einkapselung wurden auch andere zur Zeit verfügbare Sanierungskonzepte und -verfahren auf ihre Anwendbarkeit geprüft. Diese Prüfung hat keine umsetzbare Alternative ergeben [7],[8],[9].

Die Einkapselung hat zum Ziel, die in der Deponie abgelagerten Gefahrstoffe von der Umgebung abzusperren und sowohl die Gas- als auch die Grundwasseremissionen zu unterbinden, bzw. auf zulässige Restwerte abzumindern.

Die Einkapselung besteht aus einer Oberflächenabdichtung mit aktiver Entgasung und einer Dichtwand. Um während der Bauzeit erhöhte Schadstoffausträge in das Grundwasser zu unterbinden wurden im Grundwasserabstrom Abfangbrunnen hergestellt und betriebsbereit vorgehalten. Die Ausbildung der Einkapselung ist in [10] ausführlich dargestellt.

An die Dichtwand wurden folgende Anforderungen gestellt:

- o Absperrung der unterirdischen Grundwasserzuflüsse aus dem Quartär zur Verhinderung einer Speisung des Stauwassers in der Deponie
- o Verhinderung von Gasaustritten in die oberflächennahen Bodenschichten außerhalb der Deponie

Die Wand muß daher gering wasser- und gasdurchlässig und möglichst langfristig beständig sein. Die Unterkante der Dichtwand war bis 2 m unter die nicht abgesenkte Drucklinie des unteren Grundwasserhorizontes mindestens jedoch bis 1 m unter die jeweils angrenzende Sohle der ehemaligen Tongrube zu führen.

Im Bereich der Stedefreunder Straße war die Dichtwand so auszulegen, daß diese auch die statische Funktion zur Sicherung eines Geländesprungs aufnehmen kann.

3.3 Wahl des Dichtwandsystems

Als technische Lösung wurde eine gegreifert herzustellende, feststoffreiche Einphasenschlitzwand mit der Dicke 0,6 m ausgewählt, da

- o durch Verwendung einer feststoffreichen Dichtwandmasse eine ausreichende Dichtigkeit und ein hoher Permeationswiderstand gegen Schadstoffe im Wasser und Gas erreicht werden kann,
- o die chemische Beständigkeit vergleichsweise unkritisch ist,
- o die Wandtiefen zwischen 8 und 12 m in der Herstellung unproblematisch sind,
- o die Trasse so gelegt werden konnte, daß sie im gewachsenen Boden verläuft und somit bei der Herstellung anfallendes Aushubmaterial unbelastet ist,
- o der Arbeitsschutz dadurch relativ unproblematisch und die
- o Kosten vergleichsweise gering sind.

Als besondere Randbedingungen waren in diesem Fall die Ausführung der Dichtwand im Bereich des Geländesprungs an der Stedefreunder Straße als Stahlbetonschlitzwand, der Anschluß an die Oberflächenabdeckung [11] und Abstände der Trasse zur vorhandenen Bebauung zu berücksichtigen.

3.4 Ausschreibung

Bei der gesamten Planung und Vorbereitung der Bauausführung war vorrangig zu beachten, daß die Arbeiten mitten in einem dicht bewohnten Gebiet auszuführen sind und die Gesundheit der Anwohner und Bauausführenden zu keiner Zeit gefährdet werden darf. Um dieses Planungsziel durchzusetzen und zu erreichen, wurden die entsprechenden Maßnahmen des Arbeits- und Anwohnerschutzes intensiv durchgeplant und als Teil der Ausschreibung in den Bauvertrag eingearbeitet. Alle erforderlichen Sicherungsmaßnahmen sind somit Teil der zu vergütenden Bauleistungen.

Im Verwaltungsentwurf war vorgesehen, die Deponieumschließung mit Ausnahme des Stützwandbereiches an der Stedefreunder Straße als feststoffreiche Einphasen-Dichtwand auszuführen. Die Wanddicke ist mit $d = 0,60\text{ m}$ vorgegeben, die erforderlichen Aushubtiefen liegen zwischen 8 m und 12 m, vgl. Bild 3. Für die Dichtwandmasse wurde eine Grundrezeptur vorgegeben, ein Fertigprodukt konnte alternativ angeboten werden. Die Dichtwand muß folgende Forderungen erfüllen:

Durchlässigkeit der Probekörper	k_f	=	$5 \cdot 10^{-10}$ m/s
In-situ-Durchlässigkeit	k_f	=	$5 \cdot 10^{-9}$ m/s
Druckfestigkeit	q_u	=	300 kN/m ²

Die im vorgesehenen Greiferbetrieb erreichbare Grenztiefe für den Aushub des festen Lias-Tonsteines in den tieferen Bodenschichten sollte vor Beginn der Dichtwandausführung in Probeschlitzungen ermittelt werden. Sofern die erforderliche Endteufe im normalen Greiferbetrieb nicht zu erreichen ist, waren geeignete Hilfsmaßnahmen, z.B. durch Vorbohrungen an den Lamellenenden sowie ggf. auch im Inneren der Lamellen vorgesehen. Meißelarbeiten (mit Greifer oder Fallmeißel) waren wegen der möglichen Integritätsgefährdung der Vorläuferlamellen nicht zugelassen worden. Die Vorbohrungen sollten vorlaufend vor der Dichtwandherstellung ausschließlich im Drehbohrverfahren mit einem Durchmesser von 60 cm hergestellt werden. Ergänzend war noch in Aussicht genommen worden, besondere Felszonen des Lias-Tonsteines bei Bedarf durch Injektionen zu dichten. Zur Herstellung der Stahlbetonschlitzwand im Bereich der Stedefreunder Straße war den Bietern die Wahl des Aushubgerätes freigestellt.

Aufgrund des von einer Bietergemeinschaft vorgelegten Sondervorschlages, der vorsieht, anstelle der ausgeschriebenen Einphasenwand eine unbewehrte Betonschlitzwand auszuführen, war bei der Auswertung der Angebote zu prüfen, ob der eingereichte Sondervorschlag qualitativ der ausgeschriebenen Einphasenwand entspricht.

Diese Prüfung hat ergeben, daß der Beton durch betontechnologische Maßnahmen (Erhöhung der Wasserdichtigkeit, Reduzierung des Schwindmaßes, Erhöhung der Beständigkeit gegen chemischen Angriff) den hier zu stellenden Anforderungen ausreichend angepaßt werden kann und im Hinblick auf die Langzeitbeständigkeit der ausgeschriebenen Einphasenwand zumindest gleichzusetzen ist. Durch den im Sondervorschlag vorgesehenen Einsatz einer "Hydro-Fräse" konnten die zunächst vorgesehenen

Hilfsmaßnahmen zum Lösen des Lias-Tonsteines und zum Schutz der bereits hergestellten Vorläuferlamellen entfallen. Hierdurch ließen sich nicht nur wirtschaftliche Vorteile, sondern gleichzeitig auch die vom Bauherrn und den Entwurfsverfassern gewünschten terminlichen Vorteile erzielen, so daß die im Sondervorschlag angebotene Ausführung der Zweiphasen-Schlitzwand beauftragt wurde.

3.5 Ausführung

Die Wanddicke und die Endteufe der Schlitzwand wurden mit den durch die Planung vorgegebenen Abmessungen ausgeführt. Besondere Probleme traten nicht auf. Die nach Abschluß der Arbeiten weitergeführten Grundwasserkontrollmessungen lassen keine Belastungen erkennen, die auf Deponieeinflüsse zurückzuführen sind [12].

3.6 Zeiten und Baukosten

Nach dem Bekanntwerden der Altlast im Jahre 1983 wurden danach bis 1989 umfangreiche Untersuchungen insbesondere zu den toxikologischen Befunden durchgeführt. Von 1986 an begann IGB die Untersuchungsprogramme zu koordinieren und in die Planung zu integrieren. Besondere Probleme ergaben sich aus der Tatsache, daß die Altlast mitten in einem Wohngebiet liegt, bei den Bauarbeiten gefährliche Stoffe freigesetzt werden können und sowohl die Bürger als auch die zuständigen politischen Gremien hoch sensibilisiert waren. Im vorliegenden Fall wurden die erforderlichen Entscheidungsprozesse zusätzlich dadurch erschwert, daß die Kausalkette zwischen den toxikologischen Befunden und den Deponieemissionen nicht geschlossen werden konnte.

Die Bauarbeiten wurden im Dezember 1989 vergeben. Der Bau der Dichtwand (7.691 m²) erfolgte in den Monaten Juni bis August 1990. Die Bauzeit betrug 10 Wochen. Die Gesamtkosten der Einkapselungsmaßnahme betragen 22,5 Mio. DM. Davon entfallen ca. 3 Mio. DM auf die Herstellung der Dichtwand.

4 Abfallgruben in Gifhorn: Doppelte Schmalwand mit Kontrollkammern

4.1 Ausgangssituation

Im Grundwasserabstrom aus dem Gelände eines ehemaligen Mörtelwerkes in Gifhorn wurden erhebliche CKW-Belastungen gemessen. Ursache für den festgestellten Schadstoffaustrag sind Abfälle, die bis Mitte der 70er Jahre in die ausgebeuteten Sandgruben des Mörtelwerkes eingebracht wurden.

Die mit Abfällen verfüllten Gruben überdecken eine Grundfläche von ca. 15.000 m². Die Sohlen der verfüllten Gruben liegen teilweise bis zu 8 m unter Gelände und tauchen bis zu 3 m unter dem Grundwasserspiegel ab, s. Systemschnitt in Bild 4. Die ausgebeuteten Sande bestehen überwiegend aus Mittelsanden mit wechselnden Grob- und Feinsandanteilen. Die Wasserdurchlässigkeit der Sande liegt

entsprechend ihrem Kornaufbau zwischen $5 \cdot 10^{-4}$ m/s und $1 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Im Ablagerungsgebiet reichen die Sande bis in Tiefen zwischen 5 m und 12 m. Darunter folgt Geschiebemergel, der die Basis des oberen Grundwasserleiters bildet. Unter dem Mergel, dessen Dicke im Grubenbereich etwa 28 m beträgt, stehen wiederum wasserführende Sande an. Das Grundwasser in den unteren Sanden ist gespannt und wird in größerer Entfernung vom Schadensherd zur Trinkwassergewinnung genutzt. Im Bereich der Gruben besteht ein hydraulisches Gefälle vom oberen Grundwasserhorizont zum unteren. Die im Grubenbereich gemessene Spiegeldifferenz beträgt ca. 3,6 m.

In die Sandgruben wurden Hausmüll und Gewerbeabfälle eingebracht, die häufig mit Holz, Teerplatten, Bauschutt, Kunststoffresten, Textilien sowie mit Farbresten, Schmierfett und Hydraulikschläuchen durchsetzt waren. In anderen Teilen der Gruben wurden Kalk-, Karbid- und Galvanikschlämme sowie öl- und lösungsmittelhaltige Böden abgelagert. Nach Teilverfüllung der Gruben wurde in den 70er Jahren eine verbliebene Senke zur Beseitigung von Flüssigabfällen genutzt. Diese bestehen im wesentlichen aus stark lösungsmittelhaltigem Altöl.

In Bild 5 ist die Ablagerungsfläche entsprechend der bei den Untersuchungen angetroffenen Schadstoffbelastung in drei Zonen unterteilt. Die innere Zone 1 liegt im Bereich des oben beschriebenen Ölbeckens. Hier treibt noch heute mobiles Öl in einer Schichtdicke bis zu 50 cm auf der Grundwasseroberfläche. In den beiden im Bild eingetragenen Zonen 2 liegen Böden und Abfälle mit geringen Anteilen an mobilem Öl. In Zone 3 wurden verölte Böden bzw. Abfälle und Böden mit öligem Geruch angetroffen.

Bei den vom Batelle Institut Frankfurt durchgeführten Untersuchungen [13] wurden im Bereich des Grundwasserabstroms hohe CKW-Gehalte auch in den natürlich gewachsenen Böden außerhalb der Altlast gemessen. Die im Bild 5 eingezeichneten Konzentrationslinien beruhen auf einer Auswertung von Bodenanalysen in einem vor Ort betriebenen Halogendetektor. Die im Schadensherd gemessene CKW-Konzentration übersteigt mit 11.250 ppm den Leitwert C der Holland Liste um mehr als das 100-fache.

Erheblich höhere Belastungen wurden in dem aus dem Schadensherd abströmenden Grundwasser gemessen. Die gemessene CKW-Belastung in der Meßstelle B 5, die in der Abstromfahne ca. 160 m vom Schadensherd entfernt ausgebaut wurde, übersteigt den C-Wert der Holland-Liste um das 10.000-fache. Die im Öl gemessene Schadstoffbelastung ist nochmals etwa 50 mal höher als im Grundwasser.

4.2 Sanierungskonzept

Um den Schadstoffaustrag in das Grundwasser zu unterbinden, wurde als vordringliches Sanierungsziel gefordert, die das Grundwasser gefährdenden CKW's und PCB's sowie die stark schadstoffhaltige mobile Ölphase aus dem Untergrund zu entfernen. Basierend auf einem umfangreichen Variantenstudium wurde ein dreistufiges Sanierungskonzept erarbeitet, das aus den folgenden drei, zeitlich versetzten Phasen besteht:

- o Entnahme der mobilen Ölphase aus dem Untergrund
- o Reinigung des aus dem Schadensherd abgeströmten, kontaminierten Grundwassers
- o Entfernung der im Boden verbliebenen Restschadstoffe

In Angriff genommen wurden zunächst die beiden ersten Phasen, die eine hydraulische Förderung der mobilen Öle und die Reinigung des kontaminierten Grundwassers im Abstrombereich der ehemaligen Sandgrube vorsehen. Das Verfahrenskonzept für die nach Abschluß der hydraulischen Maßnahmen als dritte Sanierungsstufe vorgesehene Reinigung der noch mit Restschadstoffen belasteten Grubenverfüllung soll endgültig festgelegt werden, wenn Ergebnisse über den Erfolg der ersten beiden Sanierungsstufen zur Verfügung stehen.

Bei der technischen Umsetzung des Sanierungskonzeptes waren insbesondere die ungünstigen hydraulischen Randbedingungen zu beachten, die sich aus der Ablagerung von hoch kontaminierten und zum Teil auch heute noch mobilen Flüssigabfällen in einem Grundwasserleiter ergeben. Eine Auskoffering des Schadensherdes ohne weitergehende Zusatzmaßnahmen war allein schon deshalb auszuschließen, weil die bis mehrere Meter unter den Grundwasserspiegel zu führenden Aushubarbeiten eine weitere Verstärkung der Schadstoffausträge in das Grundwasser zur Folge hätten. Eine rein hydraulische Maßnahme hätte das Zutagefördern von großen Wassermengen erfordert und erhebliche Investitions- und Betriebskosten für die notwendige Grundwasserreinigung verursacht. Für die Sanierung wurde daher entschieden, den Schadensherd durch eine ringförmige Dichtwand vom angrenzenden oberen Grundwasserleiter zu isolieren [14], [15], vgl. Bild 6.

An die Dichtwand wurden folgende wesentliche Anforderungen gestellt:

- o sehr geringe Wasserdurchlässigkeit, um sicher zu sein, daß durch die hydraulische Maßnahme keine Schadstoffe in die Umgebung ausgetragen werden können, und um die Wassermenge bei der geplanten Absenkung zu minimieren
- o Beständigkeit der Dichtwand während der ersten bis dritten Sanierungsphase, d.h. bis zum Entfernen der im Boden verbliebenen Restschadstoffe nach Durchführung der hydraulischen Maßnahmen.

4.3 Wahl des Dichtwandensystems

Erfahrungen bei der Herstellung von wasserundurchlässigen Baugrubenumschließungen haben gezeigt, daß bei den im Erdreich herzustellenden Bauleistungen, die einer visuellen Prüfung nicht zugänglich sind, verdeckte Leckstellen auftreten können. Bereits geringe Leckagen können einen erheblichen Grundwasserzustrom in den Topf zur Folge haben und würden den Sanierungserfolg insoweit gefährden, als die Kapazität der Grundwasserreinigungsanlage dann nicht mehr ausreicht, um den Wasserspiegel im Topf um das erforderliche Maß abzusenken und die geförderte Wassermenge ausreichend zu reinigen. Aus diesen Gründen wurde beschlossen eine kontrollierbare Dichtwand zu planen und auszuführen. Es wurde eine Rüttelschmalwand gewählt, weil bei der Wandherstellung kein Bodenaushub anfällt. Zudem sind die Herstellungskosten einer doppelten Schmalwand deutlich geringer als bei einer doppelten Schlitzwand.

Um eine lückenlose Kontrollierbarkeit zu gewährleisten, wurden zwei im Abstand von 6 m verlaufende Wände geplant. Die insgesamt 780 m lange Doppelwand wurde durch Querschotte in 15 Kammern unterteilt, s. Bild 7.

4.4 Ausschreibung

In der Ausschreibungsunterlage war gefordert, die Schmalwand aus einer feststoffreichen Suspension herzustellen. Die Bieter hatten mit ihren Angeboten eine entsprechende Rezeptur anzugeben. Diese Mischung mußte folgende Bedingungen erfüllen:

- (1) Sie war auf die angegebene chemische Belastung des Grundwasser abzustimmen.
- (2) Es war der Nachweis zu erbringen, daß die Durchlässigkeit der im Labor aufbereiteten Probekörper gegenüber Wasser $k = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s nicht übersteigt.
- (3) Für die hergestellten Dichtwände war im Feld eine Systemdurchlässigkeit gegenüber dem anstehenden Grundwasser von $k = 1 \cdot 10^{-8}$ m/s zu gewährleisten.

Mit dem Angebot waren von den Bietern die Dichte, die Fließgrenze nach DIN 4126, die Auslaufzeit aus dem Marshtrichter, die Filtratwasserabgabe und der p_H -Wert der vorgeschlagenen Dichtmassen anzugeben.

Den Bietern war freigestellt, bereits während der Angebotsbearbeitung kontaminiertes Grundwasser zur Durchführung von Eignungsprüfungen auf der Baustelle zu entnehmen.

Nach der Auftragserteilung war vom Auftragnehmer die Eignung der vorgeschlagenen Rezeptur durch Laborversuche nachzuweisen. Als Anmachwasser für die Herstellung der Probekörper war belastetes Grundwasser aus einem vorgegebenen Brunnen des Baugeländes zu verwenden. Die Proben waren in dem verunreinigten Wasser zu lagern und mit diesem auf Durchlässigkeit zu prüfen. Weiterhin waren die einaxiale Druckfestigkeit sowie die Erosionssicherheit an Laborproben nachzuweisen. Die nach der Auftragserteilung durchzuführenden Eignungsnachweise wurden im Rahmen des Bauvertrages gesondert vergütet.

Vor dem Beginn der eigentlichen Schmalwandproduktion waren auf dem Baugelände zwei Testwände herzustellen. An diesen Testwänden mußte unter natürlichen Bedingungen die Eignung der Rezeptur und der Gerätetechnik nachgewiesen werden. Hierbei legte man besonderes Augenmerk auf den Nachweis der Einbindung der Bohle in den Mergel, die Festigkeitsentwicklung der Dichtmasse, die Durchlässigkeit der Dichtmasse, die Erosionssicherheit der Dichtmasse und die erzielte Wanddicke.

Alle geforderten Eignungsnachweise waren vor Beginn der eigentlichen Wandproduktion zu erbringen. Der Bauvertrag stellte dem Auftragnehmer jedoch frei, bis zum Vorliegen der endgültigen Versuchsergebnisse bereits auf eigenes Risiko mit der Wandproduktion zu beginnen.

Während der Wandherstellung war eine umfangreiche Eigenüberwachung gefordert, die ihren Abschluß in der "Kammerprüfung" fand. Bei diesem Nachweis mußte über einen Pumpversuch die geforderte Durchlässigkeitsgrenze von $1 \cdot 10^{-8}$ m/s nachgewiesen werden. Diese "Endabnahme" rundete die Vorgaben des Gesamtkonzeptes ab und bildete den Übergang zur Gewährleistungsphase.

4.5 Ausführung

Entsprechend den Forderungen des Bauvertrages kam eine Schmalwandbohle, IPB 800, mit einer max. Länge von 17,0 m zum Einsatz. Als Ersatz stand eine Schmalwandbohle gleichen Typs mit einer Länge von ca. 14,0 m für die Bereiche zur Verfügung, in denen der Geschiebemergel entsprechend höher anstand.

Das Schmalwandgerät bestand aus einem Liebherr-Raupenbagger, Typ HS 850, mit ange-flanschem Mäklär zur Aufnahme der Rüttelbohle. Zum Einbringen der Bohle wurde ein Müller-Vibrationsrammbär, Typ MS 100 H 2, eingesetzt, der sich im Frequenzbereich von 10 bis 25 Hz stufenlos regulieren ließ. Als Antrieb diente ein Hydraulikaggregat vom Typ MS-A 560 K 2, das auf einem "Huckepackrahmen" am Bagger mitgeführt wurde.

Die Schmalwände wurden mit folgender Rezeptur ausgeführt:

Na-Bentonit-Compound	191 kg /m ³
Leitungswasser	734 kg /m ³
Kalksteinmehl	543 kg /m ³

Die Dichte der Frischsuspension betrug 1,47 t/m³.

Die Herstellung der ersten 10 Kammern im Süd-, Ost- und Nordteil des Geländes verlief planmäßig. In diesen Bereichen lag während der Wandherstellung der Grundwasserspiegel etwa 3,5 m bis 4,0 m unter der Arbeitsebene.

Nachlaufend zu den fertiggestellten Schmalwandkammern erfolgte das Abteufen des jeweiligen Kammerbrunnens und der dazugehörigen Grundwassermeßstellen. Die Kammerprüfung (Dichtigkeitsprüfung) erfolgt dann frühestens nach einem 7-tätigen Aushärtungs- und Abbindeprozeß der Schmalwandsuspension. Nach der erfolgreichen Dichtigkeitsprüfung wurden die Kammern mit einer 2,0 mm starken ECB-Dichtungsbahn abgedeckt, s. Bild 8.

Bei der Herstellung der letzten 5 Kammern im Bereich des hier sehr hoch anstehenden Grundwassers - der Grundwasserspiegel lag im Bereich dieser Kammern etwa 0,5 m unter der Arbeitsebene - traten beim Einrütteln der Bohle Wasserdrücke im Boden auf, die örtlich zu Quellbildungen an der Geländeoberfläche führten und teilweise einen starken Wasser- und Bodeneintrieb in den Schmalwandschlitz zur Folge hatten. Bild 9 zeigt links den an der Suspensionsoberfläche zu beobachtenden Wasser- und Bodenauftrieb kurz nach dem Ziehen der Rüttelbohle. Das rechte Bild zeigt den Schüttkegel einer am Rand des Schmalwandgrabens aufgetretenen Quelle mit rückschreitender Erosion.

Durch das Ausführen von "Trockenstichen", d.h. das Niederbringen der Schmalwandbohle ohne gleichzeitiges Einpumpen von Suspension, konnte nachgewiesen werden, daß die aufgetretenen

Wasserdrücke nicht auf ungewollte Verpreßdrücke zurückzuführen sind: Auch bei der Ausführung der Trockenstiche war der direkte Zusammenhang zwischen dem Einrütteln der Bohle und den an der Geländeoberfläche auftretenden Quellbildungen eindeutig zu erkennen.

Zur Weiterführung der Arbeiten wurde der Grundwasserspiegel im Bereich der noch herzustellenden Kammern mit 9,0 m tiefen Kleinfiterbrunnen abgesenkt. Das auf der Deponieseite und aus den Kammern geförderte Wasser wurde im Bereich der Altlast großflächig versickert. Das aus der Außenreihe geförderte Grundwasser war nicht belastet und konnte in einen Vorfluter eingeleitet werden. Im Schutz der Grundwasserabsenkung konnten auch die restlichen Kammern im Westteil der Altlast plangemäß fertiggestellt werden.

Das festgestellte Phänomen wurde ausführlich anlässlich der Baugrundtagung in Dresden diskutiert [16], [17].

Bei der Auswertung der Kammerprüfungen konnte in zwei Fällen die im Bauvertrag geforderte Systemdurchlässigkeit von $1 \cdot 10^{-8}$ m/s nicht nachgewiesen werden.

Die in Kammer 8 mit $k = 3,8 \cdot 10^{-8}$ m/s festgestellte Überschreitung der geforderten Dichtigkeit war darauf zurückzuführen, daß die Außenwand der Kammer in einem 5 m langen Teilbereich nicht mit der erforderlichen Tiefe hergestellt worden war. Die Wand endete hier bereits ca. 0,5 m oberhalb des Mergels. Die Fehlstelle konnte anhand der beim Einrütteln der Bohle aufgezeichneten Protokolle ohne Probleme lokalisiert und durch eine nachträglich ausgeführte Rammkernsondierung zweifelsfrei nachgewiesen werden. Die nach der Ausbesserung der Fehlstelle erneut durchgeführte Kammerprüfung ergab einen Durchlässigkeitsbeiwert von $7,7 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Das mit $k = 2,7 \cdot 10^{-8}$ m/s unzureichende Ergebnis der in Kammer 11 durchgeführten ersten Prüfung war auf die bereits erläuterten Schwierigkeiten im Westbereich der Altlast, zurückzuführen. Die Prüfung der im Schutze der Grundwasserabsenkung erneut hergestellten Kammer ergab einen Durchlässigkeitsbeiwert von $2,7 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Die bei sämtlichen Kammerprüfungen ermittelten Werte liegen zwischen $2,3 \cdot 10^{-9}$ m/s und $8,6 \cdot 10^{-9}$ m/s. Der Mittelwert aus allen Prüfungen beträgt $5,3 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Nach den in Gifhorn gemachten Erfahrungen kann mit der gewählten Kammerausbildung die Dichtigkeit der Schmalwand eindeutig geprüft werden. Eventuell auftretende Fehlstellen können, wie gezeigt, lokalisiert und repariert werden. Der Dichtigkeitsnachweis bedarf allerdings einer sorgfältigen Planung und der detaillierten Beschreibung im Bauvertrag.

4.6 Zeiten und Baukosten

Die im Umfeld der Altlast eingetretene Grundwasserbelastung ist 1981 festgestellt worden. Die Sanierungsarbeiten sind nach einer mehrjährigen Erkundungs- und Planungsphase in insgesamt 6 Losen getrennt vergeben worden.

Der Bauauftrag zur Herstellung der Schmalwand wurde 1990 erteilt. Die Bauleistung wurde im Juni 1991 abgenommen. Die Inbetriebnahme der Gesamtanlage erfolgte im August 1991.

Die Herstellungskosten der Dichtwand betragen 3,1 Mio. DM. Die Investitionskosten für die Gesamtmaßnahme einschließlich der Kosten für die Untersuchungen, Analysen und die Durchführung von Pilotversuchen im halbtechnischen Maßstab betragen 14,7 Mio. DM.

5 Bewohnte Altlast in Hamburg: Schloßgedichtete Spundwand

5.1 Ausgangssituation

Im Gebiet der Bille-Siedlung in Hamburg-Moorfleet verlief bis Ende des vergangenen Jahrhunderts ein Seitenarm der Elbe, die Alte-Dove-Elbe. Innerhalb der ehemaligen Deiche wurde die Alte-Dove-Elbe im Spülbetrieb mit Elb- und Hafensedimenten aufgefüllt, die mit Umweltschadstoffen belastet waren [18]. Es handelt sich hierbei im wesentlichen um Arsen und Schwermetalle. Außerdem wurde an zwei Stellen im Wohngebiet ein größerer Ölschaden entdeckt. Vor der Bebauung in den fünfziger Jahren wurde das Gebiet mit einer 0,15 m bis 2 m mächtigen Schlickschicht überzogen. In dieser oberen Schicht befinden sich die Hauptanteile der Kontamination.

In Teilflächen der Wohnsiedlung wurde Methan im Untergrund festgestellt. Das Methan entsteht durch den biologischen Abbau von organischen Bestandteilen in den eingespülten Schlickschichten und vermutlich auch im natürlich anstehenden Klei und Torf. Das Gas sammelt sich in Sandlinsen in der Auffüllungsschicht und kann durch Wegigkeiten nach oben und zur Seite migrieren. Es besteht die Gefahr, daß Methangase durch undichte Sohlen in die Keller der Häuser gelangen und dort zu einer Explosion führen können, vgl. Bild 10.

5.2 Sanierungskonzept

Das Sanierungskonzept sieht vor, Häuser bei denen benachbart Methangaskonzentrationen im Gaspegel größer als 5 Vol.% gemessen wurden, abzurechnen, da eine nachträgliche Sicherung gegen Gaseintritt am Haus unverhältnismäßig teuer würde. Wenn im Gaspegel auf einem Grundstück weniger als 1 Vol.% Methan gemessen wurde, so ist eine Gefährdung der Häuser durch Explosion nicht gegeben. Bei Methangehalten zwischen 1 und 2 Vol.-% wird im Einzelfall geprüft, ob durch einfach zu schaffende Belüftungsmöglichkeiten eine Gefährdung auszuschließen ist. Zwischen 2 und 5 Vol.% wird in Abhängigkeit von der Häufigkeit entschieden, ob eine Sanierung oder ein Abbruch erfolgt. Weiterhin ist zwischen den Siedlern und der Umweltbehörde vereinbart worden, daß nur zusammenhängende Gebiete saniert werden. Im Sanierungsgebiet erfolgt ein Bodenaustausch zwischen 0,5 m und maximal 1 m, um eine Gefährdung der Bewohner durch direkten Kontakt mit dem Boden und über die Nahrungskette zu verhindern. Die Sanierung der Ölschäden erfolgt gesondert [18].

Mit einem ca. 3,5 Monate dauernden Meßprogramm war es nicht möglich zu klären,

- o ob das in örtlich begrenzten Bereichen des Sanierungsgebietes gemessene Methangas vor Ort entstanden oder dorthin migriert ist, und
- o ob in die heute gasfreien Grundstücke nicht zukünftig Methan über gaswegige Bodenschichten aus den umliegenden Bereichen einströmen kann.

Da diese Fragen selbst durch ein zeit- und kostenintensives Zusatzmeßprogramm nicht zufriedenstellend abgeklärt werden können, soll eine Gassperre in Form einer Dichtwand gebaut werden, um damit eine unterirdische Gasmigration in die zu sanierenden Flächen mit Sicherheit auszuschließen.

An die Dichtwand werden folgende Anforderungen gestellt:

- o geringe Gasdurchlässigkeit
- o chem. Beständigkeit gegenüber dem Stauwasser, so lange eine nennenswerte Gasproduktion noch zu erwarten ist.

5.3 Wahl des Dichtwandsystems

Es wurde eine gerammte, schloßgedichtete Stahlspundwand ausgewählt, da

- o durch Verwendung von Schloßdichtungen die Anforderungen an die Dichtigkeit erfüllt werden,
- o gering bis sehr gering stahlaggressives Stauwasser ansteht,
- o bei der Herstellung kein zu entsorgendes Aushubmaterial anfällt,
- o kein gegenüber den sonstigen Maßnahmen erhöhter Arbeitsschutz erforderlich ist
- o die Schloßeinfädelerung bei der Herstellung geprüft werden kann und die
- o Kosten als vergleichsweise gering ermittelt wurden.

Die Schloßdichtung besteht aus einer profilierten Dichtung im Rammschloß und einer injizierten Dichtung im werksseitig zusammengezogenen Schloß [19]. Das Dichtungsmaterial ist Polyurethan.

Im vorliegenden Fall sind insbesondere folgende Randbedingungen zu berücksichtigen:

- o Rammhindernisse in der Auffüllung
- o Kampfmittelverdachtsflächen
- o Abstand der Trasse zu bewohnten Gebäuden teilweise kleiner als 10 m
- o Veränderung der Stauwasserfließverhältnisse im Wohngebiet

Vor Ausschreibung der Gesamtmaßnahme sind zur Zeit noch folgende Untersuchungen durchzuführen:

- o Sondierungen längs der geplanten Trasse, um Rammhindernisse zu orten und die Trasse gegebenenfalls zu verlegen
- o Durchführung eines Rammversuches und Messung der Erschütterung an den umliegenden Gebäuden
- o Vorsondierungen der Dichtwandtrasse durch den Kampfmittelräumdienst
- o Feststellen der Stauwasserfließbedingungen zur Dimensionierung einer Stauwasserdränage

Sollte der Rammversuch ergeben, daß die notwendigerweise schlagend einzubringenden Spundwandprofile zu unzulässig großen Erschütterungen an den Gebäuden führen, so ist die Kontamination der Auffüllung längs der Dichtwandtrasse genauer zu untersuchen, um beurteilen zu können, welche Zusatzkosten für die Entsorgung des Aushubmaterials bei der Herstellung einer Einphasenschlitzwand mit eingestellter PEHD-Folie als Kombinationsschlitzwand entstehen. Eine einfache Einphasenschlitzwand ohne PEHD-Folie wird aufgrund der unzureichenden Kontrollierbarkeit als nicht zuverlässig dicht im vorliegenden Fall angesehen.

6 Schlußbemerkungen

Generell ist bei der Planung von Einkapselungsmaßnahmen deren Langzeitverhalten zu betrachten. Wie ist es zu bewerten, wenn nach Fertigstellung der Einkapselung und nach Beendigung einer mittelfristig durchgeführten hydraulischen Sanierung ein Schadstoffpotential innerhalb des gekapselten Bereiches verbleibt. Langfristig werden die Restschadstoffe durch Diffusion erneut in Lösung gehen. Innerhalb des Topfes baut sich dann gegenüber der Umgebung erneut eine erhöhte Schadstoffkonzentration auf.

Die Lebensdauer einer Einkapselungsmaßnahme ist wie bei jedem Bauwerk begrenzt. Sich einstellende Fehlstellen in der Dichtwand können dazu führen, daß erneut Gefährdungspfade für die umliegenden Schutzgüter auftreten.

Die Einkapselungsmaßnahmen sind daher langfristig zu kontrollieren, bei Bedarf auszubessern und erforderlichenfalls zu erneuern.

Literatur

- [1] Handbuch für die Einkapselung von Altablagerungen, Band 4, Material zur Altlastenbearbeitung, Landesanstalt für Umweltschutz, Baden-Württemberg, 1990
- [2] Grundbautaschenbuch, Band 3, S. 493 - 531
- [3] Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten", DGEG, Ernst & Sohn Verlag, 1990
- [4] Lahl, U., Kugler, K. (1987): Sanierungs-Count-Down läuft. Bewohner der Siedlung Bielefeld-Brake umgesiedelt, Umwelt 6/87, S. 345 - 347
- [5] Lahl, U. (1989): Das Brake-Urteil des BGH: Hintergründe und Konsequenzen, WLB - Wasser, Luft und Boden, 4/89, S. 16 - 18
- [6] Entenmann, W., Dümmer, M., Heil, H. (1988): Hydrologische Untersuchungen im Lias-Tonstein - Grundlage für die Sanierung der Deponie Bielefeld-Brake, Second International TNO/BMFT Conference on Contaminated Soil, Hamburg, Bd. 1, S. 233 - 235
- [7] Heil, H., Eikmann, Th., Einbrodt, J., König, H., Lahl, U., Zeschmar-Lahl, B. (1989): Konsequenzen aus der Altlast Bielefeld Brake, Vom Wasser, Bd. 72, S. 321 - 348
- [8] Ingenieurgemeinschaft Sanierung Deponie Brake - Ingenieurbüro für Grundbau, Bodenmechanik und Umwelttechnik, Hamburg (IGB) - Ingenieurbüro Preußner, Hamburg (IP) - Heimer-Montag-Herbstreit, Landschaftsarchitekten, Bochum (HMH): Realisierungsstudie Auskoffering, 1987
- [9] Döppert, M. (1987): Sanierung der Schlammdeponie Brake. Ein Fallbeispiel für Probleme bei der Planung von Altlastsanierungen, WLB - Wasser, Luft und Betrieb, 7-8/87, S. 38 - 43
- [10] Heil, H. (1992): Einkapselung der Industrieschlammdeponie Bielefeld-Brake mittels Dichtwänden und Oberflächenabdeckung, Altlastensanierung, Volker Grossow (Herausgeber), Bauverlag GmbH, S. 271 - 285
- [11] Heil, H. (1991): Oberflächenabdichtung der Industrieschlammdeponie Bielefeld-Brake, 7. Fachtagung "Die sichere Deponie", Süddeutsches Kunststoffzentrum, S. 239 - 255.
- [12] Dümmer, M. Struckmeyer, H. Meier, M.: Die Sicherung der Deponie Bielefeld-Brake, Proceedings, Industrial Waste Management, Envirotech, Vienna, April 1992
- [13] Battelle Institut Frankfurt (1985): Zusammenfassung der Ergebnisse der geophysikalischen und chemischen Messungen, nicht veröffentlicht
- [14] Braune, R., Günther, K. (1990): Mehrstufiges Sanierungskonzept für eine mit Industrieabfällen verfüllte Sandgrube, Reinigung kontaminierter Böden, Hrsg. Stegmann / Franzius, Economica-Verlag, Bonn, S. 215 - 227

- [15] Heil, H. (1991): Sanierung der Grube Merkel in Gifhorn - Sanierungskonzept und technische Umsetzung, Handbuch der Altlastensanierung, Hrsg. Franzius, V., Stegmann, R., Wolf K., Brandt E., 12. Lieferung, 6/92
- [16] Heil, H., Möller, H. (1992): Einkapselung eines CKW-Schadens mit Schmalwänden, Baugrundtagung Dresden, DGEG, S. 191 - 210
- [17] Müller-Kirchenbauer, H. et al. (1992): Feststoffverlagerungen an frisch hergestellten Dichtwänden, Baugrundtagung Dresden, DGEG, S. 211 - 224
- [18] Kilger, R. (1993): Erste Teilsanierung der Bille-Siedlung in Hamburg, in: Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis Band 60. Sanierung kontaminierter Standorte, Hrsg. V. Franzius, Berlin, S. 207 - 226
- [19] Stahlpundwand Schloßdichtung System Hoesch, Informationsmaterial Hoesch Stahl AG (1991)

Liste der Abbildungen

- Bild 1: Lage der Schlammbecken und Lage der bis 1983 errichteten Wohnhäuser
- Bild 2: Systemschnitt durch die eingekapselte Deponie (Schnitt A-A, überhöht). GW 1 = zur Zeit vorhandener Stauwasserspiegel in der Deponie. GW 2 = Spiegellinie des unteren Grundwasserhorizontes (Lias-Tonstein)
- Bild 3: Zweiphasenschlitzwand mit Anschluß an die Oberflächenabdeckung
- Bild 4: Systemschnitt durch die Altlast
- Bild 5: Schadensschwerpunkte und CKW-Kontamination im Grundwasserabstrom, Ausdehnung der mobilen Ölphase
- Bild 6: Systemschnitt durch den Dichtwandtopf
- Bild 7: Ausbildung der Schmalwandkammern
- Bild 8: Kammerquerschnitt mit abgesenktem Innenwasserspiegel
- Bild 9: Wasser- und Bodenauftrieb im Suspensionsgraben nach dem Ziehen der Rüttelbohle (links) und Erosionskegel am Rande des Suspensionsgrabens (rechts)
- Bild 10: Systemschnitt durch die Altlast: Darstellung der Gasmigration und Anordnung einer Gassperre



Bild 1: Lage der Schlammbecken und Lage der bis 1983 errichteten Wohnhäuser

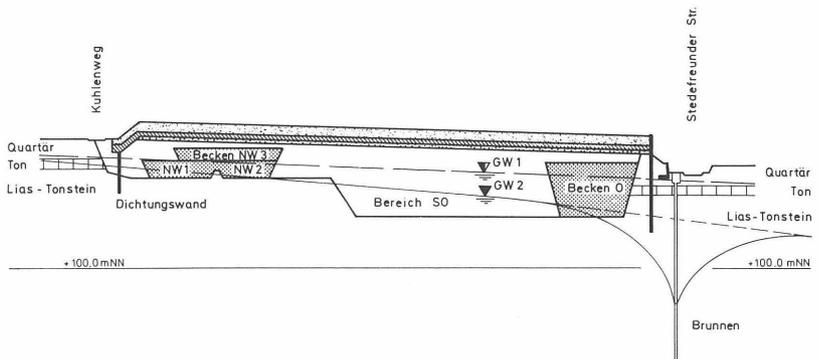


Bild 2: Systemschnitt durch die eingekapselte Deponie (überhöht), GW 1 = zur Zeit vorhandener Stauwasserspiegel in der Deponie. GW 2 = Spiegellinie des unteren Grundwasserhorizontes (Lias-Tonstein)

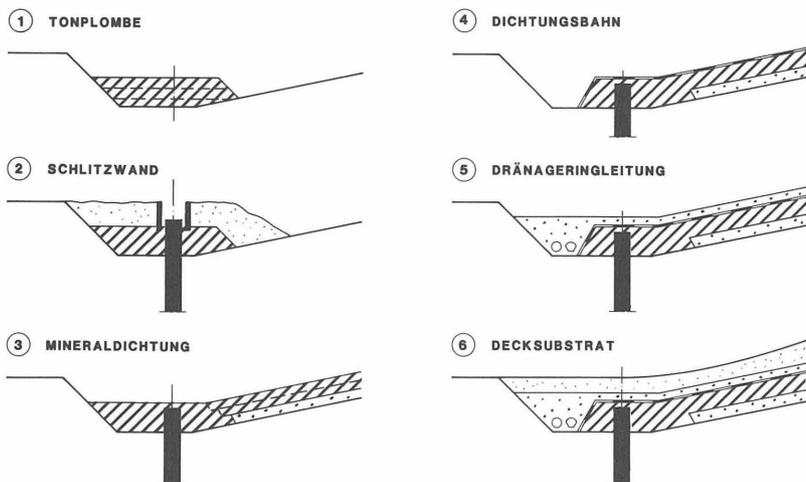


Bild 3: Systemschnitt Zweiphasenschlitzwand mit Anschluß an die Oberflächenabdeckung

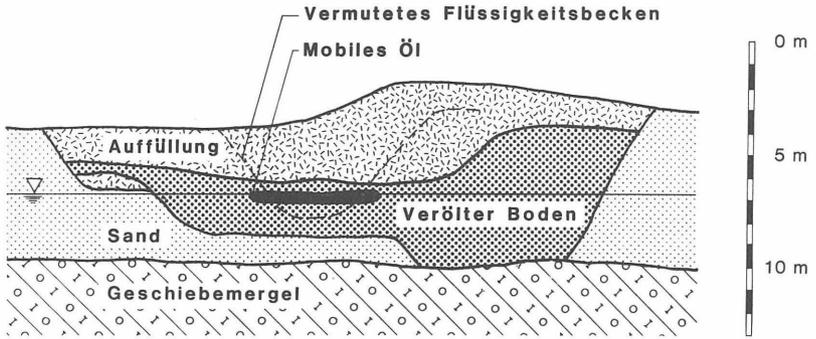


Bild 4: Systemschnitt durch die Altlast

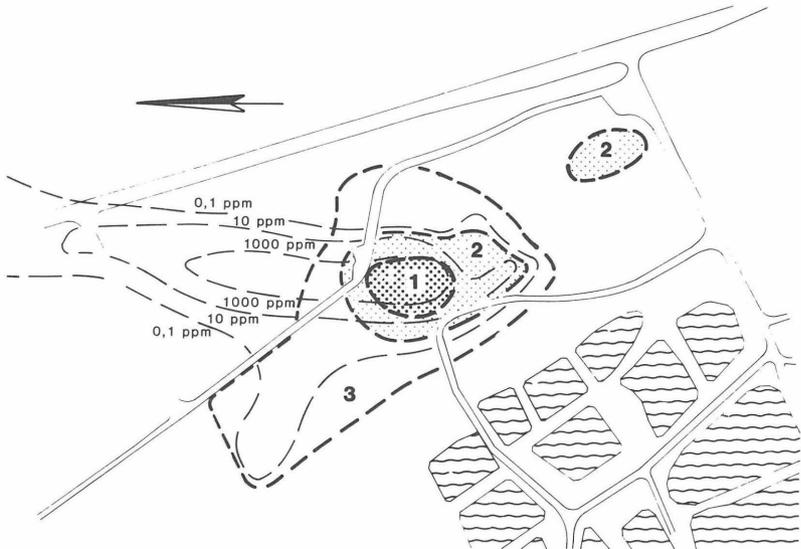


Bild 5: Schadensschwerpunkte und CKW-Kontamination im Grundwasserabstrom, Ausdehnung der mobilen Ölphase

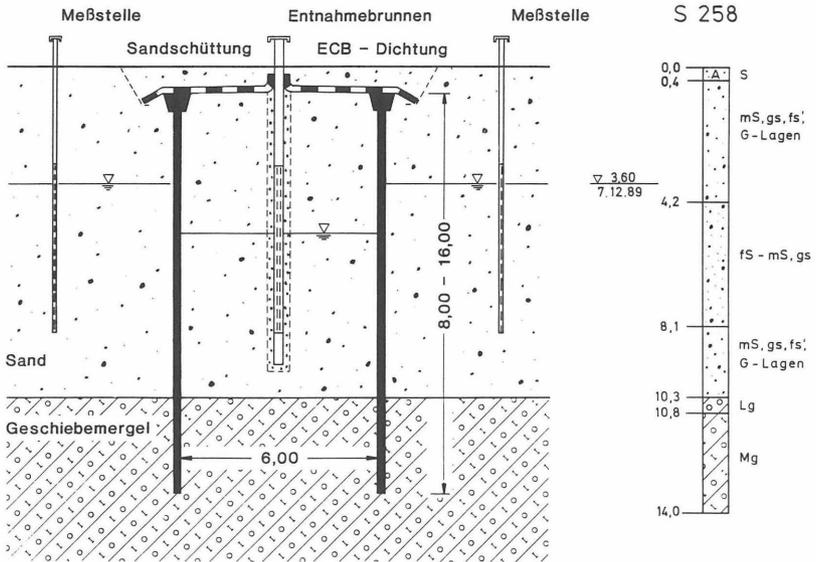


Bild 8: Kammerquerschnitt mit abgesenktem Innenwasserspiegel

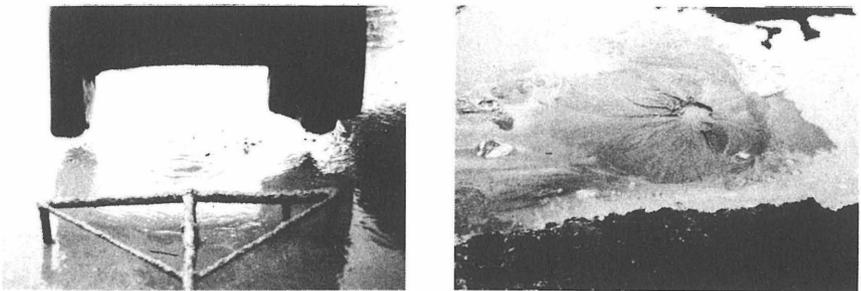


Bild 9: Wasser- und Bodenauftrieb im Suspensionsgraben nach dem Ziehen der Rüttelbohle (links) und Erosionskegel am Rande des Suspensionsgrabens (rechts)

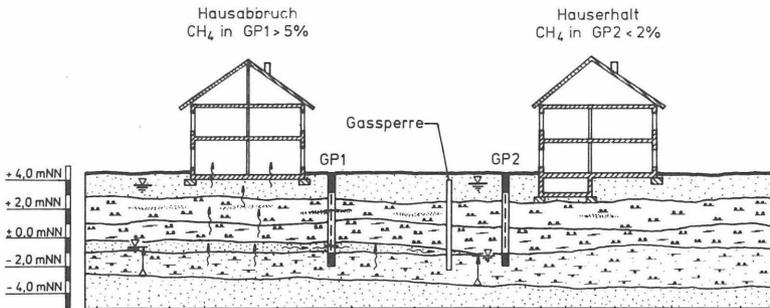


Bild 10: Systemschnitt durch die Altlast: Darstellung der Gasmigration und Anordnung einer Gassperre

Qualitätssicherung bei der Herstellung von Dichtwänden

Düllmann, H.; Eisele, B.

1 Einleitung

Die Erstellung von Dichtungswänden zur wasserdichten Umschließung von Baugruben gehört zu den traditionellen Aufgaben des Bauwesens. Im Zusammenhang mit der Neuanlage von Deponien oder mit der Sanierung von Altlasten bietet dieses Bauverfahren vielfach die einzige Möglichkeit der Vermeidung einer weitergehenden Kontamination des Grundwassers. Die Dichtwand bindet i. d. R. in eine natürliche, gering wasserdurchlässige Bodenschicht ein, so daß ein Dichtungstrog entsteht. Durch Abpumpen von Sickerwässern aus dem Dichtungstrog kann ein von außen nach innen gerichteter Druckgradient erzeugt werden, der die Kontamination des Grundwassers sicher verhindert. Aus der so beschriebenen Aufgabe ergeben sich folgende Anforderungen an Dichtwandmaterialien und Dichtwände:

- geringe Wasserdurchlässigkeit,
- ausreichende Erosionsstabilität,
- hohe chemische Beständigkeit,
- gute Verformbarkeit.

Damit die Dichtwand die hier genannten Anforderungen und die ihr zugewiesene Funktion im gesamten Planungskonzept erfüllen kann, ist eine konsequente Qualitätssicherung durch Qualitätskontrolle erforderlich. Die Qualitätssicherung hat hierbei die Aufgabe, eine organisierte, systematische und koordinierte Überwachung von der Planung über die Ausführung bis zum Betriebsabschluß zu entwickeln und konsequent durchzusetzen. Im vorliegenden Beitrag soll näher auf die Qualitätssicherung bei Herstellung von Dichtwänden eingegangen werden. Ihr kommt auch rechtliche und vertragsrechtliche Bedeutung zu, da auf diese Weise sichergestellt werden kann, daß auf der einen Seite der Eigentümer bzw. der Betreiber eine planmäßige und den Auflagen entsprechende Anlage erhält und außerdem, daß die Erfüllung des Vertragsverhältnisses zwischen Bauherrn und Unternehmer objektiv nachprüfbar ist und klare Abnahmebedingungen definiert werden können.

2 Grundsätze der Qualitätssicherung

2.1 Aufgaben, Qualitätssicherungsplan

Qualitätssichernde Maßnahmen beim Bau eines Abdichtungssystems sollen eine ordnungsgemäße, fachgerechte und den Anforderungen entsprechende Ausführung sicherstellen. Dabei bezieht sich die Qualitätssicherung sowohl auf die Qualität der eingesetzten Materialien als auch auf die der ausgeführten Arbeiten, mit dem Ziel der Vermeidung von Material- und Herstellungsfehlern und damit der Erhöhung der Gesamtsicherheit.

Gemäß der zweiten Allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall, Teil 1) ist vor Herstellung eines Abdichtungssystems ein Qualitätssicherungsplan aufzustellen. In ihm wird für die Bauausführung festgelegt:

- Verantwortlichkeit für die Aufstellung, Durchführung und Kontrolle der Qualitätssicherung,
- Herstellungsbeschreibung des Abdichtungssystems mit Angabe der zu überprüfenden Vorgänge,
- Art und Anzahl der Qualitätsprüfungen an den angelieferten Baustoffen (Eingangsprüfung), bei ihrer Verarbeitung (Verarbeitungsprüfung) und am fertigen Bauteil (Abnahmeprüfung).

Vorgaben des Planfeststellungsbescheides aus den speziellen Bedingungen des Deponiekonzeptes, Eignungsprüfungen in Form klassifizierender Laborversuche, Probelamellen oder Probekästen sowie die Qualitätsüberwachung gehören inhaltlich zusammen und müssen in ihrer Gesamtheit betrachtet werden. Ebenso wie die Anforderungen an die Dichtwand (Material und System) quantitativ festgelegt und vereinbart werden müssen, so müssen auch die Einzelheiten der Qualitätskontrolle vertraglich vereinbart werden, und zwar z. B. im Hinblick auf die Zahl der Kontrollprüfungen, die Art der Prüfung und der dabei anzuwendenden Prüfverfahren. Eine pauschale Einrechnung von Leistungen für die Qualitätssicherung in andere Positionen der Ausschreibung ist unzulässig und widerspricht dem Qualitätssicherungsgedanken.

2.2 Maßnahmen zur Qualitätslenkung

Zur Qualitätslenkung gehören vorbeugende, überwachende und korrigierende Tätigkeiten, die dazu dienen, eine ordnungsgemäße Bauausführung sicherzustellen. Die Qualitätslenkung wird in erster Linie vom Eigenprüfer (E) des bauausführenden Unternehmens wahrgenommen. Aufgrund der Erkenntnisse der Qualitätsprüfung (vornehmlich aus der Eingangskontrolle und den einbaubegleitenden Prüfungen) liefert der Eigenprüfer die einbautechnischen Vorgaben.

2.3 Eigenprüfung, Fremd- und Überwachungsprüfung

Die Qualitätssicherung hat mindestens zweistufig zu erfolgen:

- Eigenprüfung durch den Hersteller (DIN 18 200, Abschnitt 3),
- Fremdprüfung durch ein unabhängiges Institut/Ingenieurbüro (DIN 18 200, Abschnitt 4), das im Einvernehmen zwischen Auftraggeber und Genehmigungsbehörde beauftragt wird.

Darüber hinaus wird durch die Überwachungsbehörde ggf. stichprobenartig geprüft. Mit der Eigen- und Fremdprüfung ist jeweils nur ein solches anerkanntes Institut/Ingenieurbüro zu beauftragen, das einen geotechnisch qualifizierten Fachman mit vertieften Kenntnissen auf dem Gebiet der Deponietechnik mit diesen Aufgaben betraut. Bei Kombinationsdichtwänden werden i. d. R. Eigen- und Fremdprüfungen für die Dichtungsbahn und die mineralische Komponente getrennt ausgeführt, können bei entsprechender Eignung bzw. Qualifikation jedoch auch von jeweils einer Prüfstelle ausgeführt werden.

Die Eigen- und Fremdprüfung umfaßt:

- Ermittlung der Materialkriterien und Kontrolle der technischen Machbarkeit bei Herstellung der Versuchslamelle bzw. des Versuchskastens,
- Eingangsprüfung der zu verarbeitenden Baustoffe,
- Prüfung bei der Verarbeitung der Baustoffe,
- Überprüfung aller qualitätsbestimmenden Arbeiten, Stoffeigenschaften und Funktionen.

Der unabhängige Fremdprüfer übernimmt der Überwachungsbehörde gegenüber die Verantwortung für die Herstellung des Abdichtungssystems entsprechend Planfeststellungsbescheid/Genehmigung. Die Ausgestaltung des Vertragsverhältnisses zwischen Antragsteller und Fremdprüfer hat diesen Anforderungen zu entsprechen. Der Fremdprüfer muß unabhängig sein.

Nach Vorlage der Ergebnisse der Eigen- und Fremdprüfung und vorheriger Anzeige bei der zuständigen Behörde kann die Abnahme von Teilleistungen durch den Fremdprüfer auf der Grundlage der Prüfungen zur Qualitätssicherung erfolgen. Es ist sicherzustellen, daß die bereits abgenommenen Teile weder durch nachfolgende Baumaßnahmen noch durch andere Einflüsse in ihren Eigenschaften negativ verändert werden.

Auf der Baustelle hat eine ständige fachtechnische Beaufsichtigung durch den Eigenprüfer und den Fremdprüfer zu erfolgen. Sämtliche Untersuchungen der Eigen- und Fremdprüfung sind vollständig zu dokumentieren. Die Versuchsergebnisse und die Bewertung der Qualitätsprüfungen sind auf der Baustelle jederzeit zugänglich zu halten.

Die Schlußabnahme wird durch den Genehmigungsinhaber bei der zuständigen Überwachungsbehörde beantragt. Dabei werden die Gesamtdokumentation und die Gesamtbewertung der Anlage durch den Fremdprüfer vorgelegt, in denen insbesondere Prüfvermerke enthalten sind über:

- Planmäßige Ausführung von Teilleistungen und des Gesamtbauwerkes,
- Einhaltung der Anforderungen des Qualitätssicherungsprogramms.

3 Eignungsprüfung mineralischer Dichtwandmassen

3.1 Labormäßige Eignungsprüfung

Für die Festlegung der Dichtwandmischung bzw. der in zunehmendem Maße eingesetzten Fertigmischung und zur Überprüfung der an die Dichtwand gestellten Anforderungen sind durch den Auftragnehmer vor Bauausführung Eignungsprüfungen durchzuführen. Gemäß GDA-Empfehlung E 3 - 2 sind z. B. folgende Untersuchungen durchzuführen:

- Zusammensetzung und Eigenschaften der Ausgangsstoffe,
- Eigenschaften der frischen Dichtwandmasse,
- Verarbeitbarkeit und Erstarrungsverhalten der Dichtwandmasse,
- Festigkeit und Spannungs-Verformungsverhalten der erhärteten Dichtwandmasse,
- Durchlässigkeit der erhärteten Dichtwandmasse,
- Dichte und Wassergehalt.

Der Eignungsnachweis hat zusätzlich neben dem zu verwendenden Anmachwasser auch unter Berücksichtigung der Sicker- und Grundwasserqualität im Bereich der geplanten Dichtwand zu erfolgen. Dies bedeutet, daß u.a. dieses Grund- bzw. Sickerwasser als Lagermedium sowie als Anmachwasser zu verwenden ist. Ebenfalls im Eignungsnachweis zu berücksichtigen ist die zu erwartende Feststoffanreicherung durch den anstehenden Boden und die hieraus mögliche Beeinflussung der Eigenschaften der Stützflüssigkeit.

Die 28-Tage-Werte sowie die rheologischen Kennwerte der Eignungsprüfung für die gewählte Mischung gelten als Referenzwerte (Mindestwerte) für die spätere Qualitätskontrolle sowohl an reinen Suspensionsproben als auch für solche Proben, die im Rahmen der Güteprüfung aus dem Schlitz entnommen wurden, d.h. die zulässigen Schwankungsbereiche der einzelnen Kennwerte sind im Eignungsnachweis zu ermitteln und festzulegen.

3.2 Probeschlitz, Versuchskasten

Im Vorfeld der eigentlichen Dichtwandherstellung ist auf der Baustelle ein Probeschlitz bzw. Versuchskasten herzustellen und neben der Kontrolle der technischen Machbarkeit des gewählten Verfahrens zu überprüfen, ob die in der Eignungsprüfung untersuchte Dichtwandmischung auch unter den gegebenen Baustellenbedingungen verarbeitbar ist. Hierbei sind gemäß GDA-Empfehlung E 3-2 insbesondere zu berücksichtigen:

- Schlitztiefe,
- erforderliche Aushubdauer,
- Höhenlage des Grundwasserspiegels,
- Grundwasserinhaltsstoffe.

Neben der Bestimmung der rheologischen Kennwerte der Frischsuspension und der in unterschiedlichen Tiefen entnommenen Schlitzproben sowie der Ermittlung der Druckfestigkeit und der Durchlässigkeit an erhärteten Dichtwandproben können im Rahmen der Probeschlitz-Herstellung folgende zusätzliche Versuche ausgeführt werden:

- Freilegung und Sicherung der Probeschlitz und Kontrolle der Verzahnung Primär-/Sekundärlamelle sowie der Vertikalität (STROH, SASSE, 1987),
- Ausführung von Kernbohrungen in den abgebundenen Probeschlitzten und Gewinnung von Proben zur Untersuchung der Druckfestigkeit und Durchlässigkeit (HERMANS, KNÜPFER, 1989),
- Ausführung von Kernbohrungen (Abb. 1) in den abgebundenen Probeschlitzten, Auffüllung der Bohrlöcher mit Wasser und Kontrolle der Absenkung zwecks Beurteilung der Wanddichtigkeit in-situ (HORN, 1986, SCHWEITZER, 1988).

Die Nachweise für die Herstellung der Dichtwand und der in-situ-Durchlässigkeit können weiterhin durch Versuchsdurchführung in einem Probekasten (Abb. 2 + 3) erfolgen. Durch Pumpversuche mit instationären Absenk- und Wiederanstiegsphasen sowie stationärer Phase können realistische Anhaltswerte für die zu erwartende Gesamtdurchlässigkeit des Systems ermittelt werden (DÜLLMANN et al., 1979).

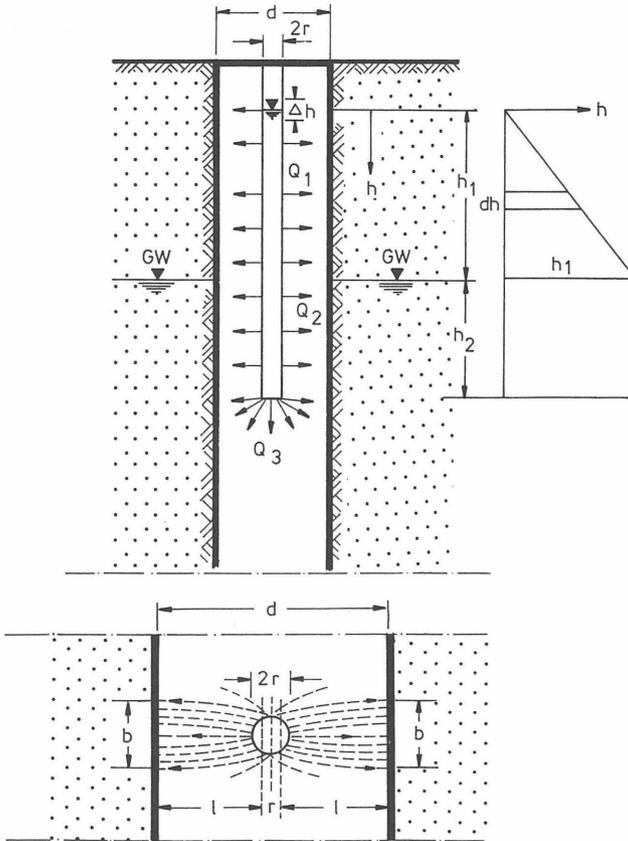
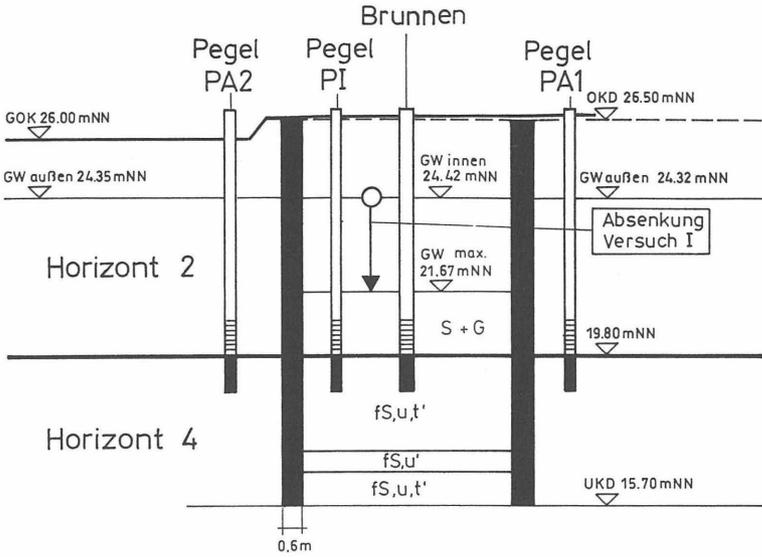
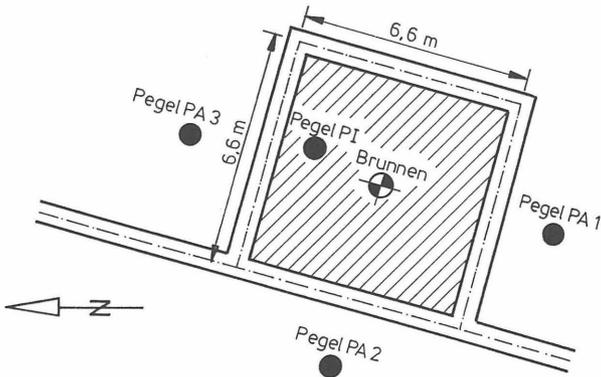


Abb. 1: Versuchsanordnung zur Ermittlung der in-situ-Durchlässigkeit in einem Bohrloch (HORN, 1986)

Schnitt durch den Versuchskasten

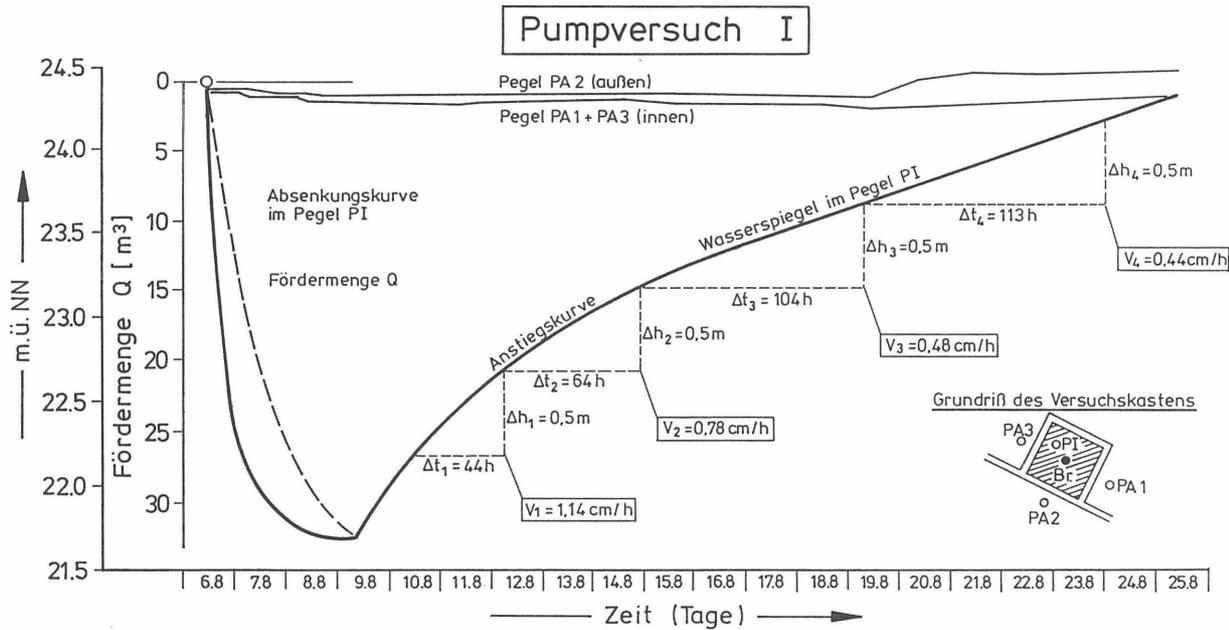


Grundriß des Versuchskastens



Grundfläche $F = 36,0 \text{ m}^2$

Abb. 2: Versuchskasten zur Durchführung von Pumpversuchen
(DÜLLMANN et al., 1979)



Ergebnis eines Pumpversuches (DÜLLMANN et al., 1979)

Abb. 3:

4. Herstellung der Dichtwand

Zur Erzielung eines hohen Sicherheitsstandes ist die Herstellung der Dichtwand lückenlos zu überwachen und zu prüfen. Diese Überwachung erstreckt sich grundsätzlich von der Prüfung der Ausgangsmaterialien bis hin zur Fertigstellung der gesamten Dichtwand und soll die Einhaltung der planerischen Vorgabe sicherstellen.

Neben der Eigenprüfung durch die ausführende Firma oder durch einen von ihr zu benennenden Sachverständigen ist die Fremdprüfung durch ein unabhängiges Institut oder Ingenieurbüro, das vom Auftraggeber im Einvernehmen mit der Genehmigungsbehörde beauftragt wird, vorzusehen. Eigen- und Fremdprüfung werden unabhängig voneinander ausgeführt und haben während der Bauarbeiten durchgehend zu erfolgen. In einem auf der Baustelle vorzuhaltenden Labor sind vom Eigen- und Fremdprüfer folgende Prüfungen durchzuführen:

- Eingangsprüfungen,
- Ausführungsprüfungen.

4.1 Eingangsprüfungen

Die vom Eigen- und Fremdprüfer in gleichem Umfang durchzuführenden Eingangsprüfungen sind in Tab. 1 zusammengestellt:

Tab. 1: Eingangsprüfungen an Dichtwandbaustoffen (GDA-Empfehlungen)

Material	Prüfung	Prüfgerät	Häufigkeit
Trinkwasser	entfällt	./.	./.
Anmachwasser	pH-Wert Leitfähigkeit Gesamthärte	Meßstreifen, pH-Meter Leitfähigkeitsmeßgeräte chem. Analyse	1 x vor Baubeginn, danach sporadische Untersuchungen
Bentonit	nach DIN 4127 - Fließgrenze - Filtratwasserabgabe Wasseraufnahmevermögen	Pendelgerät, Kugelharfe Filterpresse Enslin-Neff	1 x je Liefercharge sowie Rückstellproben
Mineralische Füllstoffe	Wasseraufnahmevermögen u.U. Überkornanteil ø 0.125 mm	Enslin-Neff alternativ Filtratwasserabgabe, Absetzverhalten Sieb	1 x je Liefercharge sowie Rückstellproben
Hydraulische Bindemittel	Angabe von Blainewert und Hüttensandanteil auf Lieferschein	Im Bedarfsfall Nachprüfung der Werte durch ein Zementlabor an Rückstellproben	
Fertig- mischungen	nach DIN 4127 - Fließgrenze, - Filtratwasserabgabe, - Auslaufzeit, - Dichte,	Pendelgerät, Kugelharfe Filterpresse Marsh-Trichter Spülungswaage	1 x je Liefercharge sowie Rückstellproben

Die im Rahmen der Eingangsprüfung ermittelten Kenndaten haben denen zu entsprechen, die der Ausführungsplanung zugrunde liegen bzw. bei der Eignungsprüfung festgelegt wurden. Bei signifikanten Abweichungen von den festgelegten Kennwerten ist der angelieferte Baustoff zurückzuweisen und eine neue Charge zu liefern. Hierdurch soll eine gleichbleibende Qualität der Dichtwand gewährleistet werden. Von den angelieferten Baustoffen sind weiterhin Rückstellproben zu nehmen, um bei möglichen Widersprüchen zusätzliche Materialprüfungen durchführen zu können.

Tab. 2 zeigt beispielhaft die bei einer Dichtwandbaumaßnahme im Rahmen der Eingangsprüfung an der Fertigmischung DiWa-mix K ermittelten rheologischen Kennwerte.

Tab. 2: Rheologische Kennwerte der Eingangsprüfungen (Fertigmischung DiWa-mix K)

Physikalische Eigenschaften	Anzahl der Meßwerte n	Standardabweichung s	Mittelwert \bar{x}	Variationskoeffizient v	minimal/maximal Werte
Fließgrenze τ_F (N/m ²)	204	11.12	36.68	min: 12.34 max: 58.72	0.30
Filtratwasserabgabe f (cm ³)	204	5.62	36.93	min: 28.0 max: 65,0	0.15
Auslaufzeit t_M (s)	204	2.77	41.4	min: 36.0 max: 54.0	0.07
Dichte ρ (t/m ³)	204	0.004	1.138	min: 1.125 max: 1.145	0.004

4.2 Ausführungsprüfungen

Während der Bauausführung sind durch den Eigen- und Fremdprüfer in gleichem Umfang Güteprüfungen durchzuführen. Die ermittelten Kennwerte sind mit den Referenzwerten der Eignungsprüfung zu vergleichen. Die durchzuführenden Ausführungsprüfungen sind in Tab. 3 zusammengestellt. Die Ergebnisse sind tabellarisch zu erfassen und fortlaufend zu ergänzen. Die Dokumentation der Prüfergebnisse sollte in einem Exemplar als Bestandteil der Betriebsdokumentation verfügbar gehalten werden.

Neben der laufenden Prüfung der Suspensionskennwerte sind die Überwachung der Schlitzwandarbeiten sowie die Kontrolle der Vertikalität und des Überschneidungsmaßes von größerer Bedeutung. Durch die laufende Überwachung der Dichtwandarbeiten und durch Beurteilung des mittels Schlitzwandgreifer geförderten Aushubmaterials ist das geologische Schichtenprofil fortlaufend aufzunehmen und die jeweils optimale Einbindung der Wand in den

Einbindehorizont vorzunehmen. Der Schichtenverlauf ist in Bestandspläne einzutragen und mögliche Abweichungen des prognostizierten Profilaufbaus von dem tatsächlich angetroffenen Schichtenverlauf festzuhalten

Tab. 3: Ausführungsprüfungen an Einphasen-Dichtwänden (GDA-Empfehlungen)

Material	Prüfung	Prüfgerät	Häufigkeit und Probenentnahmestellen
Dichtwandmischung	nach DIN 4127 - Fließgrenze, - Filtratwasserabgabe - Auslaufzeit - Wichte - Sandgehalt (nicht am Zulauf) Durchlässigkeits- beiwert einaxiale Druckfestigkeit	Kugelharfe Pendelgerät Filterpresse Marsh-Trichter Spülungswaage Sandgehalt-Meßgerät nach API Dreiaxialgerät Prüfpresse nach DIN 18136	am Zulauf 2 x pro Lamelle, mind. 3 x pro Schicht aus dem Dicht-wandschlitz vom Kopf-, Mitte- u. Fußbereich d. Wand je 250 m ² Wandfläche aus dem Dichtwandschlitz vom Kopf-, Mitte- und Fußbereich der Wand je 1 x pro 1.000 m ² Wandfläche
	Anmerkung: Für die Probengewinnung ist ein Entnahmeggerät zu verwenden, welches die Materialentnahme aus der gewünschten Tiefe des Wandelementes sicherstellt.		
Lagegenauigkeit	Schichtenfolge Tiefe d. Dichtwand Einbindemaß des Wand- fußes Vertikalität der Dichtwand Überschneidungsmaß der Wandelemente	Aushub Lotung Aushub, Probenentnahme Lotung mit 2 Meßseilen an der Greiferschale bzw. Inklinometereinsatz Lotung mit 2 Meßseilen an der Greiferschale bzw. Inklinometereinsatz	fortlaufend 1 x pro Element 1 x pro Element 1 x pro Element 1 x pro Lamelle
Anmerkung: Bei kontinuierlichem Aushubbetrieb mit Tiefloßfelbagger eine Überprüfung pro 10 m Wandlänge			

Abweichungen von der Vertikalität und Abweichungen aus der Flucht (s. Abb. 4) können zu einer deutlichen Reduzierung der Wandstärke, im Extremfall sogar zu einer hydraulischen Fehlstelle führen.

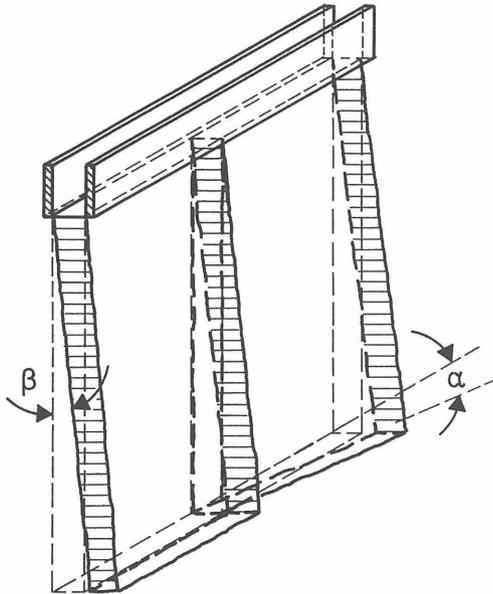


Abb. 4: Abweichungen in der Vertikalität (β) und der Wandflucht (α) einer Dichtungswand (DÜLLMANN/HEITFELD, 1982)

Das zu wählende Überschneidungsmaß \ddot{u} ist in Abhängigkeit von der Wandtiefe und der möglichen Lotabweichung festzulegen. In Abb. 5 ist der Zusammenhang beispielhaft für eine 60 cm starke Wand unter der Voraussetzung dargestellt, daß nur die anschließende Lamelle aus dem Lot abweicht. Soll an der dünnsten Stelle - Diagonale - die Nenndicke vorhanden sein, kann bei $\pm 0,5\%$ Abweichung, was bereits einer sehr guten Ausführungsqualität entspricht, eine Tiefe von 30 m nur dann verantwortet werden, wenn die Überschneidung ca. 0,4 m beträgt. Größere Tiefen und Abweichungen verlangen automatisch eine größere Überschneidung.

Die Richtungskontrolle beim Greiferbetrieb ist diskontinuierlich, d. h., der in einer Führungshülse am Greifer arretierte Sondenkörper wird bei Erreichen vorher festgelegter Tiefen extra in den Schlitz abgelassen. Die Messung wird quer und längs zur Schlitzwandachse durchgeführt.

Da exaktes Messen Zeit und somit Geld kostet, sollte der Meßaufwand und die zulässigen Abweichungsmaße ($\leq \pm 0,5\%$) in der Ausschreibung erfaßt werden.

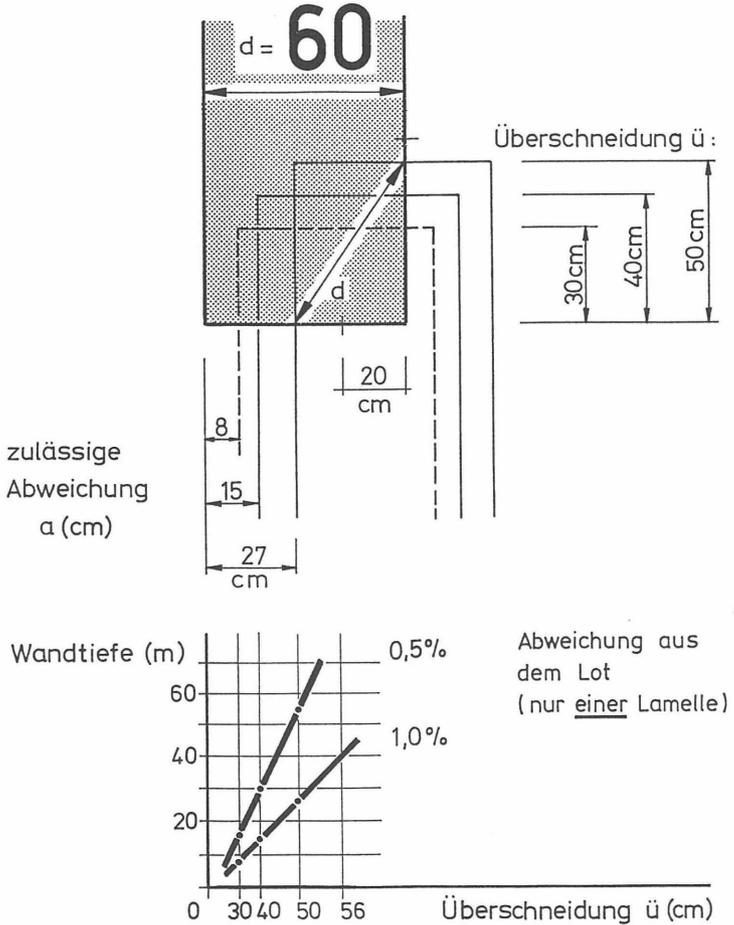


Abb. 5: Abhängigkeit der zulässigen Wandtiefe von der Lotabweichung und dem Überschneidungsmaß (FISCHER, 1979)

Bei unzulässigen Abweichungen ist der Überschneidungsbereich durch das Abteufen eines zusätzlichen Lamellenschnitts erneut auszugreifen.

Die Beurteilung des Festigkeits- und Spannungs-Verformungs-Verhaltens sowie des Durchlässigkeitsverhaltens erfolgt an erhärteten Dichtwandproben. Die Proben werden während der Schlitzwandherstellung in unterschiedlichen Entnahmeniveaus (oben, Mitte, unten) aus der noch nicht abgebundenen Wandmasse entnommen. Die Zwischenlagerung der hergestellten Prüfkörper erfolgt temperaturkontrolliert in einem Baustellencontainer.

Die einaxiale Druckfestigkeit wird gemäß DIN 18136 ermittelt. Gleichzeitig mit der Belastung ist die Stauchung der Probekörper aufzuzeichnen. Als Prüfergebnis ist das vollständige Spannungsverformungs-Diagramm anzugeben (s. a. Abb. 6).

PRÜFERGEBNISSE:

n	Proben Nr.	E-Modul N/mm ²	q _U N/mm ²	F-max N	ε %	Querschnitt mm ²	Dichte g/ccm
3	2.126 u	69.2	0.81	6843.20	1.50	8462.225	1.19

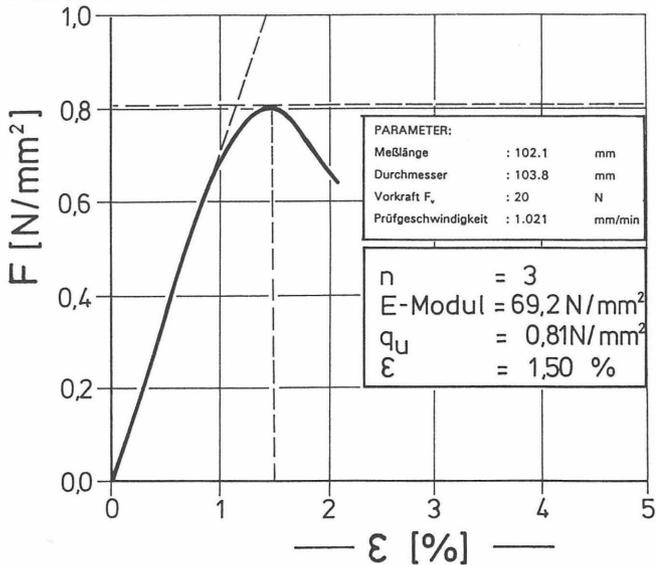


Abb. 6: Einaxiale Druckfestigkeit und Spannungs-Verformungsverhalten einer Dichtwandprobe

Das maßgebende Kriterium einer Dichtwand ist ihre Wasserundurchlässigkeit. Sie wird i. d. R. durch die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes K [m/s] nach DIN 18130, Teil 1, an Rückstellproben geprüft. Die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte sind in Abhängigkeit von der Versuchsdauer graphisch darzustellen (Abb. 7). Eine ausschließlich zahlenmäßige Angabe von K -Werten reicht nicht aus. I. d. R. zeigt sich bei den Dichtwandproben eine ausgeprägte, zeitabhängige Verbesserung des K -Wertes. Diese Abnahme ist nicht versuchsbedingt, sondern wird i. w. durch Hydratationsvorgänge in der Probe hervorgerufen.

Datum	Uhrzeit	T [°C]	G [g]	Q [cm ³]	Δt	ΔQ [cm ³]	k ₁₀ [m/s]
06.09.93	15.00	22.0	69.99	2.59	16.30	2.59	1.3·10 ⁻¹⁰
07.09.93	7.30	21.0	72.58	5.39	24.00	2.80	9.9·10 ⁻¹¹
08.09.93	7.30	22.0	75.38	6.93	24.00	1.44	5.0·10 ⁻¹¹
09.09.93	7.30	22.5	76.82	7.81	24.00	0.98	3.4·10 ⁻¹¹
10.09.93	7.30	22.5	77.80	10.39	72.00	2.58	3.0·10 ⁻¹¹
13.09.93	7.30	22.0	80.38				

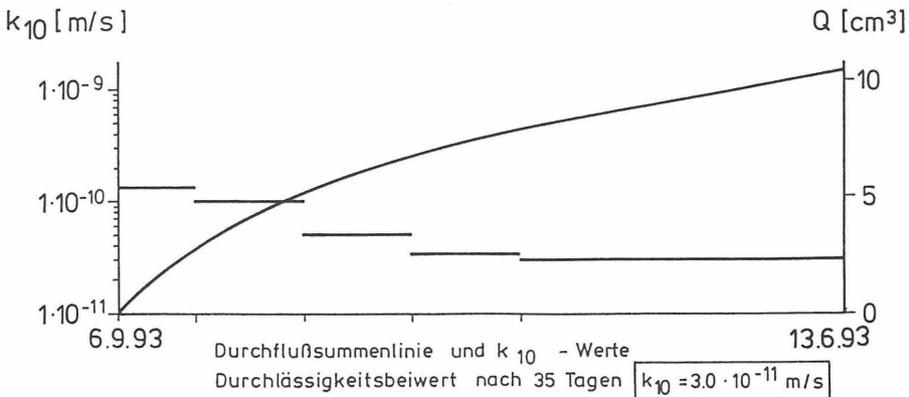


Abb. 7: Dokumentation des Durchlässigkeitsbeiwertes einer Rückstellprobe

In Tab. 4 sind die im Rahmen der Eigen- und Fremdprüfung bei einer Dichtwand ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte beispielhaft zusammengestellt. Eine statistische Auswertung der Daten mit Angabe der wesentlichen statistischen Maßzahlen wird empfohlen. Die K-Werte liegen in dem Beispiel in einem für Dichtwandmassen extrem niedrigen Niveau. Die günstigen K-Werte der labormäßigen Eignungsprüfung sowie der Versuchsschlitzte wurden durch die durchgeführten Gütekontrollen bestätigt. Der im vorliegenden Fall geforderte 56-Tagewert $K \leq 1 \cdot 10^{-10}$ m/s wurde eingehalten.

Tab. 4: Statistische Auswertung des Durchlässigkeitsbeiwertes (Eigen- und Fremdprüfung; Fertigmischung DiWa-mix K) (Prüfalter: 27 - 77 Tage)

Statistische Kenngröße	Dimension	K-Wert [m/s]	
		Eigenprüfung	Fremdprüfung
1	2	3	4
Mittelwert	[m/s]	$5,6 \cdot 10^{-11}$	$4,4 \cdot 10^{-11}$
Standardabweichung	[m/s]	$4,0 \cdot 10^{-11}$	$3,2 \cdot 10^{-11}$
Variationskoeffizient	[%]	75,5	72,7
Spannweite $R = x_{\max} - x_{\min}$	[m/s]	$2,7 \cdot 10^{-10}$	$9,6 \cdot 10^{-11}$
Maximalwert	[m/s]	$2,8 \cdot 10^{-10}$	$9,9 \cdot 10^{-11}$
Minimalwert	[m/s]	$3,3 \cdot 10^{-12}$	$2,6 \cdot 10^{-12}$
Anzahl der Meßwerte	[1]	118	138

4.3 Systemprüfung

Die Dichtigkeit des Gesamtsystems: Dichtwand und Dichtungshorizont kann durch Absenken des Wasserspiegels im Rahmen eines Großpumpversuchs überprüft werden. Abb. 8 zeigt beispielhaft einen Großpumpversuch (Absenkphase) für die Deponie Geldern-Pont, I. Bauabschnitt, mit einer Grundfläche von ca. 7,5 ha in einem quartären Grundwasserleiter.

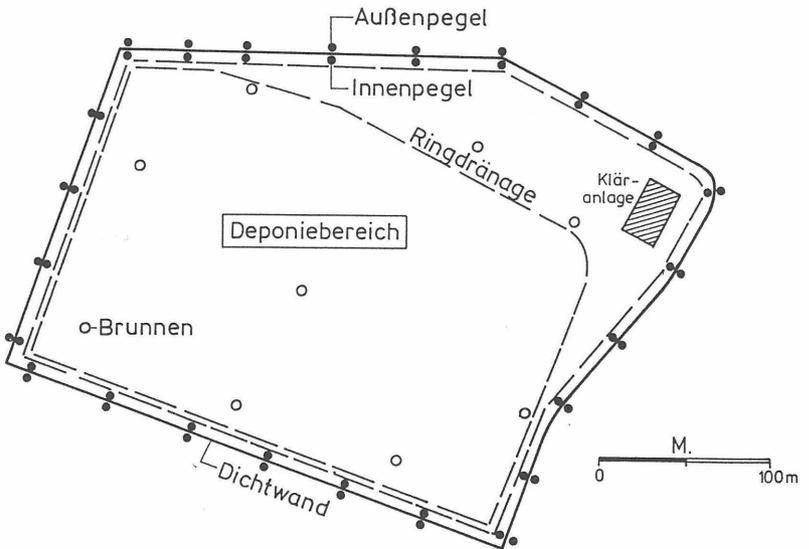
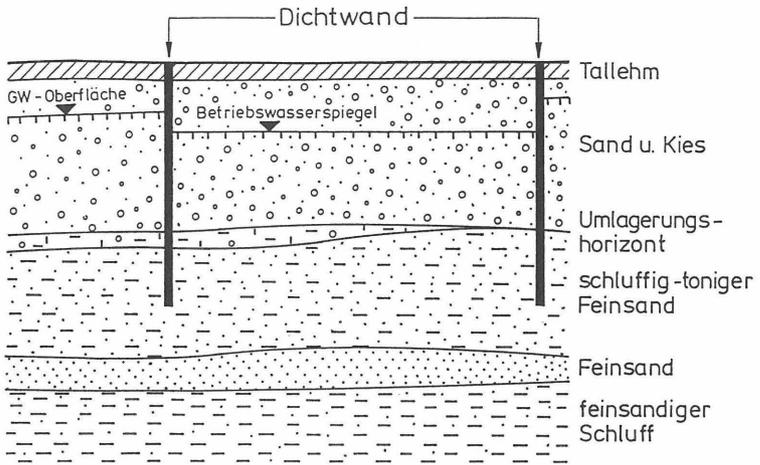


Abb. 8: Großpumpversuch in der Gesamtdeponie Geldern-Pont, Abschnitt I (DÜLLMANN et al., 1979).

a) Systemquerschnitt

b) Lageplan mit Entwässerungsbrunnen

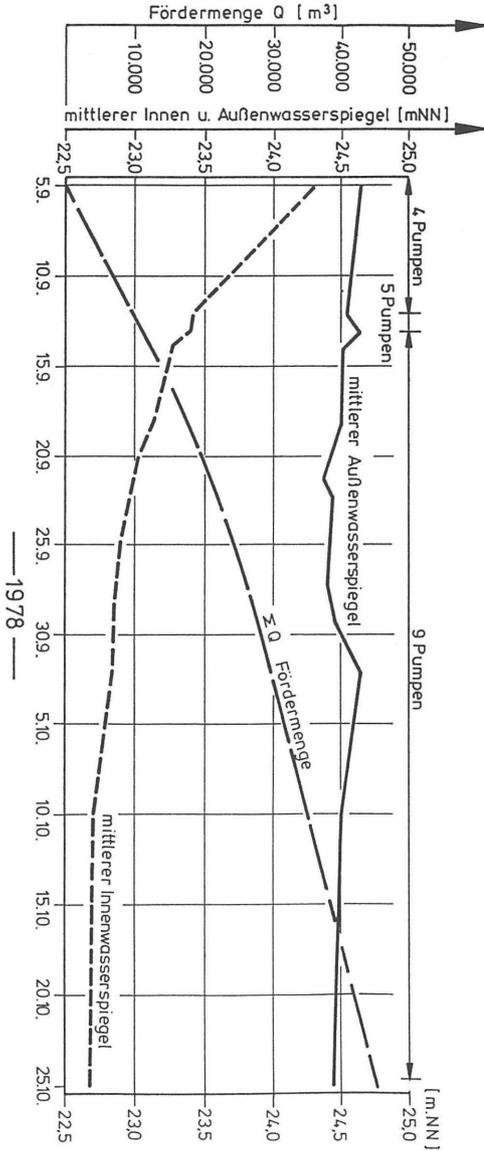


Abb. 8: Großpumpversuch in der Gesamtdeponie Geldern-Pont, Abschnitt I (DÜLLMANN et al., 1979)

c) Auswertung hydraulischer Daten (Absenphase)

Die hohe Qualität einer Kombinationsdichtwand (Einphasenwand und eingehängte PE-HD-Dichtungsbahn) zur vertikalen Umschließung eines wasserwegsamem Tonkomplexes bis in 35 m Tiefe läßt sich aus Abb. 9 ablesen. Der über einen Vakuum-Tiefbrunnen innerhalb des Dichtungstrogens von ca. 5 ha Grundfläche abgesenkte Wasserspiegel liegt Anfang des Jahres 94 weitgehend stabilisiert zwischen 23,6 und 25,5 m NN, das sind ca. 12 - 16 m unter dem unbeeinflussten Außenwasserspiegel. Die Fördermenge am Ende der instationären Absenkphase liegt dabei unter 10 m³/Tag.

5 **Schlußbemerkungen, Zusammenfassung**

Die Herstellung von Dichtwänden erfordert eine systematische Qualitätssicherung. Die Qualitätskontrolle der geforderten Eigenschaften hat kontinuierlich während der Bauzeit zu erfolgen, da Schadstellen nachträglich kaum geortet und nachgebessert werden können. Die Qualitätssicherung erfolgt an einzelnen Versuchsparametern, die mit den in der labormäßigen Eignungsprüfung bzw. bei Ausführung des Probeschlitzes festgelegten Grenzwerten verglichen werden. Zusätzlich ist eine Prüfung des Gesamtsystems (Dichtwand/Dichtungshorizont) anzustreben.

Bei der Qualitätskontrolle von Deponieabdichtungssystemen, hier Dichtwände, geht es nicht um die Kontrolle einzelner Werkstücke oder Teile, die im Sinne von Ausschuß aus der Herstellung ausgesondert werden können. Vielmehr ist die Abdichtung als eine Gesamtlieferung, als gesamte Maßnahme zu bewerten. Daraus resultiert die besondere Bedeutung der Überwachung des gesamten Herstellungsvorgangs, um auf diese Weise festzustellen bzw. gegebenenfalls zu korrigieren, wenn dies im Hinblick auf die Erfüllung der gestellten Anforderungen nötig ist. Dem Herstellungsvorgang vorausgehend bezieht sich die Qualitätskontrolle auf die Materialkontrolle zur Sicherstellung der gewünschten Stoffeigenschaften und dann nach der Verfahrenskontrolle auf die Produktkontrolle, die in unserem Fall die Endabnahme darstellt. Eine Beschränkung der Qualitätskontrolle

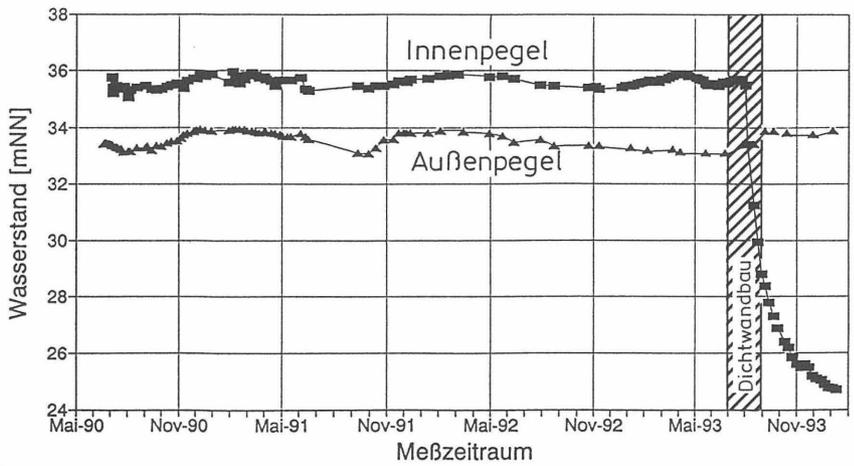
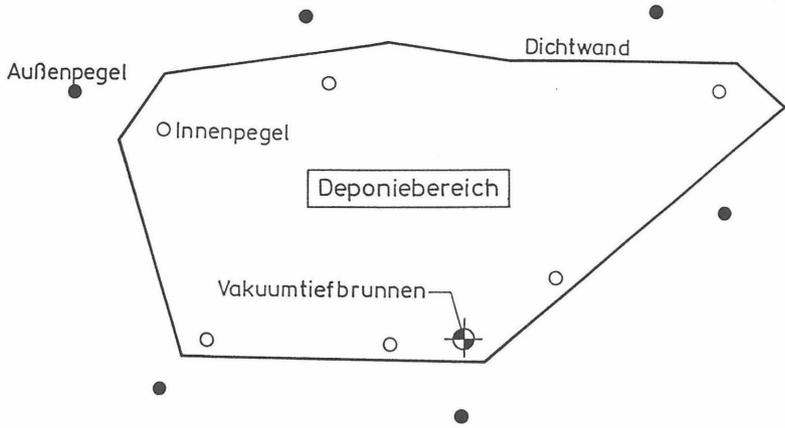


Abb. 9: Großpumpversuch mittels Vakuum-Tiefbrunnen (Absenphase)

a) Lageplan

b) Ganglinien-Verlauf eines Innen- und Außenpegels

im Rahmen der Fremdprüfung lediglich auf eine Probennahme und die ausschließlich labortechnische Überprüfung bestimmter Parameter reicht nicht aus. Eine Verantwortung gegenüber der Genehmigungsbehörde für die planmäßige funktionstüchtige Herstellung der Gesamtmaßnahme kann nur dann übernommen werden, wenn die Baumaßnahme vom Fremdprüfer durchgehend fachtechnisch überwacht und begleitet wird.

Trotz der in den letzten Jahren erzielten Fortschritte ist zu fordern, daß der Qualitätssicherung zukünftig noch mehr Aufmerksamkeit geschenkt wird und Sicherungselemente von Abfalldeponien hinsichtlich Werkstoff und Verarbeitung als Qualitätsprodukte erkannt werden. Das häufig vorgetragene Argument der Kosten, die durch Qualitätssicherung entstehen, ist nicht stichhaltig. Qualitätssicherung ist die wirtschaftlichste Methode zur Erzielung eines hohen Sicherheitsstandards im Deponiebau. Um diese gesteckten Ziele zu erreichen, sind erhebliche Anforderungen an die Einbautechnik zu stellen. Diesen Zielen muß aber auch der Bauvertrag entsprechen. Als Grundlage für eine faire, der Bauaufgabe angemessene Vorgehensweise im Verhältnis AN/AG können folgende Grundsätze gelten:

- Erfassung der Qualitätssicherung als Bauleistung in einer gesonderten, aufgeschlüsselten Position,
- Sorgfältige und klare Formulierung der Qualitätsanforderungen in den Vergabeunterlagen und im Bauvertrag,
- Hinweise auf die für die Bauausführung maßgebenden Randbedingungen (Baugrund, Hydrogeologie, Hydrochemie, Arbeitsschutz etc.),
- Zusätzliche Vergütung von Leistungen, die in den Vergabeunterlagen nicht beschrieben oder noch nicht beschreibbar sind, die sich im Zuge der Baudurchführung jedoch als erforderlich erweisen,
- Realistische Ausführungsstermine wegen des Unsicherheitsfaktors Wetter sowie Preise, die in einem realistischen Verhältnis zur geforderten Bauleistung stehen.

Literaturverzeichnis

- DÜLLMANN, H./HEITFELD, K.-H./KRAPP, L. (1979): Erfahrungen mit Dichtungswänden für Mülldeponien und Baugruben. Ber. 2. Nat. Tag. Ing.-Geol., S. 271 - 282, Fellbach.
- DÜLLMANN, H. /HEITFELD, K.-H./KRAPP, L. (1982): Möglichkeiten des Grundwasserschutzes im Bereich von Mülldeponien durch horizontale und vertikale Abdichtungen. Mitt. Ing.- u. Hydrogeol. RWTH Aachen, S. 173 -209, Heft 13.
- DÜLLMANN, H./HEITFELD, K.-H. (1982): Erosionsbeständigkeit von Dichtwänden unterschiedlicher Zusammensetzung. Vorträge der Baugrundtagung Braunschweig, S. 317 - 336, DGEG.
- DÜLLMANN, H./HEITFELD, K.-H. (1985): Geotechnische Anforderungen an vertikale Dichtungswände für Mülldeponien. Ber. 5. Nat. Tag. Ing.-Geol. S. 89 - 97, Kiel.
- DGEG (1993): Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten" - GDA. 2. Auflage, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.
- FISCHER, M. (1979): Dichtungswände und deren Anwendung vornehmlich im Tagebau. Neue Bergbautechnik, Heft 4.
- HERMANN, R./KNÜPFER, J. (1989): Eigenschaften von Dichtwandmassen am Beispiel der Testdichtwand auf der Sonderabfalldeponie Malsch. Mitt. des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, H. 30, S. 103 - 119.
- HORN, A. (1986): In-situ-Prüfung der Wasserdurchlässigkeit von Dichtwänden. Geotechnik, H. 1, S. 37 - 38.
- SCHWEITZER, F. (1988): Die langzeitige Wasserdurchlässigkeit von Dichtwänden und deren Prognose. Geotechnik H. 3, S. 153 - 157.
- STROH, D./ SASSE, T. (1987): Beispiele für die Herstellung von Dichtwänden im Schlitzwandverfahren. Mitt. des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, H. 23, S. 35 - 58.
- TA Abfall (1991): Gesamtfassung der zweiten allg. Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz, Teil 1: Techn.Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biol. Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen.

Schadstofftransport und Beständigkeit bei Dichtwänden

W. Friedrich, J. Rogner, H. Müller-Kirchenbauer

1 Einleitung

Derzeitig wird als Sicherungsmaßnahme für Deponien häufig deren Einkapselung mit Schlitz- oder Schmalwänden vorgesehen. Die Bemessung von Dichtwandmassen erfolgt nach projektspezifischen Kriterien, wobei die Forderung nach hydraulischer Wirksamkeit und nach Schadstoffbeständigkeit für die geplante Lebensdauer des Bauwerks im Vordergrund stehen.

Sowohl konvektive als auch diffusive Transportvorgänge, die sich in ihrer Wirkungsweise auch überlagern können, führen zum Eintrag von Schadstoffen in das Dichtungselement und dort u. U. zu degenerativen Veränderungen. Während der konvektive Schadstoffeintrag bereits bei einem Ausgleich der Wasserspiegel inner- und außerhalb der Einkapselung unterbunden ist, läßt sich der diffusive Transport nur durch eine ausreichend große Fließgeschwindigkeit der durch Absenkung des Innenwasserspiegels erzeugten Inversionsströmung verhindern. Solche Fließgeschwindigkeit wird jedoch bei geringdurchlässigen Dichtungselementen mit den üblichen Absenkungen von wenigen Dezimetern nicht immer erreicht (FRIEDRICH 1989). Deswegen kommen in solchen Fällen der Schadstoffbeständigkeit der eingesetzten Dichtmassen und deren labormäßige Prüfung eine besondere große Bedeutung zu.

2 Konvektion und Diffusion

2.1 Konvektion

Beim reinen konvektiven Transport in einem porösen System weist der gelöste Schadstoff gegenüber seinem Trägerfluid Wasser keine Relativbewegung auf, sondern bewegt sich ebenso wie dieses mit dessen mittlerer Strömungsgeschwindigkeit von (Porengeschwindigkeit). Wird der Schadstoff während des konvektiven Transports an den Oberflächen der Feststoffmatrix adsorbiert, so bewegt er sich zwar immer noch gleichgerichtet mit dem Wasser, gegenüber diesem jedoch zeitlich verzögert. Dieser Vorgang läßt sich anschaulich mit dem Retardierungsfaktor R darstellen, der das Verhältnis zwischen der mittleren Strömungsgeschwindigkeit v_n und der Ausbreitungsgeschwindigkeit v_s der Schadstofffront beschreibt (ROBETS & VALOCCHI 1981). Literaturangaben zum Retardierungsfaktor R bei Dichtmassen sind derzeit nur für einige organische Schadstoffe bekannt (WIENBERG et al. 1986). Der von außen konvektiv in ein System eingetragene

Schadstoffstrom I_K bleibt allerdings von der Adsorption unbeeinflusst und hängt nur vom flächenbezogenen Durchfluß $Q = K \cdot i$ ab. Mit diesem Durchfluß wird bei einem verunreinigten Wasser mit der konstanten Konzentration C_0 kontinuierlich der Schadstoffstrom

$$I_x = C_0 \cdot Q = C_0 \cdot k \cdot i \quad (1)$$

in die Porenmatrix eingetragen, in einer Zeit t insgesamt also die Schadstoffmenge

$$M_x = I_x \cdot t = C_0 \cdot k \cdot i \cdot t \quad (2)$$

2.2 Diffusion

Während ein konvektiver Transport eine Wasserströmung und damit ein hydraulisches Gefälle voraussetzt, findet eine Diffusion allein durch molekulare Platzwechselfvorgänge auch im ruhenden Wasser statt, sofern ein chemisches Potentialgefälle (Konzentrationsgefälle) vorhanden ist.

Die diffusionsbedingte Migration von Schadstoffen im Wasser wird durch die Dichte des Diffusionsstroms beschrieben. Für ein Porensystem aus gewundenen Kapillaren, deren Fließwege gegenüber δx um die Tortuosität T (Windungsfaktor) verlängert sind, gilt analog zum 1. FICKSchen Gesetz:

$$I_D = \frac{D_0 \cdot n}{T} \cdot \frac{\delta C}{\delta x} \quad (3)$$

D i e

Diffusionskonstante D_0 für die freie Ausbreitung von gelösten Schadstoffen liegt für viele deponierelevante Schadstoffe im Wasser bei Zimmertemperatur in der Größenordnung $10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$. Die Tortuosität T kann etwa zwischen 2 und 5 angenommen werden (ENGELHARDT 1960). Als Porenanteil kann im Mittel etwa $n = 0,8$ angesetzt werden.

Die zeitliche Entwicklung der Konzentrationsverteilung innerhalb eines unbegrenzten Porensystems folgt aus (JOST 1957, s. auch Bild 1):

$$C(x,t) = C_0 \cdot \operatorname{erfc} \left[\frac{x}{2 \sqrt{\frac{R \cdot T}{D_0 \cdot t}}} \right] \quad (4)$$

Der Term $D^* = D_0 / R \cdot T$ wird allgemein als effektiver Diffusionskoeffizient bezeichnet.

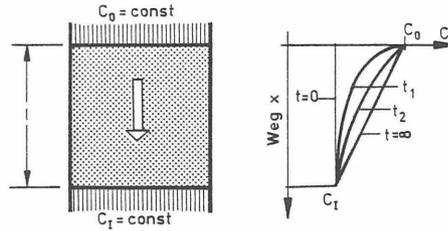


Bild 1: Zeitliche Entwicklung der diffusionsbedingten Konzentrationsverteilung

Nach Differentiation von Gleichung (4) ergibt sich mit Gleichung (3) für den eindimensionalen Diffusionsstrom in einem unendlich ausgedehnten System:

$$I_D = C_0 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{D_0 \cdot R}{\pi \cdot T \cdot t}} \cdot e^{-\left(\frac{x}{2} \cdot \sqrt{\frac{R \cdot T}{D_0 \cdot t}}\right)} \quad (5)$$

In der Zeit t tritt demnach durch die Grenzfläche ($x = 0$) die Schadstoffmenge {EINBETTEN Equation 1} in die Porenmatrix ein:

$$M_D = \int_{-\infty}^t I_D dt = 2 \cdot C_0 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{D_0 \cdot R \cdot t}{\pi \cdot T}} \quad (6)$$

2.3 Vergleich Konvektion / Diffusion

Bei in der letzten Zeit ausgeführten Sicherungsmaßnahmen wurden für die eingesetzten Dichtmassen häufig bereits nach einer 56-tägigen Aushärtung Labordurchlässigkeiten von weniger als 10-10 m/s nachgewiesen (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1988a, HERMANNNS et al. 1987). Je undurchlässiger jedoch ein Dichtungssystem gegenüber strömenden Flüssigkeiten wird, um so stärker wird der relative Einfluß der Diffusion gegenüber der Konvektion.

In dem folgenden Bild 2 sind für einen Durchlässigkeitsbeiwert $k = 10^{-10}$ m/s die zeitlichen Schadstoffströme I und Schadstoffmengen M getrennt für die Konvektion und die Diffusion dargestellt. Danach überwiegt bei den gewählten praxisorientierten Berechnungsparametern die Diffusion am Beginn der Schadstoffausbreitung bei weitem gegenüber der Konvektion.

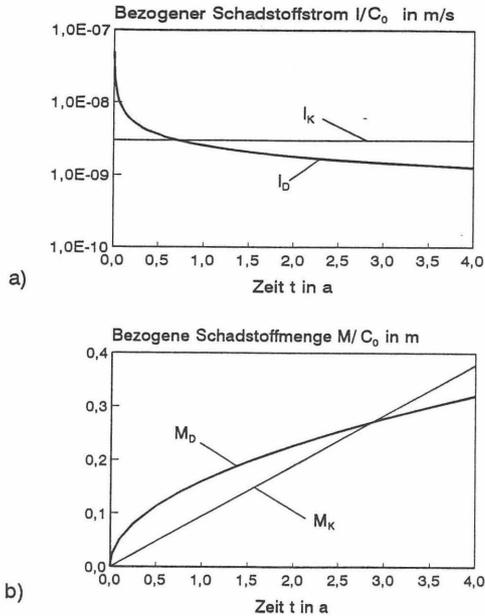


Bild 2: Schadstoffströme (a) und Schadstoffmengen (b) infolge Konvektion oder Diffusion für $k = 10^{-10}$ m/s; $D = 10^{-9}$ m²/s; $n = 0,8$; $i = 30$; $T = R$

Theoretisch sind die konvektiv und diffusiv in die Porenmatrix eingetragenen Schadstoffmengen bei dieser getrennten Betrachtung erst gleich, wenn

$$t = \frac{4 \cdot n^2 \cdot D}{\pi \cdot k^2 \cdot i^2} \quad (7)$$

Für das Beispiel des Bildes 2 vergehen theoretisch also etwa 3 Jahre, bis die Konvektion überwiegt, vorher ist der Schadstofftransport also hauptsächlich von der Diffusion geprägt. Für andere Randbedingungen ist die Zeit t in dem Diagramm des Bildes 3 dargestellt.

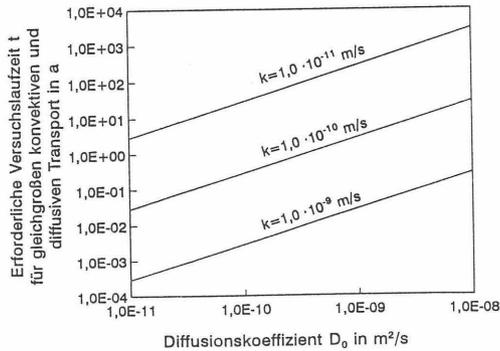


Bild 3: Theoretisch erforderliche Versuchslaufzeit für gleichgroßen konvektiven und diffusiven Schadstoffeintrag für $n = 0,8$; $i = 30$; $R = T$

3 Experimentelle Untersuchungen zur Wirksamkeit von Dichtmassen

3.1 Durchlässigkeitsversuche

Das Durchlässigkeitsverhalten von Dichtmassen gegen Wasser wird an Probenkörpern untersucht, die in zylindrische Zellen eingebaut werden. Dabei erfolgt die Abdichtung gegen Randumläufigkeiten durch einen allseitig wirkenden Druck auf eine den Probenkörper umschließende Gummimembrane (Triaxialtechnik) oder alternativ durch das Vergießen des Ringspalts zwischen Probenkörper und Zelle (Vergußmethode, HEITFELD 1989). Die Beaufschlagung der Probenkörper mit Prüfliquidität erfolgt entweder mit einem konstanten hydraulischen Gradienten $i = 30$ oder mit fallender Druckhöhe, wobei $i = 30$ durchfahren werden muß (GDA 1993). Über die gemessene zeitliche Entwicklung der Durchflußraten erfolgt die Beurteilung der Dichtungswirkung gegen Wasser.

Gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten" - GDA (1993) sind zusätzliche Durchlässigkeitsversuche mit kontaminierten Prüfliquiditäten durchzuführen, um mögliche degenerative Auswirkungen auf das Dichtmassenmaterial während der Durchströmung zu untersuchen.

Degenerative Änderungen des Dichtmassenmaterials werden durch einen veränderten Durchfluß während des Durchströmungsversuchs (ANDERSON et al. 1985, EVANS et al. 1986, HERMANN

et al. 1987), häufig auch im Vergleich zu den Ergebnissen eines Wasserdurchlässigkeitsversuchs (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1988a, GEIL 1989), durch veränderte Festigkeitseigenschaften nach der Durchströmung (DÜLLMANN & HEITFELD 1982, BLINDE 1986) oder anhand von Inhaltsstoffen, die aus dem Probenkörper ausgespült werden, bestimmt. Bei letzteren wird häufig der aus dem Probenkörper ausgetragene Calciumgehalt als Referenzgröße für die Beständigkeit einer Dichtwandmasse gewählt (WEISZ 1982, STROBL 1982, NEFF 1983, SIMONS & REUTER 1985, HEITFELD 1989, GEIL 1989).

Beim Durchlässigkeitsversuch mit konzentrierten Prüfflüssigkeiten herrscht zum Versuchsbeginn an der Einströmseite des Probenkörpers wie in der Zulaufleitung und der Druckvorlage die Ausgangskonzentration C_0 . Unmittelbar nach Versuchsbeginn überwiegt nun in sehr gering durchlässigen Proben die Diffusion im allgemeinen stark gegenüber der Konvektion (Abschnitt 2.3). Entsprechend rasch sind die Inhaltsstoffe aus dem angrenzenden Filterstein in den Probenkörper diffundiert, ohne daß der konvektiv über die relativ dünne Schlauchleitung erfolgende Nachschub die verbrauchte Stoffmenge auch nur annähernd ausgleichen kann. An der angeströmten Probenstirnfläche stellt sich eine Konzentration ein, die wesentlich unter der Ausgangskonzentration der Prüfflüssigkeit liegt.

In Bild 4 ist für einen Durchströmungsversuch die angeströmte Probenseite mit Filterstein und Zulaufleitung schematisch dargestellt. Für die weiteren Überlegungen wird der poröse Filterstein vereinfachend dem Probenkörper zugerechnet.

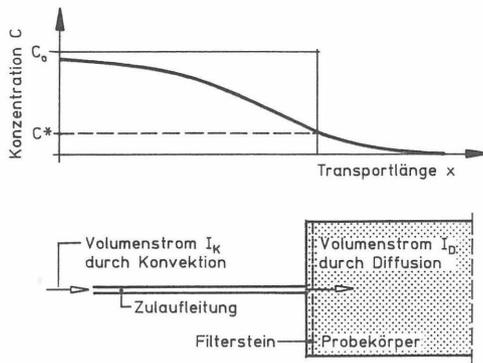


Bild 4: Schematische Darstellung zum Schadstofftransport an der angeströmten Probenfläche im Durchlässigkeitsversuch

Der Schadstoffnachschieb durch die Zulaufleitung erfolgt bei üblichen Probendurchlässigkeiten k von etwa 10-10 m/s bis 10-11 m/s überwiegend konvektiv und beträgt entsprechend Gleichung (1)

$$I_{\Sigma} = C_0 \cdot k \cdot i$$

Solange die Diffusion in dem Probenkörper der Konvektion überwiegt (Abschnitt 2.3), läßt sich die Konzentration C^* an der angeströmten Probenfläche in Analogie zu einem Lösungsansatz von CARSLAW & JAEGER (1950) abschätzen zu:

$$C^* = 2 \cdot C_0 \cdot \frac{k \cdot i}{n} \sqrt{\frac{t \cdot T}{\pi \cdot D_0 \cdot R}} \quad (8)$$

In dem folgenden Bild 5 ist für eine Dichtmasse mit den dort angegebenen Kennwerten beispielhaft die theoretische zeitliche Entwicklung von C^* dargestellt. Danach ist $C^*(t)$ in dem Filterstein in der ersten Versuchsphase wesentlich kleiner als die Ausgangskonzentration C_0 der Prüfflüssigkeit, die in dem dargestellten Fall 3,4 g/l beträgt. In einem Durchströmungsversuch mit einer Dichtmasse und vergleichbaren Randbedingungen wie in Bild 5 wurde nach einer Versuchsdauer von etwa 600 Tagen (ca. 1,64 Jahre) in dem Porenwasser des angeströmten Filtersteins tatsächlich eine Konzentration $C^* = 0,15$ g/l nachgewiesen. Die Differenz zu der theoretisch zu erwartenden Konzentration von 0,55 g/l dürfte im wesentlichen darauf zurückzuführen sein, daß in dem theoretischen Lösungsansatz (Gleichung (8)) zur Vereinfachung die Konvektion in dem Probenkörper nicht berücksichtigt wurde, durch welche neben der Diffusion - wenn auch in geringem Maße - zusätzlich Schadstoffe aus dem Filterstein abtransportiert wurden. Auf jeden Fall liegt sowohl nach den theoretischen Überlegungen als auch nach der im Durchströmungsversuch festgestellten Konzentration die Schadstoffbelastung des in die Probe einströmenden Wassers wesentlich unter der Konzentration $C_0 = 3,4$ g/l der Prüfflüssigkeit. Dies gilt für die erste Versuchsphase, die durchaus bis zu mehreren Jahren betragen kann.

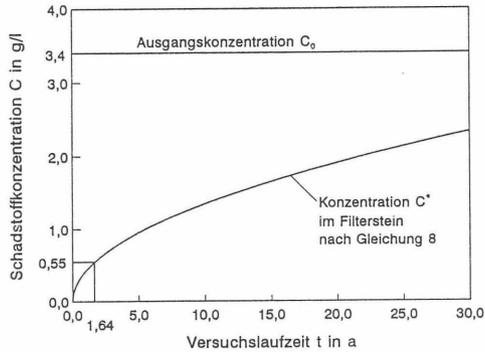


Bild 5: Theoretische Entwicklung der Konzentration C^* im Filterstein während eines Durchströmungsversuchs für eine Dichtmasse mit $k = 10\text{-}11$ m/s; $n = 0,8$; $Do = 10\text{-}9$ m²/s; $T = R$; $i = 50$

Diese Ergebnisse zeigen, daß Durchströmungsversuche, die in konventionellen Versuchsgeräten mit konzentrierten Prüfflüssigkeiten durchgeführt werden, bei Dichtmassen mit kleinen Durchlässigkeiten allgemein keine hinreichende Grundlage für eine Beständigkeitsaussage liefern und zu einer Fehleinschätzung des Langzeitverhaltens führen können.

Im Gegensatz zur konventionellen Versuchstechnik ermöglicht es die in Bild 6 gezeigte Versuchsanordnung (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1990), sowohl im Anstrom- als auch im Abstrombereich konstante Konzentrationen aufrechtzuerhalten. Hierfür wird während der Versuchslaufzeit in kurzen zeitlichen Intervallen der obere Filterstein (Abstrombereich) mit Wasser sowie der untere Filterstein (Anstrombereich) mit Prüfflüssigkeit ($C_0 = \text{const.}$) gespült. Somit kann mit diesem Durchlässigkeitsversuch für den Fall der gleichgerichteten Konvektion und Diffusion, entsprechend lange Versuchslaufzeit vorausgesetzt, eher eine vollständige Interaktion zwischen dem Schadstoff und dem Dichtungsmaterial sowie eine entsprechende Ermittlung der zutreffenden Restdurchlässigkeit des Probenkörpers erwartet werden.

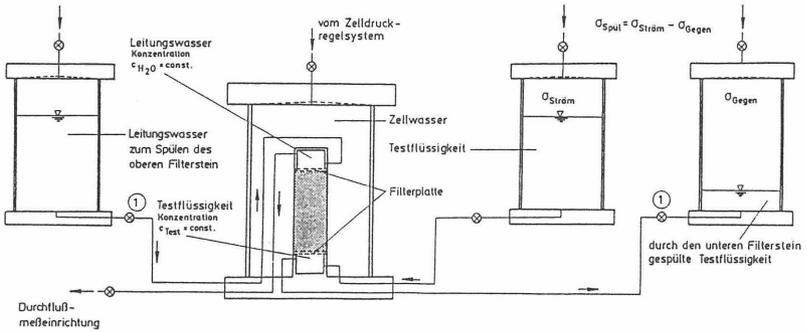


Bild 6: Modifizierter Durchlässigkeitsversuch (während des Durchströmungsversuchs sind die Hähne 1 verschlossen)

Allerdings können die Bereiche degenerativer Aufweichungen, wie sie bei Dichtmassen häufig als Folge eines chemischen Angriffs beobachtet werden, durch den auf den Probenkörper allseitig wirkenden Zelldruck in die Filterplatte oder seitlich weggedrückt werden, so daß die Versuchsergebnisse zur Restdurchlässigkeit oder zur beeinflussten Probentiefe verfälscht sein können.

Von FINSTERWALDER & MANN (1989) wird - basierend auf anderen Vorüberlegungen - zur Bestimmung von einzelnen Kenngrößen für Stofftransportberechnungen eine prinzipiell vergleichbare Versuchsmethode vorgestellt, die jedoch nach dem Prinzip der sogenannten Vergußmethode arbeitet und sich dadurch von dem vorgestellten "modifizierten Regelversuch" unterscheidet.

2 Lagerungsversuche

Zur Simulation der im wesentlichen durch Diffusion geprägten Schadstoffeinträge in Dichtmassen gibt es bisher keine standardisierten bzw. gängigen Prüfverfahren. Häufig werden derzeit dafür sogenannte freie Lagerungsversuche durchgeführt (KRUBASIK 1987, BLINDE et al. 1985). Hierbei werden die meist zylindrischen Dichtmassenproben in die Prüfliquidität eingelagert, die

in bestimmten zeitlichen Abständen mit dem Ziel einer über die Versuchslaufzeit quasi konstanten Konzentration C_0 ausgetauscht wird. Während der Versuchslaufzeit werden in zeitlichen Intervallen Gewichts- und Volumenveränderungen der Probenkörper und häufig auch die Eindringtiefe der Vicat-Nadel in die Probenoberfläche gemessen. Zusätzlich erfolgt eine visuelle Beobachtung auf Veränderungen der Oberflächenstruktur (z.B. Ablagerungen, Risse, Ablösungen, Zerfall).

Im Gegensatz zum Durchströmungsversuch ist die Konzentration C_0 an der Probenoberfläche bei dem freien Lagerungsversuch bei regelmäßigem Austausch der Prüfflüssigkeit in kleinen Zeitintervallen zeitlich nahezu konstant. Deshalb werden in freien Lagerungsversuchen häufig bereits nennenswerte Aufweichtungstiefen in den Probenkörpern festgestellt, während die gleichen Dichtmassen im Durchströmungsversuch bei Beaufschlagung mit derselben Prüfflüssigkeit - trotz der zusätzlich vorhandenen Konvektion - noch keine bzw. wesentlich geringere Aufweichtungstiefen aufweisen.

Die Ergebnisse aus freien Lagerungsversuchen liefern allerdings keine unmittelbar quantifizierbaren Aussagen zur Beständigkeit, können jedoch zum qualitativen Vergleich verschiedener Mischungsrezepturen herangezogen werden.

Während der freie Lagerungsversuch von einer frei im kontaminierten Wasser eingelagerten Probe ausgeht, die an der gesamten Oberfläche einem Schadstoffangriff ausgesetzt wird, ist die Abdichtung bei unterirdischen Dichtungselementen durch das umgebende Erdreich arretiert, und der Schadstoffangriff ist nur eindimensional über den Porenraum des Erdreichs möglich (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al.1988b).

Mit Hilfe des in Bild 7 dargestellten sogenannten modifizierten Lagerungsversuchs können diese Verhältnisse im Vergleich zum freien Lagerungsversuch besser simuliert werden. Zur Durchführung der Versuche wird der ummantelte Dichtmassenkörper mit der unteren Stirnfläche in ein Silikonbett gesetzt, so daß der diffusionsbedingte Schadstoffangriff nur eindimensional über die obere Stirnfläche erfolgen kann. Das Restvolumen des Versuchszyinders wird mit Sand aufgefüllt, dessen Porenraum vollständig mit Prüfflüssigkeit gesättigt ist. Durch ein Glasrohr kann die im Porenraum befindliche Prüfflüssigkeit mit dem Ziel einer weitgehend gleichbleibenden Konzentration C_0 regelmäßig ausgetauscht werden.

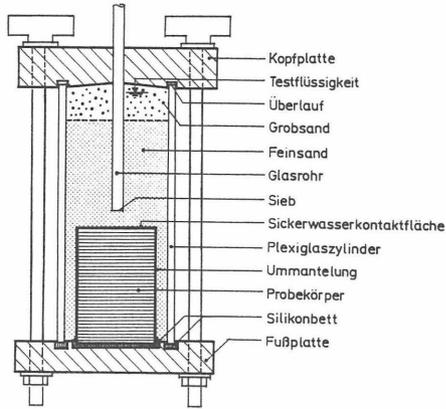


Bild 7: Modifizierter Lagerungsversuch

Bild 8 zeigt für vergleichbare Dichtmassen eine Gegenüberstellung von Meßergebnissen aus freien und modifizierten Lagerungsversuchen, die deutlich den Einfluß der Versuchsbedingungen auf die Meßergebnisse erkennen läßt. Dargestellt ist der zeitliche Fortschritt der Eindringtiefe, die mit der VICAT-Nadel an der beaufschlagten Probenoberfläche ermittelt wurde.

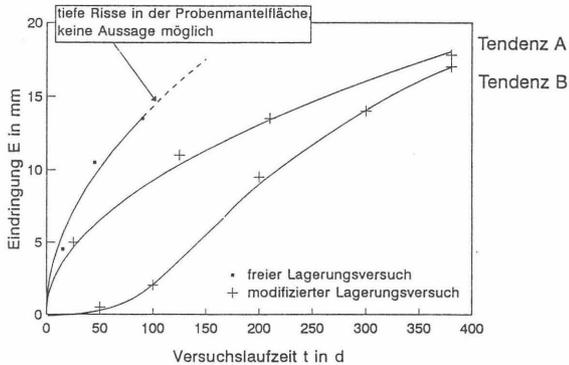


Bild 8: Gegenüberstellung von Meßergebnissen aus freien und modifizierten Lagerungsversuchen



Die aus dem modifizierten Lagerungsversuch gewonnenen Daten zum Aufweichungsfortschritt bilden zusammen mit theoretischen Lösungen die Grundlage für eine Beständigkeitsprognose von Dichtwandmassen.

Hypothese des Auswertungsmodells ist, daß die diffusionsbedingt in die Dichtmasse eindringenden Schadstoffe deren Feststoffgerüst aufweichen, wobei die Tiefe der Aufweichung mit der gleichen Geschwindigkeit fortschreitet wie die zur Aufweichung mindestens erforderliche Grenzkonzentration C_G in der Porenlösung (Bild 9).

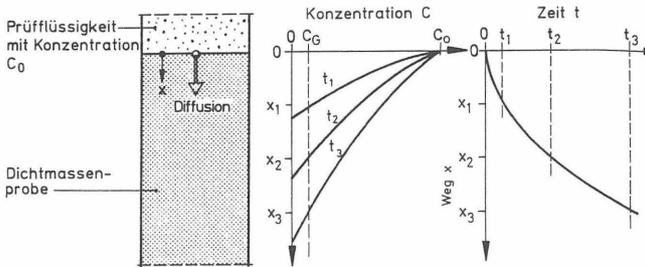


Bild 9: Zeitliches Fortschreiten der Grenzkonzentration C_G im modifizierten Lagerungsversuch

Die zeitliche Konzentrationsentwicklung $C_G(x,t)$ läßt sich bei einer konstanten Ausgangskonzentration C_0 in der Prüflüssigkeit und bei einer von der Probengeometrie noch nicht beeinflussten Schadstoffverteilung mit Hilfe der Gleichung (4) beschreiben. Durch Gleichsetzen der Konzentration $C_G(x,t)$ an verschiedenen Orten x_i zu verschiedenen Zeiten t_i ergibt sich für den zeitlichen Aufweichungsfortschritt das auch aus der Konsolidierungstheorie bekannte \sqrt{t} -Gesetz (MÜLLER-KIRCHENBAUER et al. 1988b):

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{x_1^2}{x_2^2} \quad (9)$$

Unter der Annahme, daß eine Grenzkonzentration C_G existiert, kann somit das \sqrt{t} -Gesetz zur Beschreibung des diffusionsbedingten Aufweichungsfortschritts herangezogen werden, ohne daß der effektive Diffusionskoeffizient D^* bekannt sein muß.

Prinzipiell sind zum Beginn der Nadelversuche zwei unterschiedliche Tendenzen der zeitlichen

Entwicklung der Nadeleindringtiefen E zu beobachten (ROGNER 1993, Bild 8). Während die Eindringtiefen nach Tendenz A ab Versuchsbeginn durch einen exponentiell abklingenden Verlauf beschreibbar sind, verlaufen die Eindringungen nach Tendenz B zu Versuchsbeginn zunächst überproportional, um dann nach einer gewissen Versuchslaufzeit ebenfalls in eine exponentiell abklingende Entwicklung überzugehen. Sowohl die Intensität des überproportionalen Verlaufs als auch die erforderliche Versuchslaufzeit t bis zum Wendepunkt sind von den gewählten Versuchsparametern abhängig.

Um die unterschiedlichen dargestellten Tendenzen der Nadeleindringung zutreffender nachzubilden zu können, muß das \sqrt{t} -Gesetz in der Form

$$E = a \cdot \sqrt{t} + b \quad (10)$$

modifiziert werden (ROGNER 1993).

Bei Anwendung dieses Modells kann der degenerative Angriff auf ein Dichtmassensystem allein mit den Ergebnissen der Nadelversuche und somit ohne zusätzliche chemische Untersuchungen und ohne Kenntnis der diffusionsbestimmenden Kennwerte beschrieben und zeitlich extrapoliert werden.

Neben der funktionalen Beschreibung des Aufweichungsfortschritts läßt sich aus den Messungen zur Nadeleindringtiefe auch der effektive Diffusionskoeffizient D^* berechnen. Mit der Annahme, daß die geometrische Begrenzung der in die Prüfflüssigkeit eingelagerten Probenkörper noch keinen Einfluß auf die diffusionsbedingte Konzentrationsverteilung in dem Probenkörper hat und daß der effektive Diffusionskoeffizient orts-, zeit- und konzentrationsunabhängig ist, läßt sich der rechnerische effektive Diffusionskoeffizient durch eine indirekte Parameterbestimmung aus dem zeitlichen Aufweichungsfortschritt mit Hilfe von Gleichung (4) bestimmen (FRIEDRICH et al. 1988, ROGNER 1993).

Die Basisdaten für die Auswertung werden in diesem Fall mit mehreren Lagerungsversuchen gewonnen, die sich nur in der Ausgangskonzentration C_0 der Prüfflüssigkeit unterscheiden. Für die Auswertung wird wiederum davon ausgegangen, daß der zeitliche Fortschritt der Aufweichungsgrenze mit dem diffusionsbedingten Vordringen einer bestimmten Grenzkonzentration C_G zusammenfällt. Der zeitliche Verlauf der Nadeleindringtiefe E läßt sich in diesem Fall z. B. für zwei parallel durchgeführte Versuche, die mit den beiden unterschiedlichen Ausgangskonzentrationen $C_{0,1}$ und $C_{0,2}$ durchgeführt wurden, allgemein mit Gleichung (4) annähern:

konzentrationen $C_{0,1}$ und $C_{0,2}$ durchgeführt wurden, allgemein mit Gleichung (4) annähern:

$$C_G = C(E_1, t_1) = C_{0,1} \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{E_1}{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{D^* \cdot t_1}} \right) \quad (11)$$

$$C_G = C(E_2, t_2) = C_{0,2} \cdot \operatorname{erfc} \left(\frac{E_2}{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{D^* \cdot t_2}} \right) \quad (12)$$

Durch Gleichsetzen der Gleichungen ergibt sich für eine gewählte Zeit $t_1 = t_2 = t'$ eine implizite Bestimmungsgleichung für den effektiven Diffusionskoeffizienten:

$$\frac{C_{0,1}}{C_{0,2}} = \frac{\operatorname{erfc} \left(\frac{E_2}{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{D^* \cdot t'}} \right)}{\operatorname{erfc} \left(\frac{E_1}{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{D^* \cdot t'}} \right)} \quad (13)$$

Aus den gemessenen Eindringtiefen E der Vicat-Nadel lässt sich anhand Gleichung (13) der effektive Diffusionskoeffizient rechnerisch durch Iteration abschätzen.

Die Ermittlung des effektiven Diffusionskoeffizienten lässt sich auch graphisch durchführen, indem mit den beiden Gleichungen (11) und (12) für den gewählten Zeitpunkt t' am Ort der Eindringtiefen E_1 und E_2 die Konzentrationsverläufe $C_1 = f(D^*, E_1, t')$ und $C_2 = f(D^*, E_2, t')$ in Abhängigkeit des zunächst noch unbekanntes und für die graphische Auswertung variierten Diffusionskoeffizienten D^* berechnet und entsprechend Bild 10 aufgetragen werden.

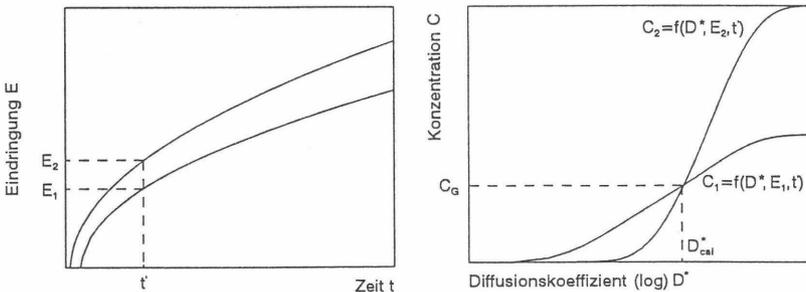


Bild 10: Graphische Ermittlung des rechnerischen effektiven Diffusionskoeffizienten D^* aus den Ergebnissen der Nadelversuche

Die gesuchte Grenzkonzentration C_G und der zugehörnde effektive Diffusionskoeffizient D_{cal}^* ergeben sich aus dem Schnittpunkt der Konzentrationsverläufe.

Grundsätzlich kann die Auswertung auch für Versuche mit mehr als zwei unterschiedlichen Ausgangskonzentrationen durchgeführt werden. Allgemein ist zu empfehlen, die Berechnung für verschiedene Zeiten zu wiederholen, bis sich die Berechnungsergebnisse nur noch geringfügig ändern (ROGNER 1993).

Bedingung für das Erreichen des Iterationsziels ist, daß die beiden den Aufweichungsfortschritt beschreibenden Regressionsfunktionen zu einem beliebigen Zeitpunkt Funktionswerte ergeben, deren Differenz innerhalb eines bestimmten Intervalls liegen müssen. Liegt die Differenz der beiden Funktionswerte außerhalb dieses Intervalls, dann führt die Iteration zu einem der beiden extremen Ergebnisse; nämlich für den Fall, daß der Mindestbetrag unterschritten wird, zu einer Grenzkonzentration $C_G/C_0 \approx 0$ beziehungsweise für den Fall, daß der Höchstbetrag überschritten wird, zu einer Grenzkonzentration $C_G/C_0 \approx 1$. Der rechnerische effektive Diffusionskoeffizient D_{cal}^* bleibt für diese beiden Fälle unbestimmt.

Für den Fall, daß die Probengeometrie einen Einfluß auf die zeitliche Entwicklung der Konzentrationsverteilung hat, kann die Auswertung der Nadelversuche analog mit Hilfe eines von ROGNER (1993) dargestellten theoretischen Lösungsansatzes durchgeführt werden.

4 Zusammenfassung

Zur Untersuchung der Schadstoffbeständigkeit von Dichtmassen gegenüber kontaminierten, aggressiven Prüfflüssigkeiten existieren bislang keine standardisierten Testmethoden. Zum Einsatz kommen derzeit häufig sogenannte freie Lagerungsversuche sowie Durchlässigkeitsversuche nach konventionellem Prinzip, letztere jedoch mit chemisch belasteter Prüfflüssigkeit als Strömungsmedium.

Theoretische Betrachtungen und Ergebnisse aus Laboruntersuchungen zeigen, daß einerseits im konventionellen Durchlässigkeitsversuch bei Verwendung von konzentrierten Prüfflüssigkeiten während der Versuchsdauer systembedingt Verfälschungen der effektiven Schadstoffbelastung auftreten können und daß andererseits im konventionellen Lagerungsversuch die Verhältnisse in situ nur unvollkommen simuliert werden.

Auf der Grundlage dieser Erkenntnisse werden Vorschläge für modifizierte Versuchsmethoden gemacht. Der Durchlässigkeitsversuch wird insoweit ergänzt, daß während der gesamten Untersuchungsdauer - auch bei überwiegend diffusiver Schadstoffmigration - ein gleich großes Konzentrationsgefälle zwischen der Ein- und der Ausströmseite der Probenkörper aufrechterhalten wird. Der Lagerungsversuch wird so modifiziert, daß die diffusionsbedingte Migration - wie in situ

- eindimensional erfolgt und im übrigen die Angriffsfläche durch eine Sandpackung auf deren Porenraum reduziert wird. Die verbesserte Aussagefähigkeit dieser Testsysteme wird erläutert. Außerdem werden zu den modifizierten Lagerungsversuchen Auswertungsmethoden vorgestellt, mit denen entweder der zeitliche Aufweichungsfortschritt beschrieben und extrapoliert oder der effektive Diffusionskoeffizient rechnerisch abgeschätzt werden kann.

5 Literatur

- ANDERSON, D. C., CRAWLEY, W. & ZABCIK, J. D. 1985: Effects of Various Liquids on Clay Soil: Bentonite Slurry Mixtures. Hydraulic Barriers in Soil and Rocks ASTM STP 874, S.93-101
- BLINDE, A.; BLINDE, J. & KIENZLE, G. 1985: Untersuchung vertikaler Dichtwände an zwei Dichtwand-Großversuchskästen auf der Deponie Dreieich-Buchschlag. Vortragsveranstaltung: Geologisch-geotechnische Aspekte bei Untergrundabdichtungen, Haus der Technik, Essen
- BLINDE, A. 1986: Endbericht zum BMFT-Forschungsvorhaben: Demonstration des nachträglichen Grundwasserschutzes einer Großdeponie durch seitliche Abdichtung und durch Oberflächenabdeckung bei der Abfalldéponie Dreieich-Buchschlag. Teilprojekt: Dichtwandversuchskästen. Förderkennzeichen: 1430260 I 1
- CARSLAW, H.S. & JAEGER, J.C. 1950: Conduction of heat in solids. Oxford University Press, London
- DÜLLMANN, H. & HEITFELD, K.-H. 1982: Erosionsbeständigkeit von Dichtwänden unterschiedlicher Zusammensetzung. Vorträge der Baugrundtagung in Braunschweig, Hrsg.: DGEG Essen, S. 317-336
- ENGELHARDT, W. v. 1960: Der Porenraum der Sedimente. Springer Verlag, Berlin-Göttingen-Heidelberg
- EVANS, J. C.; FANG, H.-J. & KUGELMANN, I. J. 1986: Organic Fluid Effects on the Permeability of Soil-Bentonite Slurry Walls. Proc. Nat. Conf. Hazardous Wastes and Environmental Emergencies, Cincinnati, Ohio, S. 267-271
- FINSTERWALDER, K. & MANN, U.; 1989: Stofftransport durch mineralische Abdichtungen. Neuzeitl. Deponietechnik, Hrsg.: Jessberger; Balkema, Rotterdam
- FRIEDRICH, W., MÜLLER-KIRCHENBAUER, H & WESELOH, K. 1988: Studie zur CKW-Ausbreitung und deren Unterbrechung durch bauliche Maßnahmen sowie zum Sickerwasserangriff gegenüber der Dichtwand. (unveröffentlicht)

- FRIEDRICH, W. 1989: Ausbreitung chlorierter Kohlenwasserstoffe bei Einkapselung und Inversionsströmung. Mitt. Inst. Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Uni. Hannover, Heft 27
- GDA 1993: Empfehlungen des Arbeitskreises Geotechnik der Deponien und Altlasten - GDA, Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- GEIL, M 1989: Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand. Mitt. Inst. Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, H. 28
- HEITFELD, M. 1989: Geotechnische Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von Dichtwandmassen bei hohen Beanspruchungen. Mitt. Ingenieur- und Hydrogeologie der RWTH Aachen, H. 33
- HERMANN, R.; MESECK, H. & REUTER, E. 1987: Sind Dichtmassen beständig gegenüber den Sickerwässern aus Altlasten? Fachseminar: Dichtwände und Dichtsohlen, Mitt. Inst. Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig.
- JOST, W. 1957: Diffusion - Methoden der Messung und Auswertung. Fortschritte der physikalischen Chemie, Verlag v. Dr. Dietrich Steinkopff, Darmstadt
- KRUBASIK, K. 1987: Zementfreie und erhärtende Dichtwandmasse für die Umschließung von Mülldeponien. Wasserwirtschaft 77, Heft 8
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; FRIEDRICH, W. & ROGNER, J. 1988a: Vertikale Abdichtungssysteme für Einkapselungen am Beispiel der SAD-Gerolsheim. Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft; Heft 29, Erich Schmidt Verlag, Berlin
- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; FRIEDRICH, W.; GREMMEL, D.; MARKWARDT, W. & ROGNER, J. 1988b: Neue Ergebnisse und Aspekte auf dem Gebiet der Dichtwandforschung. 2. Int. TNO/BMFT-Kongreß über Altlastensanierung 1988 in Hamburg, Hrsg.: Wolf, K.; van den Brink, W. J. & Colon, F. J., Kluwer Academic Publishers, Dordrecht/Boston/London.

- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; FRIEDRICH, W. & ROGNER, J. 1990: Ansätze für Eignungsuntersuchungen zur Dichtmassenbeständigkeit gegenüber Prüfflüssigkeiten. In Altlastensanierung 90, Band 2; 3. Int. KfK/TNO-Kongreß über Altlastensanierung, Karlsruhe; Hrsg.: Arendt, F.; Hinsenveld, M.; van den Brink, W. J.; Kluwer Academic Publ., Dordrecht/Boston/London, S. 1385-1386
- NEFF, H. 1983: Sanierung kontaminierter Standorte - Dokumentation eines Arbeitsgesprächs. Hrsg.: Bundesminister für Forschung und Technologie, Referat 425, Bonn, Umweltbundesamt, Projektstab „Feste Abfallstoffe“, Berlin
- ROBERTS, P.V. & VALOCCHI, A.J. 1981: Principles of Organic Containment Behavior During Artificial Recharge. Studies in Environmental Science, 17, Elsevier, Amsterdam
- ROGNER, J. 1993: Beständigkeitsbewertung von Dichtwandmassen auf der Basis von Lagerungsversuchen. Mittl. Inst. Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Uni. Hannover, Heft 37
- SIMONS, H. & REUTER, E. 1985: Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers. Mitt. Inst. Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, H. 9
- STROBL, T. 1982: Ein Beitrag zur Erosionssicherheit von Einphasen-Dichtungswänden. Wasserwirtschaft 72, H. 7/8, S. 269-272
- WEISZ, F. 1982: Baustoffe für Abdichtungen, insbesondere für Dichtungs-Schlitzwände. Vortrag Lehrgang „Abdichten statt Absenken“; Technische Akademie Esslingen
- WIENBERG, R.; HEINZE, E. & FÖRSTNER, U. 1986: Experiments on Specific Retardation of Some Organic Contaminants by Slurry Trench Material. Hrsg.: Assink, J. W. & van den Brink, W. J., Contaminated Soil, Martinus Nijhoff Publ., Dordrecht/Niederlande

Entwicklung und Einsatz von Zweiphasen-Dichtwandmassen

Rita Hermanns Stengele

Zusammenfassung

Die Sanierung von Altlasten stellt heute ein zentrales Problem in der Umwelttechnik dar. Studien in der Bundesrepublik und in der Schweiz belegen, daß eine Vielzahl der heute bereits bekannten Altlasten in den nächsten Jahren dringend der Sanierung oder Sicherung bedürfen. Um die Altlastsanierung in einem wirtschaftlich tragbaren Rahmen zu halten, muß für jeden Einzelfall eine optimierte Kombination verschiedener Sanierungstechniken mit Schwerpunkt in den Sicherungsmaßnahmen entwickelt werden. Eine Möglichkeit der Sicherung ist die Umschließung der kontaminierten Bereiche mit vertikalen mineralischen Barrierensystemen im Zweiphasendichtwandverfahren.

Am Institut für Geotechnik der ETH Zürich wurde in den vergangenen Jahren im Rahmen eines Forschungsprojektes die Eignung mineralischer Materialien als Barriere für Zweiphasendichtwände geprüft. Einerseits wurde die Verarbeitbarkeit der frischen Massen, andererseits das mechanische und mineralogische Verhalten im erhärteten Zustand untersucht. Insbesondere interessierten Fragestellungen zur Langzeitstabilität sowie zu mineralogischen und chemischen Veränderungen dieser Materialien unter Angriff von Deponiesickerwasser. Die Reproduzierbarkeit der Laborergebnisse wurde anhand eines Großversuches im Feld überprüft.

1 Einleitung

In den vergangenen Jahren sind im Bereich der Umwelttechnik neue Aufgabengebiete entstanden, in denen vertikale Barrierensysteme bevorzugt eingesetzt werden. Hierzu zählt vor allem die Sicherung von Altlasten, bei der das Sicherungskonzept in der Regel aus folgenden vier Komponenten besteht:

- Minimierung des Sickerwasseranfalls im Abstrombereich (vertikale Barriere)
- Reduzierung des Wasseranfalls im Anstrombereich (vertikale Barriere und/oder Fassung)
- Absenkung des Wasserspiegels innerhalb der Einkapselung
- Verringerung des Wasseranfalls infolge von Niederschlägen (Oberflächenabdichtung)

Heute steht für die Herstellung von vertikalen Barrieren ein breites Spektrum unterschiedlicher Bauverfahren zur Verfügung. Es können drei Verfahrensgruppen (Jessberger, 1991), zu denen Dichtwände, Schmalwände und Injektionswände als typische Vertreter zählen, unterschieden werden.

Für die Sicherung einer Altlast ist es notwendig, die Anforderungen gemäß dem Stand der Technik optimal zu erfüllen. Vor allem ist hierbei eine geringe Durchlässigkeit sowohl des Barrierematerials als auch des Gezsamsystems zu fordern. Anzustreben sind kleine Diffusionskoeffizienten sowie die chemische Langzeitbeständigkeit des verwendeten Materials bei Angriff von kontaminierten Deponiesickerwasser und ein möglichst hohes Schadstoffrückhaltevermögen. Außerdem muß sich die fertige Wand unter Einfluß von z.B. Konsolidationsvorgängen und Abbindeprozessen rissfrei verformen können. Das Barrierensystem muß weiterhin auf die geologischen Randbedingungen abgestimmt werden.

Im Rahmen eines Forschungsprojektes wurde am Beispiel einer Sondermülldeponie im Kanton Aargau (Schweiz) die Sicherung dieser Altlast mit einer Zweiphasendichtwand untersucht (Hermanns, 1993).

2 Einsatz von Zweiphasen-Dichtwandmassen

2.1 Allgemeines

Obwohl das Zweiphasen-Schlitzwandverfahren im Grund- und Wasserbau seit vielen Jahren Anwendung findet, ist es als vertikales Barrierensystem in der Umwelttechnik bisher selten eingesetzt worden. Der Grund hierfür liegt vor allem am propagierten Einsatz des wirtschaftlicheren Einphasenverfahrens bei verschiedenen Einkapselungsmaßnahmen. In Deutschland wurde das Einphasenverfahren oft unabhängig vom Ziel (kurz- oder langfristige Sicherung) eingesetzt. Auch in Amerika entwickelte sich dieses Verfahren ständig weiter, der Nachteil der eingesetzten Massen wurde jedoch bald erkannt (u.a. Ryan, 1985). Neuere Untersuchungen zeigen, daß die relativ gering feststoffhaltigen Barrieremassen, vor allem bei Verwendung von aktivierten Natriumbentoniten, oft den gestellten Anforderungen im Fall einer langfristigen Altlastensicherung mit hohem chemischen Angriffsgrad nicht genügen (Heitfeld, 1989; Blinde, 1991). Auf diese Problematik wird an dieser Stelle jedoch nicht weiter eingegangen.

2.2 Anforderungen an Zweiphasen-Dichtwandmassen

Die Anforderungen an Dichtwände müssen entsprechend dem Anwendungsbereich und den gestellten Aufgaben formuliert werden. Es ist hierbei zu unterscheiden, ob es sich um eine temporäre oder um eine dauerhafte, langfristige Barriere handelt und welchen Angriffen die Wand ausgesetzt wird. Beim Einsatz von Schlitzwänden im bisher üblichen Sinne (z.B. Staudämme,

Baugruben) wird das System im Normalfall von Wasser durchströmt. Bei der Verwendung von Schlitzwänden im Deponiebau ist jedoch in der Regel mit einem Angriff von kontaminierten Deponiesickerwässern zu rechnen. Demzufolge sind die hier zu stellenden Anforderungen entsprechend zu modifizieren.

Die Stützflüssigkeit (i.a. Bentonit-Suspension) muß so dimensioniert werden, daß sowohl die innere als auch die äußere Standsicherheit während des gesamten Bauvorganges gewährleistet ist. Hierbei ist vor allem bei Arbeiten in kontaminierten Bereichen eine Vermischung und damit eine mögliche Beeinträchtigung der Viskosität und damit der Stützeigenschaften zu berücksichtigen

An das eigentliche Barrierenmaterial und an das Gesamtsystem werden zu verschiedenen Zeitpunkten unterschiedliche Anforderungen gestellt:

im frischen Zustand:

- Die Massen müssen verarbeitbar, d.h. mischbar, pumpbar, fließfähig etc. sein
- Während des "Betonievorganges" darf sich die Masse nicht entmischen
- Das Barrierenmaterial muß die Bentonitsuspension vollständig verdrängen, es darf zu keinen Einschlüssen kommen, d.h. es muß ein genügend großer Dichteunterschied zwischen den beiden Massen bestehen

im erhärtenden Zustand:

- Im Material dürfen keine Risse infolge von Konsolidationsvorgängen (z.B. Setzungen) und infolge von Abbindeprozessen (z.B. Schwinden) auftreten
- Es dürfen keine horizontalen Abrisse durch unterschiedlich schnelle Erhärtung des Materials (Gewölbewirkung) entstehen, z.B. infolge unterschiedlicher Wasserabgabe an das Erdreich

im erhärteten Zustand:

- Die Wand muß sich rissefrei verformen können
- Die Wand muß eine geringe hydraulische Durchlässigkeit und einen hohen Diffusionswiderstand gegenüber dem zu erwartenden Deponiesickerwasser aufweisen
- Die Festigkeit der verwendeten Barrierenmasse sollte ungefähr derjenigen des umgebenden Bodens entsprechen, damit sich beide Materialien bei Verformungen ähnlich verhalten
- Das Wandmaterial sollte eine hohe Adsorptionskapazität von Schadstoffen besitzen
- Das Wandmaterial muß bei Beanspruchungen mit höheren hydraulischen Gradienten erosionsstabil sein

- Volumenkonstanz auch bei Angriff von kontaminierten Sickerwässern
- Die Langzeitstabilität des gesamten Wandsystems bei Angriff von kontaminierten Deponiesickerwässern muß gewährleistet sein. Das bedeutet, daß es auch über einen langen Zeitraum zu keinem Verlust der Barrierenwirkung kommen darf (z.B. durch Vergrößerung des k-Wertes, Durchbruch der Deponiesickerwasserinhaltsstoffe durch die Wand)
- Die Fugenbereiche im Wandsystem dürfen keine Schwachstellen darstellen

Die hier aufgezeigten Anforderungen an eine Zweiphasendichtwand müssen in sogenannten Eignungsprüfungen durch Laboruntersuchungen konkretisiert und nachgewiesen werden. Durch Feldversuche (z.B. Herstellung von Versuchsschlitzten) müssen diese Untersuchungsergebnisse ergänzt sowie die Übertragbarkeit auf die Baupraxis geprüft werden.

3 Entwicklung von Zweiphasen-Dichtwandmassen

3.1 Zusammensetzung der untersuchten Dichtwandmassen

Die geologische Situation der Sondermülldeponie im Kanton Aargau läßt nach heutigem Kenntnisstand die Herstellung einer Zweiphasendichtwand nur mit einer Schlitzwandfräse zu (teilweise Festgestein, große Aushubtiefe etc.). Für die Entwicklung einer geeigneten Mischungsrezeptur standen folgende Kriterien im Vordergrund:

- Dichtwandmasse mit hohem Feststoffanteil bei geringem Porenvolumen
- Verwendung aktiver Materialien zur Steigerung der Adsorptionsfähigkeit von Schadstoffen
- Vermeidung von Inertstoffen wegen der fehlenden Adsorptionseigenschaften
- Untergeordnet: Verwendung von Schweizer Produkten

		Mischung 1	Mischung 2	Mischung 3
Opalit	[KG/m ³]	638	491	517
Sulacem	[KG/m ³]	279	368	177
Elektrofilterasche	[KG/m ³]	-	123	-
amorphe Kieselsäure	[KG/m ³]	-	-	71
Wasser	[KG/m ³]	678	654	712
	[-]	0,74	0,67	0,93
Wasser/Feststoff- gehalt	[-]	2,43	1,33	2,87
Wasser/(Zement- +Füller)				
Wassergehalt w	[%]	70	60	91
Feuchtdichte ρ	[g/cm ³]	1,60	1,65	1,52
Trockendichte ρ_d	[g/cm ³]	0,95	1,03	0,80
Porenanteil n	[%]	66	62	72

Tabelle 1: Rezepturen und Materialkennwerte der untersuchten Dichtwandmassen

Im Labor des Instituts für Geotechnik der ETH Zürich wurden, nach einer Vielzahl von Rezepturen u.a. auch mit Natrium- und mit Calciumbentoniten, drei Mischungen, die aus gemahlenem Opalinuston ("Opalit"), Portlandzement ("Sulfacem") sowie verschiedenen Füllern und Wasser bestanden, untersucht (Tabelle 1).

3.2 Ergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen und Beurteilung

Im nachfolgenden werden die Ergebnisse der Mischungen 1 und 2 dargestellt, da hier die Auswirkungen des Einsatzes eines Füllers am deutlichsten sind. Die Mischungen wurden im Labormaßstab hergestellt, für spätere Untersuchungen in zylindrische Probekörper abgefüllt ($d/h \approx 10 \text{ cm}/12 \text{ cm}$) und bei ca. 18 ° C unter Wasser gelagert.

An 28 Tage alten Probekörpern jeder Mischung wurden Durchlässigkeitsversuche durchgeführt. Die Proben wurden hierzu in Triaxialzellen eingebaut. Als Prüfflüssigkeiten kamen Zürcher Leitungswasser und ein synthetisches Sickerwasser zur Anwendung. Das synthetische Sickerwasser (Sickerwasser SMDK genannt) wurde in Anlehnung an die chemischen Analysen des "echten" Deponiesickerwassers zusammengestellt (Tabelle 2). Die hydraulischen Gradienten lagen zwischen

$i = 30$ und $i = 100$. Das austretende Sickerwasser wurde aufgefangen und der Durchlässigkeitsbeiwert k nach Darcy berechnet. Die Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche sind im Bild 1 in Abhängigkeit vom Probenalter dargestellt.

Parameter	Konzentration [mg/l]
Chlorid	10000
Sulfat	1500
Ammonium	500
Calcium	350
Natrium	3500
Kalium	2000
Mangan	300
pH-Wert	ca. 7 [-]
elektrische Leitfähigkeit	30000 [mS/cm]

Tabelle 2: Zusammensetzung des verwendeten synthetischen Sickerwassers

Die Mischung 1 ohne Füller weist bei beiden verwendeten Prüfflüssigkeiten mit Werten zwischen $k = 1 \cdot 10^{-9}$ und $k = 8 \cdot 10^{-10}$ m/s vergleichsweise "hohe" Durchlässigkeiten auf. Die Zunahme des Probenalters bewirkt nur eine geringe Abnahme des k -Wertes.

Die Mischung 2 mit Elektrofilterasche als Füller zeigt eine starke Abnahme des k -Wertes mit dem Probenalter im Bereich von weniger als $1 \cdot 10^{-12}$ m/s. Bei diesen Größenordnungen wird als Transportmechanismus hauptsächlich die Diffusion von Bedeutung sein. Die mit dem synthetischen Sickerwasser beaufschlagte Probe nimmt in der Durchlässigkeit noch schneller ab als die mit dem Leitungswasser beaufschlagte Probe.

Das aufgefangene Perkolat wurde, soweit ausreichende Mengen zur Verfügung standen, chemisch analysiert. Da die austretenden Wassermengen bei der Mischung 2 sehr gering waren, konnten keine chemischen Analysen durchgeführt werden. Es war jedoch von Interesse zu untersuchen, was bei einer eventuellen Durchströmung geschieht. Aus diesem Grund wurde - durch Erhöhung des Wasseranteiles der Mischung - der k -Wert künstlich um etwa zwei Zehnerpotenzen erhöht. Der mineralogische Abbindeprozess wurde hierdurch nicht verändert. Das nun aufgefangene Sickerwasser wurde analysiert.

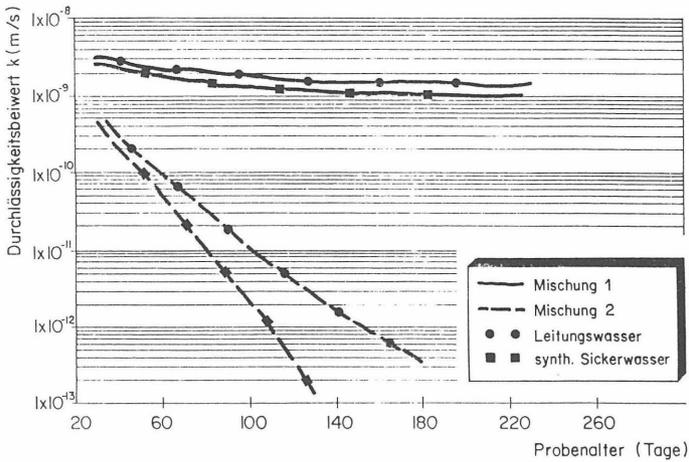


Bild 1: Ergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen der Mischung 1 und 2

Für die Funktionsfähigkeit eines Barrierenmaterials ist u.a. die Ausspülungsrate an Calcium von Bedeutung. In der Literatur (Strobl, 1982) wird bei einer Ausspülung von über 30 % aus einer Probe auf die Gefahr eines Versagens hingewiesen. Aus diesem Grund wird an dieser Stelle kurz auf die im Perkolat gemessenen Konzentrationen an Calciumionen in Abhängigkeit von der Zeit eingegangen, die im Bild 2 dargestellt sind.

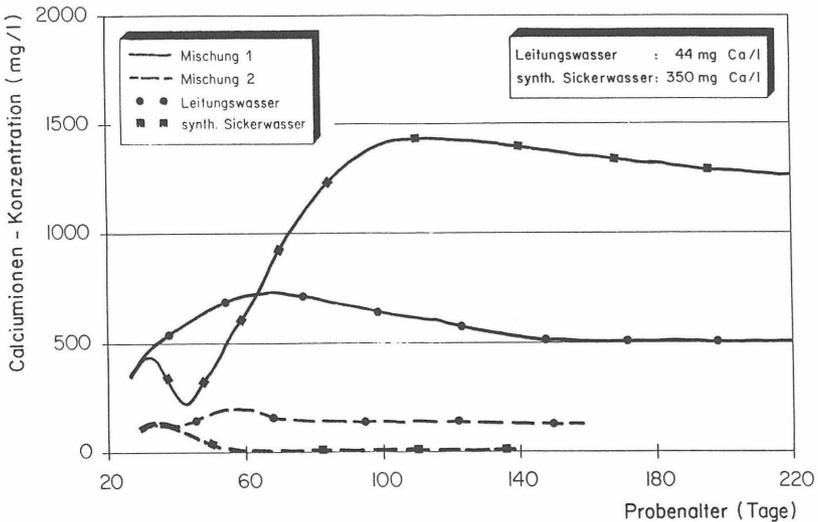


Bild 2: Calciumionen-Konzentration im aufgefängenen Perkolat, Mischung 1 und 2

Die Calciumionenkonzentrationen sowohl bei den mit Wasser durchströmten Proben als auch bei den mit dem synthetischen Sickerwasser durchströmten Proben der Mischung 1 lagen über der Ausgangskonzentration der jeweiligen Prüfliquidität (Ausgangskonzentration im Wasser ca. 40 mg/l, Ausgangskonzentration im synthetischen Sickerwasser ca. 350 mg/l). Aus den Proben wurde demzufolge Calcium ausgespült. Rechnerisch ergeben sich damit bis zum Ende der Versuchszeit von insgesamt 380 Tagen Ausspülungsraten von 3,5 bis 3,8% vom Ausgangscalciumgehalt der Proben (Porenvolumen 12 - 15-fach ausgetauscht). Wenn dieser Prozeß weiter anhält, kann es auf Dauer zu einer Verschlechterung oder zu einem Versagen der Barrierenwirkung dieser Masse kommen. Allerdings wird in der Natur der hydraulische Gradient wesentlich kleiner sein als bei der Versuchsdurchführung im Labor, so daß der Austrag von Calcium deutlich langsamer stattfinden wird.

Die Analysen der aufgefangenen Sickerwässer der Dichtwandmasse 2 zeigen, daß, sollte es tatsächlich zu einer Durchströmung des Materials mit Sickerwasser kommen, keine Ausspülung an Calcium aus dem Probenmaterial festzustellen ist. Es wird offensichtlich sogar das im Sickerwasser vorhandene Calcium (Ausgangskonzentration 350 mg/l, Porenvolumen 6-fach ausgetauscht) zurückgehalten.

3.3 Erosionsverhalten

Ein weiteres Kriterium für die Beurteilung der Lebensdauer einer Dichtwand ist das Erosionsverhalten. Unter Erosion wird die Umlagerung und der Transport von Teilen eines Stoffes durch eine Strömung verstanden. Voraussetzung für die Durchströmung einer Schlitzwand ist ein hydraulisches Gefälle zwischen den beiden Flächen der Wand. Werden bei diesem Strömungsvorgang Feinanteile ausgespült, so bezeichnet man diesen Vorgang als innere Erosion. Diese kann in eine mechanische und in eine chemische Erosion unterteilt werden. Die Folgen des Erosionsvorganges sind die Vergrößerung des Porenraumes und damit erhöhte Durchlässigkeiten.

Bei der Kontakterosion handelt es sich um ein Grenzflächenproblem. Es muß vermieden werden, daß bei einer Durchströmung der Wand feinkörnige Barrierenpartikel in das angrenzende Bodenmaterial mitgerissen werden. Düllmann & Heitfeld (1982) stellten für Schlitzwandmaterialien im Einphasenverfahren Bemessungsdiagramme auf, aus denen in Abhängigkeit der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit q_u , dem hydraulischen Gradienten i und der Körnung des anstehenden Bodens d_{10} die Sicherheit gegenüber Kontakterosion abgelesen werden kann. Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Barrierenmaterialien wiesen bereits im Probenalter von 7 Tagen Druckfestigkeiten über 280 kN/m^2 auf, ältere Proben lagen weit darüber. Damit fallen die Massen aus dem als nicht erosions sicher bezeichneten Bereich heraus.

Sind bei einer Durchströmung keine vorgezeichneten Bahnen vorhanden, so erfolgt die Wasserbewegung im nutzbaren Porenraum. Hierbei kommt es zu chemischen Wechselwirkungen, der chemischen Erosion, zwischen dem Barrierenmaterial und dem durchströmenden Medium. Ein Teil des bei der Zementhydratation freigesetzten Calciumhydroxides ("freier Kalk") kann dabei in Lösung gehen und ausgespült werden. Steht kein freies Calciumhydroxid mehr zur Verfügung, zerfällt bereits gebildetes Calciumsilikathydrat aus dem Zementstein in Calciumhydroxid und in Kieselsäure, der pH-Wert fällt unter 9 ab. Dies kann zu einer Vergrößerung der Poren und damit zu einer Vergrößerung der Durchlässigkeit sowie zum Verlust der Festigkeit des Gefüges führen.

Strobl (1982) fordert aufgrund langfristiger Untersuchungen an Einphasen-Dichtwandmassen, den Ausspülfaktor A an Calciumionen auf 30% zu begrenzen. Dieser Faktor gibt das Verhältnis von ausgespültem Calciumionen zu dem ursprünglich in der Probe vorhandenen Calciumgehalt an. Andernfalls muß mit einem Versagen der Probe (z. B. Verlust der Festigkeit) gerechnet werden. Die Untersuchungen wurden jedoch ausschließlich mit nicht-betonaggressiven Wässern durchgeführt.

Aus der Betontechnologie ist bekannt, daß der Anteil an freiem Calciumhydroxid im Beton etwa 20% des Zementgehaltes beträgt. Nach Ausspülung dieser Menge wird der Zementstein angegriffen.

Für die Beurteilung der Sicherheit gegenüber chemischer Erosion wurden die Ergebnisse der Durchströmungsversuche herangezogen. Die Ausspülraten A an Calciumionen (Tabelle 2) wurden sowohl auf den Gesamtcalciumgehalt der Proben (nach Strobl) als auch auf den Anteil an freiem Calciumhydroxid (Betontechnologie) bezogen.

Mischung	Prüfflüssigkeit	Ca-Austrag im Perkolat aus Probe Ca _Q [g]	Ca-Gehalt in Probe, Ca _{ges} [g]	Ausspülrates A Ca _Q /Ca _{ges} [%]	Ca-Gehalt im Freikalk vom Zement Ca _Z [g]	Ausspülrates A
M1	Wasser	4,03	117,20	3,7	44,80	9,0
	Sickerwasser	11,60	123,40	9,4	47,20	24,6
M2	Wasser	0,34	119,57	0,3	48,60	0,7
	Sickerwasser	0	117,07	0	47,60	0
	Grenzwert			A max < 30%		A max < 100%

Tabelle 2: Calcium-Ausspülraten zur Beurteilung der chemischen Erosion im Untersuchungszeitraum

Innere mechanische bzw. Fugenerosion tritt überwiegend bei bereits vorgezeichneten Bahnen (Fugen) auf, da hier die größten Strömungsgeschwindigkeiten herrschen. Infolge dieser Strömung können feinkörnige Partikel aus dem Barrierenmaterial herausgelöst werden, die mit zunehmender

Durchströmungsdauer eine Vergrößerung der Porenkanäle bewirken. Zur Überprüfung der mechanischen Erosionsbeständigkeit von Barrierenmassen wird häufig ein in den USA 1973 entwickeltes Gerät - das sogenannte Pinhole-Testgerät - eingesetzt (Sherard, 1976). Bei dieser Prüfmethode wird durch die zu untersuchende Probe ein Loch von ca. 1 mm Durchmesser gestoßen. Durch dieses Loch läßt man Wasser bei verschiedenen Druckhöhen strömen. Erhöht sich bei gleichbleibender Druckhöhe die Durchflußmenge des Wassers, so hat sich der ursprüngliche Kanaldurchmesser durch Erosion vergrößert. Verändert sich die Durchflußmenge bei konstantem Druck nicht, so findet keine innere Erosion statt.

Proben der beiden Mischungen wurden in Anlehnung an diesen Versuchsaufbau sowohl unter Verwendung von Leitungswasser als auch des synthetischen Sickerwassers geprüft. Das Einbauprobenalter betrug jeweils 28 Tage und 3 Monate. Durch die Prüfung der älteren Proben sollte der Einfluß der Hydratationsvorgänge auf das Erosionsverhalten beurteilt werden. Zusammenfassen ließ sich feststellen, daß sich die Durchflußmenge bei sämtlichen Proben unter konstantem Druck verringerte, d. h. die Massen erosionsstabil sind.

3.4 Porengrößen

Die Durchlässigkeit eines Materials ist vor allem von der Porosität und dem Porengefüge des durchströmten Stoffes abhängig. Man unterscheidet im Zusammenhang mit zementgebundenen Materialien im allgemeinen Luft-, Kapillar- und Gelporen. Über die Abgrenzung der Größen besteht keine einheitliche Auffassung. Reinhardt (1985) nahm nach Auswertung der Literatur die Radien der Kapillarporen zwischen 5 und 5000 nm und die Radien der Gelporen unter 5 nm an. Richards & Locher (1965) bezeichnen Poren mit Radien zwischen 0,5 und 50 nm als Gelporen. Kapillarporen entstehen durch überschüssiges Wasser, das nicht bzw. noch nicht, an der Hydratation teilgenommen hat und auch nicht physikalisch an den Gelporen gebunden ist. Kapillarporen werden auch dadurch verursacht, daß das chemisch gebundene Wasser weniger Raum einnimmt als das freie Wasser. Ein Zementstein mit einem Wasser/Zement-Wert von 0,4 besitzt nach vollständiger Hydratation nur noch Gelporen. Kapillarporen können hier nur noch infolge chemischen Schwindens entstehen. In der Praxis liegt der W/Z-Wert jedoch meistens höher und eine vollständige Hydratation wird normalerweise nicht erreicht. Es muß also mit zusätzlichen Kapillarporen gerechnet werden. Der Kapillarporenanteil steigt mit zunehmendem Wasser/Zement-Wert.

Gelporen sind mit Porenwasser gefüllte kleine Zwischenräume zwischen den Hydratationsprodukten. Das Wasser in den Gelporen ist nicht chemisch an die Hydratationsprodukte gebunden, muß aber bei deren Entstehung vorhanden sein (Fehlhaber & Reinhardt, 1991). Es haftet durch große Kräfte an den Partikeln und steht für einen Flüssigkeitstransport nicht zur Verfügung.

Der eigentliche Stofftransport infolge von Konvektion in porösen Medien findet nur im sogenannten "effektiven" Porenraum statt, der ausschließlich aus Kapillarporen besteht. Außerdem müssen die Poren so untereinander vernetzt sein, daß sie Porenkanäle bilden, die von einer Seite der Wand bis zur anderen reichen. Blasenartig isolierte und sackartig geöffnete Poren haben keinen Einfluß auf die Permeabilität.

Mit einer Verkleinerung der "effektiven" Porengrößen nimmt die Durchlässigkeit ab. Die Sickergeschwindigkeit v_s gibt die mittlere Strömungsgeschwindigkeit im Porenraum an. Für eine laminare Strömung durch eine zylindrische Röhre mit dem Querschnitt $2r$ und der Länge l gilt für diese Sickerströmung nach dem Poisseuille'schen Gesetz :

$$v_s = r^2/8\eta \cdot \rho \cdot g \cdot \Delta h/l \text{ [m/s]}$$

- mit
- η = dynamische Viskosität der Prüfflüssigkeit
 - ρ = Dichte der Prüfflüssigkeit
 - g = Erdbeschleunigung
 - $\Delta h/l$ = hydraulisches Gefälle

Die Sickergeschwindigkeit ist demnach proportional zum Quadrat der Porenradien. Verschiedene Untersuchungen (z.B. Friedrich, 1989) haben gezeigt, daß bei Transportvorgängen infolge von Diffusion auch der Gelporenraum, damit also der gesamte Porenraum, zur Verfügung steht. Bei Verkleinerung der Porenradien nimmt die Diffusionsgeschwindigkeit ab (Schiessl, 1991). In der vorliegenden Arbeit sollte überprüft werden, inwieweit die gemessenen Durchlässigkeiten in Zusammenhang mit den Porengrößen stehen. Die Bestimmung der Porengrößen erfolgte mit einem Quecksilberdruckporosimeter, bei dem Porenradien im Bereich weniger Millimeter (Makroporen) bis zu 20μ (= 2nm, Mikroporen) gemessen werden können.

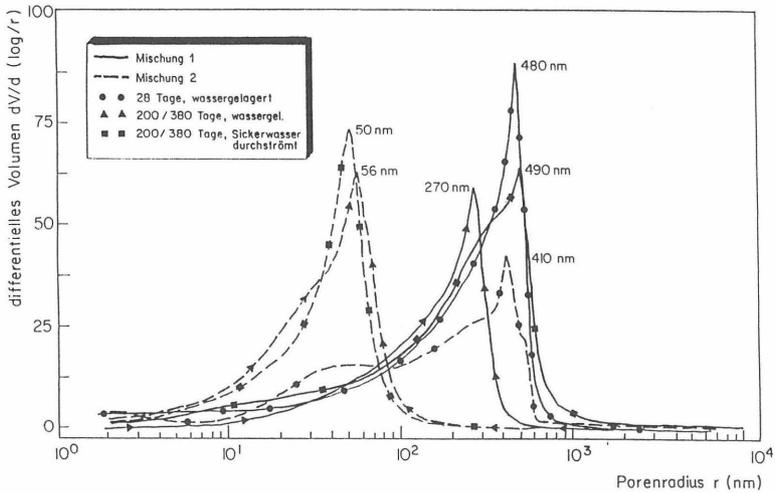


Bild 3: Porengrößenverteilung unterschiedlicher Proben, Mischung 1 und 2

Einige Ergebnisse der Porengrößenbestimmungen sind im Bild 3 dargestellt. Die Hauptporenradien r von 28 Tage alten, wassergelagerten Proben lagen bei der Mischung 2 bei 410 nm, bei der Mischung 1 bei 480 nm. Nach Beendigung der Durchlässigkeitsversuche mit dem synthetischen Sickerwasser wurde die Hauptporengröße bei der Mischung 2 mit 50 nm (Probenalter 200 Tage), bei der Mischung 1 mit 490 nm (Probenalter 380 Tage) bestimmt. Jeweils gleichalte, wassergelagerte Proben zeigten bei der Mischung 1 kleinere Porenradien als bei den durchströmten, bei der Mischung 2 hingegen geringfügig größere Radien.

Aus den Ergebnissen läßt sich schließen, daß der Abbindeprozeß bei der Mischung 2 trotz der Beaufschlagung mit Wasser nicht behindert wird, bei der Mischung 1 hingegen fast vollständig unterbrochen wird und es zu keiner deutlichen Verkleinerung der Poren kommt. Die Ergebnisse der Messungen bei der Masse 2 belegen die o.g. Theorien, daß bei Poren im Bereich von 50 nm nahezu keine Konvektionsvorgänge mehr stattfindet. Diese Resultate stehen im guten Einklang mit den beobachteten Entwicklungen des Durchlässigkeitsverhaltens.

Abschließend wurden von den untersuchten Proben rasterelektronenmikroskopische Aufnahmen (REM) gemacht. Die hierbei sichtbaren Strukturen stehen in guter Korrelation zu den bisherigen Versuchsergebnissen. So zeigt z.B. die Aufnahme einer sickerwasserdurchströmten Probe der Mischung 1 (Bild 4) im Alter von 380 Tagen eine ähnliche poröse Struktur wie eine wasserdurchströmte Probe. Die Aufnahme einer 200 Tage alten, sickerwasserbeaufschlagten Probe der Mischung 2 (Bild 5) hingegen läßt einen deutlichen Niederschlag (Kalkablagerungen) erkennen. Die netzartige Struktur wie bei gleichalten, wasserdurchströmten Proben ist nicht mehr vorhanden.

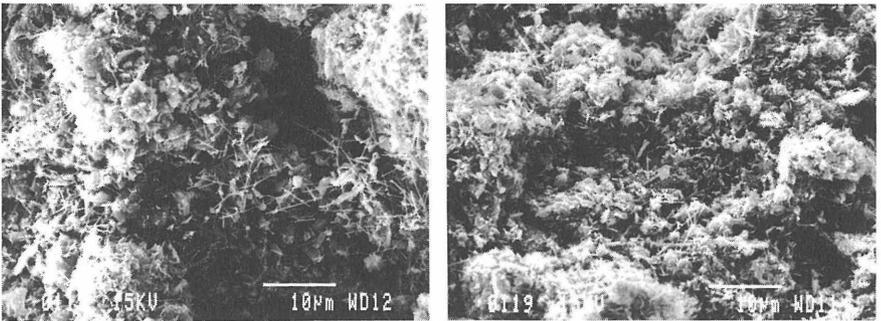


Bild 4: REM-Aufnahme einer 380 Tage alten Probe, Mischung 1,
links: wasserdurchströmt, rechts: sickewasserdurchströmt

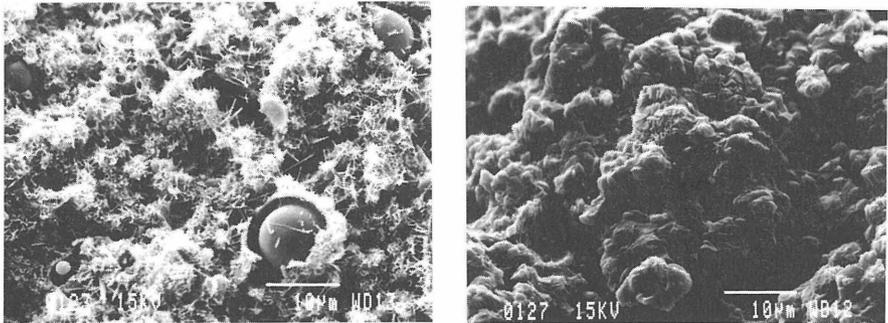


Bild 5: REM-Aufnahme einer 200 Tage alten Probe, Mischung 2

links: wasserdurchströmt, rechts: sickerwasserdurchströmt

3.5 Diffusionsverhalten

Da die gemessenen Durchlässigkeiten der untersuchten Dichtwandmassen teilweise gegen unendlich klein tendieren, tatsächlich vorhandene hydraulische Gradienten in situ nur gering sein dürften, kommt als Transportprozeß eher eine Diffusion als eine Konvektion zum Tragen. Aus diesem Grund wurden Diffusionskoeffizienten verschiedener Testsubstanzen an den Barrieremassen bestimmt. Als Prüfflüssigkeiten kamen eine Natriumchlorid-, Zinkchlorid- sowie eine 1%-ige Chlorphenollösung zum Einsatz.

Aufgrund des gewählten Versuchsaufbaus konnte die Auswertung mit dem 1. Fick'schen Gesetz erfolgen, durch das eine stationäre Diffusion beschrieben wird:

$$I_s = D_s \cdot i_s \cdot A_s$$

mit I_s = Durchflußmenge, D_s = Diffusionskoeffizient, i_s = Gradient und A_s = Fläche.

Es zeigte sich, daß die kleinsten Diffusionskoeffizienten mit ca. $D_s \approx 1 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ bei der Verwendung von Zinkchlorid auftraten. Dies ist auf eine Umwandlung in Zinkkarbonat, das nahezu unlöslich ist, infolge des alkalischen Millieus zurückzuführen. Chlorid diffundiert am schnellsten durch die Barrieremassen, mit $D_s \approx 3 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ bei der Mischung 1 schneller als bei Mischung 2 ($D_s \approx 9 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$). Mit $D_s \approx 3 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ erfolgte die Diffusion von Chlorphenol in den geprüften Materialien nahezu gleichschnell.

Diffusion kann sowohl in Richtung als auch entgegen eines hydraulischen Gradienten stattfinden (Gray & Weber, 1989). Dieses Verhalten wird im wesentlichen darauf zurückgeführt, daß das Haftwasser (Gelporen) der Barrierenmaterialien am diffusionsbedingten Transport teilnimmt, für konvektiv bedingten Transport jedoch nicht zur Verfügung steht.

Konservative Rechenansätze ergeben bei einer Wanddicke von $d = 80$ cm, einem hydraulischen Gradienten $i = 1$, einer Wandfläche von $A = 1$ m² sowie einem k -Wert von $1 \cdot 10^{-12}$ m/s eine Lebensdauer z.B. für die Mischung 2 von mehreren hundert Jahren. Ein Verlust der Funktionstüchtigkeit infolge konvektiver Transportprozesse ist nicht zu erwarten. Unter Verlust der Lebensdauer wird hier die Zeit verstanden, in der es zu einem vollen Konzentrationsdurchbruch eines Schadstoffes durch die Wand kommt.

4 Versuchsschlitzwand

4.1 Ziel

Die Zusammensetzung der möglichen Zweiphasenmasse für eine vertikale Barriere im Fall der Sicherung der Sondermülldeponie Kölliken unterscheidet sich von denen der bisher im Tief- und Wasserbau üblichen Mischungszusammensetzungen hauptsächlich in zweierlei Hinsicht: Einerseits enthält sie anstatt der bisher üblichen Inertstoffe, z.B. kiesig-sandige Zuschlagstoffe o.ä., überwiegend oberflächenaktives Material. Andererseits liegen die Dichten der frischen Suspensionen mit Werten zwischen 1,48 bis 1,63 g/cm³ deutlich unter den Dichten der bisher im Zweiphasenverfahren eingesetzten Betone ($\rho_{\text{p}} \text{ 2,2 - 2,5 g/cm}^3$).

Der baupraktische Einsatz der im Labormaßstab untersuchten Massen sollte anhand einer Versuchswand im Feldmaßstab 1:1 getestet werden hinsichtlich:

- Verarbeitbarkeit der frischen Masse und Verdrängungsvermögen der Stützflüssigkeit
- Abbindeverhalten (Rissebildung, Durchlässigkeits- und Druckfestigkeitsverhalten)
- Fugenausbildung

Für den Großversuch wurden die Mischungen 2 und 3 (siehe Tabelle 1) ausgewählt, da sie vor allem hinsichtlich des Durchlässigkeitsverhaltens und des Retentionsvermögens gute Ergebnisse gezeigt hatten.

4.2 Vorversuche zum Feldversuch

Da mit der Realisierung der Versuchswand während der Wintermonate zu rechnen war, wurden vorgängig im Labor zusätzliche Untersuchungen bezüglich des Abbindeverhaltens bei niedrigen

Temperaturen der beiden Mischungen durchgeführt. Hierbei interessierte vor allem die Festigkeitsentwicklung im frühen Stadium (Standfestigkeit der Primärlamellen beim Anschneiden).

Die Barrierenmischungen wurden im Labor mit +20°C und mit +3°C warmen Anmachwasser hergestellt und anschließend jeweils in gleichwarmem Wasser gelagert. Die ersten einaxialen Zylinderdruckversuche konnten bei der Mischung 2 (+20°C) nach 7 Stunden und bei der Mischung 3 (+20°C) nach 5 Stunden durchgeführt werden. An den 0 bis +3°C gelagerten Proben konnten bei beiden Massen erst nach 24 Stunden erste Druckfestigkeitsprüfungen vorgenommen werden. Die Entwicklung der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit q_u ist in Abhängigkeit von der Lagerungstemperatur und vom Probenalter im Bild 6 dargestellt. Es zeigte sich, daß die Lagerungstemperatur einen großen Einfluß auf das Abbindeverhalten der Barrierenmassen hat.

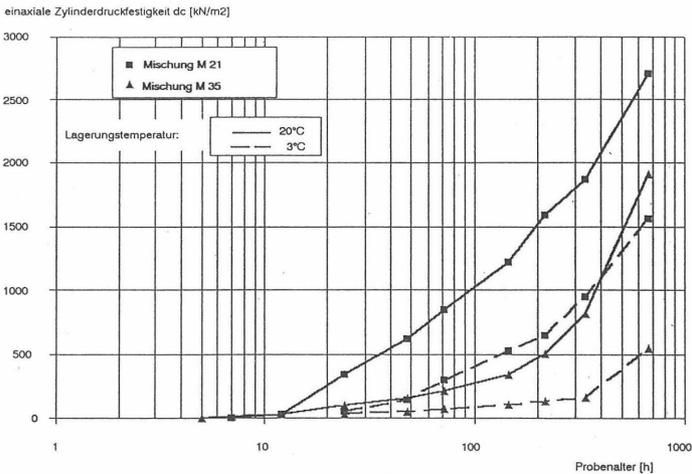


Bild 6: Entwicklung der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit q_u in Abhängigkeit von der Lagerungstemperatur und vom Probenalter

4.3 Herstellung der Versuchsschlitzwand und Meßergebnisse

Die Versuchsschlitzwand wurde als Kasten mit vier Elementen ($d = 0,80$ m) bis auf eine Tiefe von 15 m unter Geländeoberkante konzipiert und ausgeführt. Bei einer Öffnungsweite des

Schlitzwandgreifers von 3,20 m und einem Überschneidungsmaß von 40 cm betrug die äußere Seitenlänge des Kastens 6,00 m. Es wurden zwei Lamellen mit der Barrierenmasse 2 und zwei Lamellen mit der Barrierenmasse 3 hergestellt.

Der Versuchskasten wurde im Januar 1992 erstellt. Die Temperaturen während der Schlitzwandarbeiten lagen mit bis zu -10°C sehr ungünstig. Das Anmachwasser wurde nicht geheizt. Die Elemente wurden ohne Verwendung von Abschalrohren erstellt. Vor dem Verfüllen wurde die Bentonit-Stützsuspension entsandet, damit der Dichteunterschied zum Verfüllmaterial möglichst groß war und ein vollständiger Austausch erzielt werden konnte.

Während der Herstellung der Barrierenmassen wurden laufend Proben direkt aus dem Mischer entnommen und ihre Dichte mit der Spüluingswaage bestimmt. Aus unterschiedlichen Mischerchargen wurde die frische Suspension für spätere Untersuchungen in Probezylinder abgefüllt und unter Wasser gelagert (ca. $+10^{\circ}\text{C}$).

Von jeder Lamelle wurde aus der Anzahl der Mischerchargen der eingebauten Barrierenmassen das Volumen berechnet. Der Wert V_{Einbau} wurde mit dem theoretisch ermittelten Lamellenvolumen V_{Lamelle} verglichen. Der Quotient $VG = V_{\text{Einbau}}/V_{\text{Lamelle}}$ wird als Verfüllungsgrad bezeichnet. Für $VG \geq 1$ gilt, daß die Stützflüssigkeit theoretisch komplett durch das eigentliche Verfüllmaterial ersetzt worden ist. Mit $VG \approx 1,07$ war das Ergebnis für die Mischung 2 zufriedenstellend. Der Verfüllungsgrad für die Dichtwandmasse 3 war mit $VG < 1$ zu gering; der Austausch lag unter 90%. Grund hierfür ist wahrscheinlich die geringe Dichte der Barrierenmasse mit nur $1,48 \text{ g/cm}^3$.

Die Ergebnisse an erhärteten Mischerproben zeigten, daß die Mischerchargen untereinander sehr homogen waren. Die Materialkennwerte hinsichtlich Dichte, Wassergehalt und Porenanteil entsprachen den im Labor festgestellten Werten. Auffallend waren jedoch die an den Feldproben gemessenen Druckfestigkeiten. Hier lagen die Werte an 28 Tage alten Proben für beide Mischungen deutlich unter den Laborwerten. Erst im Probenalter von 56 Tagen erreichten die Mischerproben aus dem Feld die gleichen Größenordnungen wie die 28 Tage alten Laborproben. Dies weist auf eine eindeutig langsamer stattfindende Erhärtung hin. Da bei beiden Barrierenmassen die gleiche Verzögerung von rund vier Wochen festzustellen war, kann davon ausgegangen werden, daß die Ursache hierfür an den niedrigen Temperaturen auf der Baustelle während der Lagerung liegt. Die in den Vorversuchen bei Temperaturen von $+3^{\circ}\text{C}$ gelagerten Proben gemessenen Druckfestigkeiten lagen in denselben Größenordnungen.

Die Ergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen zeigten ebenfalls, daß die Hydratation der Mischerproben langsamer ablief als an Laborproben. Die Abnahme des k-Wertes der Mischung 2 verlief mit zunehmendem Probenalter im gleichen Maß wie die leitungswasserdurchströmten Laborproben, jedoch um eine Zehnerpotenz höher. Auch hier ist die Verschiebung des

Hydratationsprozesses um etwa vier Wochen festzustellen. Ein ähnliches Bild ergab sich bei der Betrachtung der Ergebnisse an Proben der Mischung 3. Die durchschnittlich ebenfalls um eine Zehnerpotenz höhere Durchlässigkeit der Baustellenproben belegen diese Aussage.

Aus der erhärteten Wand wurden mehrere Bohrkerne entnommen. Neben der Dichte und der Druckfestigkeit wurden, wenn es die Qualität der Kerne zuließ, Durchlässigkeiten bestimmt. Es zeigte sich, daß im oberen Bereich von 0 bis 2 m sowohl die Dichten als auch die Druckfestigkeiten weit unter den Laborwerten lagen. Dies ist einerseits mit Frosteinwirkungen (maximal jedoch bis nur bis in Tiefen von 1 m) zu begründen, andererseits eine Folge von Mischungseffekten mit der Stützsuspension. Im Anschluß fiel ein Bereich bis etwa 5 bis 6 m unter Gelände auf, beim dem die Dichte mit $\rho \leq 1,61 \text{ g/cm}^3$ ebenfalls unter der rechnerischen Dichte lag. Die Druckfestigkeiten mit durchschnittlich 2600 kN/m^2 entsprachen durchaus den Erwartungen. Die ermittelten Durchlässigkeiten lagen bei gleichen Versuchszeiten mit rund zwei Zehnerpotenzen über den Laborwerten. Der erbohrte Bereich von 6 bis 13 m zeigte hinsichtlich der gemessenen Dichten mit durchschnittlich $\rho = 1,64 \text{ g/cm}^3$ eine homogene Masse auf. Die Druckfestigkeiten nahmen mit der Tiefe zu, die Durchlässigkeitsbeiwerte ab. Die k-Werte lagen in dieser Tiefe rund eine Zehnerpotenz höher als die an Laborproben ermittelten Werte. Diese Größenordnung wird auch in der Literatur als realistisch angegeben.

Eine genaue Klärung der Ursache für die relativ ungünstigen Werte im Bereich der Wand bis ca. 6 m ist zu diesem Zeitpunkt nicht möglich. Nachgewiesen wurde jedoch, daß sich das Barrierenmaterial 2 hinsichtlich des Abbindeverhaltens ähnlich wie die Labormischung verhält (Porengrößen, Druckfestigkeiten). Die im oberen Bereich gemessenen vergleichsweise hohen Durchlässigkeiten sind wahrscheinlich auf die festgestellten Risse im Material zurückzuführen. Folgende Einflüsse könnten verantwortlich sein:

- Einfluß durch den während des Erhärtens des Schlitzwandelementes weiterlaufenden Bauablauf, Erschütterungen durch Bagger- und Greiferbetrieb
- Störung der Bohrkerne durch den Bohrvorgang, aufgrund der geringen Druck- und Zugfestigkeit der Masse
- Geringere Durchlässigkeit im unteren Wandbereich durch Überlagerungsdruck oder Selbstheilungseffekte.

Die Ergebnisse an den Bohrkernen unterhalb ca. 6 m zeigten wesentlich bessere Ergebnisse als im Bereich darüber. Es sind demnach bis in eine Tiefe von etwa 6 m "Störungen" durch den Baggerbetrieb zu erwarten. Der Einfluß von Erschütterungen auf abbindenden Beton ist aus der Literatur bekannt. Nach einer in den ersten Stunden verdichtenden Wirkung (z.B. beim Rütteln von Frischbeton) wurde festgestellt, daß dieser Vorgang sich ab einem bestimmten Erstarrungsstadium negativ auf den weiteren Abbindevorgang auswirkt. Da der Abbindeprozeß der verwendeten

Barrierenmasse - verglichen mit dem von Beton - wesentlich langsamer abläuft, liegt obige Vermutung nah. Zu einer eindeutigen Abklärung bedarf es jedoch zusätzlicher Untersuchungen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorgestellten Ergebnisse zeigen, daß die Entwicklung des Durchlässigkeitsverhaltens von künstlichen Barrierenmaterialien entscheidend von ihrer Zusammensetzung, dabei im besonderen vom abbindenden Anteil der verwendeten Feststoffe, abhängt. Kommt es zu einer Durchströmung, wird, je nach Zusammensetzung der Mischung, vor allem Calcium aus dem Material ausgetragen. Es ist zu vermuten, daß diese Ausspülung langfristig gesehen zu einer Verschlechterung oder sogar zu einem Versagen der Barrierenwirkung führen kann.

Es wurde festgestellt, daß sich die Porengrößen bei Massen mit geringer Durchlässigkeit, bei denen praktisch keine Durchströmungsvorgänge mehr stattfinden, mit zunehmender Abbindezeit verkleinern. Weiterhin wird bei Kontakt mit dem verwendeten synthetischen Sickerwasser durch Anlagerung von Calcium der Porenraum dieses Materials weiter verringert.

Untersuchungen zum Diffusionsverhalten der vorgestellten Massen bei Kontakt mit verschiedenen anorganischen und organischen Prüfflüssigkeiten ergaben mit den berechneten geringen Diffusionskoeffizienten allgemein sehr günstige Resultate. Vor allem die sehr geringen Werte in Anwesenheit von Zinkionen oder bei organischen Inhaltsstoffen waren sehr zufriedenstellend.

Die hier vorgestellten Versuchsergebnisse zeigen, daß neben den mechanischen Untersuchungen von Barrierenmaterialien sowohl das chemische als auch das mineralogische Verhalten zur Beurteilung der Langzeitstabilität bei Angriff von Deponiesickerwasser unerlässlich sind.

Ein durchgeführter Großversuch im Maßstab 1:1 mit der Mischung 2, die sich in Laborversuchen als geeignetes Barrierenmaterial herausstellte, zeigte, daß die Übertragbarkeit an labormäßig hergestellten Proben auf Mischproben aus Feldversuchen möglich ist, wenn die Randbedingungen bekannt sind. Die Reproduzierbarkeit von Untersuchungsergebnissen an Kernen, die durch Bohrungen aus der erhärteten Wand gewonnen werden, auf Laborwerte ist schwierig, da die Qualität der Bohrkerne schlecht zu überprüfen und damit die Ergebnisse schwer zu bewerten sind.

Der Großversuch zeigte weiterhin, daß die verwendete Dichtwandmasse eine Dichte von $\rho = 1.50 \text{ t/m}^3$ im frischen Zustand nicht unterschreiten darf, damit eine vollständige Verdrängung der Stützsuspension gewährleistet werden kann. Gegebenenfalls muß die Stützsuspension vor der Schlitzverfüllung durch eine frische ausgetauscht werden, um damit für einen genügenden Dichteunterschied zu sorgen. Besonderer Augenmerk ist vor allem auf die Ausbildung der Fugen zu richten, da diese die Schwachstellen des gesamten Systems darstellen können.

Ein Resultat des Großversuches war weiterhin, daß einige Richtungen aufgezeigt werden konnten,

die Gegenstand weiterer Forschungsaktivitäten sein sollten. Hierzu gehört u. a. die Einwirkung von Erschütterungen z.B. der Aushubgeräte auf die noch junge Wand (Störung der Abbindeprozesse), die vor allem für die Baupraxis relevant sein kann. Die immer noch ungenügend geklärte Frage zur Qualitätssicherung bzw. Erfolgskontrolle einer Sicherungsmaßnahme (Bohrungen, Überwachungspegel etc.) spielt mit großer Wahrscheinlichkeit auch in der Zukunft noch eine große Rolle.

6 Schrifttum

Blinde, J. (1991): Modellversuche an Dichtwandmassen zur Beurteilung der Korrosionseigenschaften, des Diffusionsverhaltens und der Langzeitbeständigkeit von Einphasendichtwänden gegenüber kontaminierten Wässern, Mitteilungen zur Ingenieurgeologie und Hydrogeologie, Heft 43, RWTH Aachen

Düllmann, H. und Heitfeld, K.-H. (1982): Erosionsbeständigkeit von Dichtwänden unterschiedlicher Zusammensetzung, Vorträge der Baugrundtagung, Braunschweig, S. 317 - 336

Fehlhaber, T. und Reinhardt, H.-W. (1991): Transport organischer und anorganischer Flüssigkeiten und Gase im Beton, Teilbericht 2, Institut für Bauforschung der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen

Friedrichs, W. (1989): Ausbreitung chlorierter Kohlenwasserstoffe bei Einkapselung und Inversionsströmung, Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover, Heft 27, Eigenverlag

Heitfeld, M. (1989): Geotechnische Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von Dichtwandmassen bei hohen Beanspruchungen - Mitteilungen zur Ingenieurgeologie und Hydrogeologie RWTH Aachen, Heft 33, Aachen

Hermanns, R. (1993): Sicherung von Altlasten mit vertikalen mineralischen Barrierensystemen im Zweiphasen-Schlitzwandverfahren, ETH Zürich, Institut für Geotechnik Band 204, Verlag der Fachvereine, Zürich

Jessberger, H.L. (1991): Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Bautechnik, 68, Heft 9, S. 294 - 315

Reinhardt, H.W. (1985): Beton als Constructiemateriaal, Eigenschappen en Duurzaamheid, Delftse Universitaire Pers

Richards, W. und Locher, F.W. (1965): Ein Beitrag zur Morphologie und Wasserbindung von Calciumsilikathydraten und zum Gefüge von des Zementsteins, Zement-Kalk-Gips 18, Nr. 9, S. 449 - 459

Ryan, C.R. (1985): Slurry Cutoff Walls: Applications in the Control of Hazardous Wastes, aus: Hydraulic Barriers in Soil and Rock, ASTM Special Technical Publication 874, Philadelphia, pp. 9 - 23

Schießl, P. (1990): Wirkung von Steinkohlenflugasche in Beton, Beton 40 H. 12, S. 519 ff.

Sherard, J.L. et al. (1976): Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils, Journal of the Geotechnical Engineering Division, pp. 69 - 85

Strobl, Th. (1982): Ein Beitrag zur Erosionssicherheit von Einphasen-Dichtungswänden, Wasserwirtschaft Heft 7/8, S. 269 - 272



Spannungs - Verformungs - Verhalten feststoffreicher Dichtwandmassen

J. Kayser, W. Rodatz

Bei möglichen Bewegungen im Untergrund wird für Dichtwände gefordert, daß sich die Dichtwandmasse wie der umgebende Boden verformt. So kann eine mechanische Überbeanspruchung der Dichtwand infolge der Bodenbewegungen ausgeschlossen werden.

Innerhalb des von der Bundesanstalt für Materialprüfung koordinierten und vom BMFT geförderten Verbundforschungsvorhabens "Deponieabdichtungssysteme" wurde das Teilvorhaben "Spannungs - Verformungs - Verhalten feststoffreicher Dichtwandmassen" am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig bearbeitet.

Ziel des Forschungsvorhabens war die Erfassung des Spannungs - Verformungs - Verhaltens von feststoffreichen Dichtwandmassen mit Hilfe bodenmechanischer Untersuchungsmethoden. Diese Untersuchungsmethoden waren

- Ödometerversuche
- Direkte Scherversuche
- UU - Triaxialversuche
- Einaxiale Druckversuche

Es wurden zementgebundene Dichtwandmassen für das Einphasenverfahren als konventionelle Dichtwandmasse auf Natriumbentonit- und Calciumbentonit - Basis sowie als extrem feststoffreiche Dichtwandmasse mit Zugabe von Ton- und Gesteinsmehlen sowie von Verflüssiger geprüft. Ebenso wurde bei der Herstellung von Dichtwänden i. d. R. festzustellender Sandeintrag durch Zugabe von Quarzsand berücksichtigt.

Die Untersuchungen zeigen, daß sich Dichtwandmassen im Spannungsbereich unterhalb der Festigkeitsgrenzen wie weiches Festgestein verhalten, wobei mit zunehmendem Feststoffanteil als Gesteinsmehl oder Quarzsand der Trend zum steiferen und festeren Verhalten hin geht.

Ab einer Grenzspannung konnte bei behinderter Seitendehnung ein Aufweichen des Materials ohne dessen Zerstörung im makroskopischen Bereich festgestellt werden. Bei der Beschreibung der Festigkeit nach Mohr/Coulomb fällt auf, daß die Festigkeit von Dichtwandmassen überwiegend auf Kohäsion beruht.

Untersuchungen in unterschiedlichen Probenaltern zeigten fast vollständiges Aushydratisieren der zementgebundenen Dichtwandmassen nach ca. 8 Wochen. Zu späteren Zeitpunkten (bis 8 Monate) konnten keine signifikanten zeitabhängigen Änderungen der mechanischen Kennwerte festgestellt werden.

Untersuchungen an Materialien, die aus einer 5 Jahre alten Einphasendichtwand entnommen wurden, bestätigen die an den Laborproben festgestellten Phänomene.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß sich die untersuchten zementgebundenen Dichtwandmassen unter Last deutlich anders als Lockergesteine, insbesondere als nichtbindige Böden, verhalten. Bei geologisch oder baulich bedingten Bodenbewegungen ist daher das Risiko einer möglichen mechanischen Überbeanspruchung der Dichtwand zu prüfen.

Tonmineralogie für den Dichtungsbau

D. Zachmann

1. Erlasse, Bestimmungen, Definitionen

In verschiedenen Erlassen und Verordnungen der Länder und des Bundes zur Anlage von Deponien werden zunehmend präziser die Anforderungen an Zusammensetzung und Qualität der mineralischen Dichtungsschicht definiert. Je nach Erlaß und besonderem Zweck der Maßnahme variieren die quantitativen Anforderungen der einzelnen Komponenten des Abdichtungsmaterials. Generell müssen jedoch folgende Größen berücksichtigt werden:

- Anteil Feinstkorn ($< 2 \mu\text{m}$) größer 15 bis 20 Gew.-%)
- hiervon mehr als die Hälfte Tonminerale
- Karbonatanteil
- organische Substanz, feinverteilt

Die lapidare Aufzählung der zu untersuchenden Parameter beinhaltet eine große Zahl von analytischen Anforderungen (4), von denen nur ein Teil der chemischen und mineralogischen Untersuchungen von der DIN genauer definiert sind (5 - 8). Um so dringender wird es daher, genauere und allgemein verbindliche Methoden und Richtlinien zu entwickeln und diese durch Ringversuche zu verifizieren. Außerdem bedürfen einige der zu bestimmenden Parameter einer recht genauen Diskussion, um die erforderlichen Untersuchungen präzise anzusetzen.

Zunächst einige Definitionen:

Im allgemeinen wird in den Ingenieurwissenschaften der Anteil des Feinstkorns von Böden und Sedimenten als Tonanteil bezeichnet. Dieser Begriff führt immer wieder zu Mißverständnissen. Unter Tonanteil kann die eigentliche Tonfraktion, aber auch der Tonmineralanteil verstanden werden. Zur Vermeidung von Mißverständnissen wäre der Begriff "Feinstkorn" daher vorzuziehen. Im Feinstkorn herrschen Tonminerale zwar vor, jedoch können erhebliche Anteile an weiteren Mineralen auftreten (Karbonate, C-org.; Fe-Oxid-Hydroxid, Al-Oxid-Hydroxid; Feldspäte, Quarz; 9 - 11).

Im "Standortlerlaß" (2) wird daher präzise ein Tonmineralanteil von 10 % für natürliche oder nachgebesserte Barrieren vorgeschrieben, bzw. muß das Einbaumaterial 10 % Tonmineralanteil

führen. Hier ist also nicht mehr vom Feinstkorn bzw. von der Tonfraktion die Rede. Vielmehr wird zusätzlich der Problematik Rechnung getragen, daß auch der Schluffanteil Tonminerale führen kann (12). Somit muß die Forderung berücksichtigt werden, auch den Tonmineralanteil im Schluff zu erfassen (Abb. 1).

Hinsichtlich der Qualitätsanforderungen an einen Deponieuntergrund erleichtert die Einbeziehung des Tonmineralanteiles auch im Schluff die Lösung der Problemstellung (> 10 % Tonmineralanteil). Ursache hierfür ist der Befund, wonach die Anteile von Tonmineralen in der Schluff-Fraktion erheblich sein können. Durch die Einbeziehung des Schluffanteiles in die Qualitätsprüfung erfüllen nun einige Areale die Ansprüche zur Beschaffenheit des Untergrundes, die z.B. mit dem "Dichtungserlaß" hierfür nicht in Frage gekommen wären. Allerdings wird zu zeigen sein, daß insbesondere die Quantifizierung des Tonmineralanteiles im Schluff eine analytische Herausforderung darstellt und an diesem Punkt treten erfahrungsgemäß die größten Diskrepanzen zwischen Fremd- und Eigenüberwachung auf.

2. Tonminerale

Wie bereits mehrfach ausgeführt, unterscheidet der Geologe eine Vielzahl verschiedener Tonminerale (13 - 16). Sie sind z.T. eigenständiger Natur, z.T. resultieren die Bezeichnungen lediglich aus der Untergliederung einer Gruppe, die hinsichtlich ihrer Zusammensetzung ein weites Variationsfeld umspannt (z.B. Chlorite). Insofern sind diese Bezeichnungen von eher wissenschaftlichem Interesse. Generell lassen sich in Mitteleuropa die Tonminerale auf folgende Gruppen bzw. Bezeichnungen reduzieren (Abb. 1, Abb. 2): Illit, Kaolinit, Montmorillonit (Smektit), Chlorit, Wechsellagerungs-Tonminerale (mixed layer). Wegen ihrer Quellfähigkeit und der hohen Kationen-Austauschkapazität sind i.d.R. vor allem die Gehalte an Montmorillonit und mixed layer Tonmineralen von besonderem Interesse. Darüber hinaus sollten bei den Bestimmungen spezielle Tonminerale definiert nur dann mit angesprochen werden, wenn sie regional von größerer Bedeutung sind, wie dies z.B. beim Corrensit der Fall sein kann (Wechsellagerung Chlorit/ Montmorillonit).

3. Vorbereitung der Proben für die Korngrößenfraktionierung (17)

Die Aufbereitung der Tonminerale ist in Flußdiagramm Abb. 3 dargestellt. Obwohl das Wesentliche im Diagramm dargestellt ist, müssen einzelne Details erläutert werden, ohne welche eine nachfolgende quantitative Erfassung des Tonmineralanteiles nicht möglich ist.

Die ideale Probe wird homogen angeliefert. Eine abgewogene Teilprobe eines solchen Materials kann unmittelbar im Originalzustand der Naßsiebung unterzogen werden. Eine Parallelprobe wird nach dem Wiegen getrocknet und mit dem ermittelten Gewichtsverlust das zur Siebung verwendete Gewicht korrigiert. Vorteil der Methode ist die Beibehaltung des Originalzustandes. In wiederholten Parallelversuchen konnten wir feststellen, daß im Gegensatz zu einer vorge-trockneten Probe die Ausbeute der Tonfraktion (nicht des Tonmineralanteiles) bei direkter Aufarbeitung des bergfeuchten Materials um ca. 3 Gew.-% höher liegt.

Wirklich homogene Proben sind eher selten. Außerdem können verdeckte Inhomogenitäten auftreten. Der Homogenisierungsvorgang ist Abb. 3a zu entnehmen. Als wesentliche Details bleibt anzumerken, daß nach dem Homogenisieren die Probe nochmals zu trocknen und unter Vermeidung von Wasseraufnahme abzukühlen und abzuwiegen ist (Exsikkator). Einzelne Proben adsorbieren Feuchtigkeit mit dem Resultat der Wiederfindung von nur 94 % der Einwaage. Hierbei kann nicht von einer gleichmäßigen Wasseraufnahme aller Probenbestandteile ausgegangen werden. Vielmehr nehmen oberflächenaktive Substanzen wie Montmorillonit mehr Wasser auf als z.B. Quarz. Somit kommt es auch zu einer Verfälschung der Massenanteile in der Probe.

Um die Probe einigermaßen wieder in den natürlichen Zustand der Bergfeuchte zu bringen, wird sie vor weiteren Schritten für mindestens 2 Std. mit dem Dispergierungsmittel versetzt (0.01-molare Ammoniaklösung; pH 12). Eine erste Zerlegung von möglicherweise aggregierten Partikeln erfolgt durch Rühren, gefolgt von einer Ultraschallbehandlung (12, 15).

Offensichtlich werden durch die Ultraschallbehandlung Partikelaggregate aufgebrochen, wobei sich

- Oberflächenladungen aufbauen oder
- eine erhöhte Anlösung der Partikel erfolgt, mit dem Effekt,
daß die Dispergierungslösung eine hohe Salzlast aufweist.

Festzustellen ist jedenfalls, daß unmittelbar nach der Ultraschallbehandlung in vielen Fällen die Dispersionen zur Koagulation neigen. Die Ansätze werden daher nochmals gerührt (min. 20 Min.) und anschließend der Naßsiebung unterzogen.

Der Siebdurchgang wird in die Atterberg-Zylinder verbracht (0.01 m Ammoniak). Die T-abhängigen Standzeiten sind Tabellen zu entnehmen (z.B. 19.2 Std. bei 20°C; 18). Bei genügend Zeit wird die Atterberg-Trennung zweimal durchgeführt. Im zweiten Durchgang beträgt die weitere Ausbeute der Tonfraktion regelmäßig 6 - 8 Gew.-% des ersten Durchganges. So erhöht sich z.B. der Anteil der Tonfraktion von 20 auf 21.5 Gew.-%. Ob diese Differenz wirklich den deutlich höheren Zeitaufwand rechtfertigt, bleibt fraglich und ein nur einmaliger Atterberg-Durchgang erscheint in vielen Fällen als gerechtfertigt.

Außerdem ist in manchen Fällen lediglich die Quantifizierung des Tonmineralanteiles erforderlich. Da beim einmaligen Atterberg-Durchgang die fehlende Tonfraktion im Schluffanteil vorliegt, wird sie bei der Analytik des Schluffes miterfaßt, so daß die Fragestellung zur Erfassung des Tonmineralanteiles auch bei nur einmaligem Atterberg-Verfahren korrekt gelöst ist. Allerdings ist die Ansprache und Quantifizierung des Tonmineralanteiles aus der Tonfraktion einfacher als aus der Schluff-Fraktion.

4. Koagulation

Beim Atterberg- und dem Areometer-Verfahren stellt die Koagulation ein wesentliches Problem dar. Daher sollen hier einige theoretische Anmerkungen zum Verständnis dieses Phänomens gegeben werden.

Tonminerale besitzen auf Grund von Fehlerstellen im Gitter i.d.R. eine negative Oberflächenladung. Generell bestehen Ladungen aber auch an jeder Bruchfläche von Silikaten. Da die Partikel somit gleiche Ladungen aufweisen, stoßen sie sich in Lösungen ab.

Gleichzeitig gehen aus den Festkörpern positive Ionen in Lösung, die sich wiederum an der Oberfläche anlagern. Sind die Oberflächen bis zur Neutralisierung abgesättigt (isoelektrischer Punkt; 19 - 21), ist der erste Flockungspunkt erreicht. Dieser Punkt ist von eher theoretischem Interesse, da er nur einen sehr engen Konzentrationsbereich der gelösten Gegenionen betrifft (Abb. 4; Oberflächenladung).

Bei weiterer Zufuhr von Kationen in die Lösung laden sich die Oberflächen positiv auf, und es kommt zur erneuten Abstoßung. Allerdings hängt die Dicke der abstoßenden Schicht von der Konzentration und der Ladung der Oberflächenionen ab. Die Dicke der abstoßenden Schicht nimmt mit zunehmender Konzentration der Ionen ab (19). Bei Annäherung der Partikel werden Van der Waals Kräfte wirksam (induzierter Schwingungsdipol) und der zweite Flockungspunkt ist erreicht. Z.B. liefern Salztone eine hohe Ionenkonzentration in die Lösung und diese Tone neigen während der Schlämmanalyse zur Ausfällung.

Vor allem die Zufuhr von höher geladenen Ionen, wie z.B. Ca, führt zur Koagulation (Abb. 5). Aus diesem Grund wird von einigen Autoren die Entkarbonatisierung der Proben vor der Schlämmung vorgeschlagen. Trotz z.T. hoher Kalkgehalte führte dies bei unseren Schlämmsversuchen nie zu Problemen und eine Entkarbonatisierung scheint daher nicht erforderlich zu sein.

Bei Ammoniak als Dispergierungsmittel wird ein pH von ca. 12 eingestellt. Ammoniak ist ein geeignetes Dispergierungsmittel, weil sein hoher pH die Lösung von Kalk (aber auch anderer Bestandteile) und somit die Zufuhr von Ca in die Lösung verhindert.

Kritisch sind allerdings Gehalte von Gips. Die leichte Löslichkeit führt zu sehr hohen Ca-Lasten und zur Ausflockung. Hier setzt die Wirkung von Na-Pyrophosphat als Dispergierungsmittel ein (0,5 g/ 100 ml). Seine Funktion ist völlig anders als diejenige von Ammoniak und läßt sich chemisch wie folgt formulieren:



Apatit ist extrem wenig löslich. Bei Zusatz von Na-Pyrophosphat werden also die aus der Gipsauflösung kommenden Ca-Ionen als Apatit gebunden und somit der Suspension entzogen. Die Verminderung der Salzllast (bzw. Ionenstärke) der Lösung verhindert die Koagulation.

Allgemein wird Na-Pyrophosphat als das "stärkere" Dispergierungsmittel angegeben, wobei zu beachten bleibt, daß die Bildung von Ca-Phosphaten zur Verfälschung der Korngrößenverteilung führen kann. Der Anteil der Feinstkorn-Fraktion wird erhöht.

Auf Grund sehr hoher Anteile löslicher Komponenten koagulieren trotz des Einsatzes von Na-Pyrophosphat viele Salz- und Sulfattonne. Solche Proben müssen mehrfach "abgesalzen" werden (abziehen und ersetzen der Lösung über dem ausgefallenen Material). Diesem Vorgehen vergleichbar ist die Verwendung geringerer Probenmengen bei gleichbleibenden Lösungsquanten.

Schließlich wird die Suspension vom Schluff getrennt und beide Fraktionen je nach Labor durch Filtern oder Zentrifugieren quantitativ gewonnen. Oft bleibt beim Zentrifugieren eine nicht absetzbare Trübe, die durch Ansäuern ausgefällt und filtriert werden kann.

5. Bestimmung des Tonmineralanteiles in Schluff- und Tonfraktion

5.1 Tonfraktion

Folgende Verfahren sind hierzu erforderlich (Abb. 3b):

- Röntgenographische Bestimmung der Mineralzusammensetzung der Tonfraktion
- chemisch-analytische Bestimmungen:
 - Hauptelemente
 - organischer Kohlenstoff (C)
 - Karbonatkohlenstoff
 - fallweise Bestimmung von Anteilen an amorphem Al und Fe (9, 22).

Die Bestimmung des Tonmineralanteiles mit den gemessenen Parametern ist im allgemeinen einfach und wie folgt darzustellen:

Summe der Nicht-Tonmineralanteile (Gew.-%) in der Tonfraktion:

- organischer C
- Karbonat-C auf Karbonat umgerechnet
(Kalk: Faktor 8.33; Dolomit: Faktor 7.8)
- Fe als FeOOH (Faktor 1.56)

Weitere Bestandteile wurden bei uns bislang in der Tonfraktion nicht festgestellt.

Wird die Tonfraktion (Tf) reduziert um den Anteil der Nicht-Tonminerale (NT), so ergibt sich der Anteil der Tonmineralfraktion (Tmf) an der Gesamtprobe:

$$Tmf = Tf - NT \text{ (Gew.-%)}$$

5.2 Schluff-Fraktion

Problematischer ist die Berechnung des Tonmineralanteiles in der Schluff-Fraktion. Sie enthält zu viele Komponenten, als daß eine einfache Rückrechnung wie bei der Tonfraktion möglich wäre. Da jedoch alle Tonminerale Aluminium enthalten, sollte eine Rückrechnung auf den Tonmineralanteil über den Al-Gehalt des Schluffs möglich sein. Grundlage hierfür sind folgende angenäherten Formeln und Faktoren (in Klammer: Formelgewichte der Tonminerale):

Tonmineral	idealisierte Formel	Faktor Tonmineral/Al
Kaolinit	$Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$ (258)	4.8
Illit	$K_{0.8}Al_{1.7}(Mg, Fe)_{0.3}(Si_{3.5}Al_{0.5}O_{10}(OH)_2)$ (396)	6.7
Montmorillonit	$K_{0.4}(Al_{1.6}Mg_{0.4})_2(Si_4O_{10}(OH)_2)$ (428).	5.0
Chlorit	$(Mg, Al)_6(AlSi_3O_{10}(OH)_8)$ (560)	3.1

Enthält also Schluff als Tonmineral ausschließlich Kaolinit, so muß lediglich der Al-Anteil des Schluffs mit dem Faktor 4.8 multipliziert werden, um den Kaolinit-Anteil zu ermitteln.

Schwieriger ist die Situation bei den Mineralen Illit und Montmorillonit, da hier Substitutionen von Elementen auftreten können, wie z.B. der teilweise Ersatz von Al durch Fe³⁺. Die einfache Umrechnung über Al auf Illit ist nun nicht mehr möglich. Bei völliger Substitution von Al durch Fe wäre als Molmasse 460 anzusetzen. Die zugehörigen Umrechnungsfaktoren Fe/ Illit = 3.4 und Al/ Illit = 7.7 sind jedoch nicht anwendbar, da i.d.R. unbekannt ist, wieviel Al durch Fe ersetzt wurde. Ähnliche Schwierigkeiten treten bei Montmorillonit auf.

Ein weiteres Problem sind gemischte Anteile von Tonmineralen, wobei auch hier noch Möglichkeiten zu einer recht guten Quantifizierung bestehen. Noch schwieriger werden die Berechnungen, wenn mixed layer Tonminerale hinzutreten. Die Abschätzungen werden sehr schwierig, wenn der Schluffanteil noch Feldspäte enthält. In diesem Fall muß der Al-Anteil des Schluffs mit dem Al-Gehalt der Feldspäte korrigiert werden, wobei die Ermittlung des Feldspatanteiles und des Feldspattyps wiederum nicht einfach ist (Ca-, Na-, K-Feldspat).

Für die recht umständlichen Berechnungen wurden zwar Programme entwickelt. Es sollte jedoch klar geworden sein, daß die Basisdaten schon recht wenig definiert sind und die Ergebnisse daher nur halbquantitativ genutzt werden können.

Die Ausführungen belegen, daß die Qualität der Quantifizierung von Tonmineralen von den Proben abhängt. Die Qualität nimmt ab mit der Zunahme des Schluffanteiles in den Proben, vor allem dann, wenn hohe Al-Gehalte für einen hohen Tonmineralanteil im Schluff sprechen. Unter diesem Aspekt kommt der Aufbrechung von Aggregaten in der Probe durch Ultraschallbehandlung eine besondere Bedeutung zu.

6. Bestimmung der Tonminerale (qualitativ)

Für die qualitative Bestimmung wurden verschiedene Methoden vorgeschlagen. Als hauptsächliche Verfahren sind die Differential-Thermoanalyse (DTA, 23), Infrarot-Spektrometrie und die Röntgendiffraktometrie zu nennen. Generell vorherrschend ist die Bestimmung mittels Röntgendiffraktometrie (13 - 15).

Die Atome von Mineralen sind in genau definierten Gitterebenen zusammengefaßt (Abb. 2). Die Röntgendiffraktometrie beruht auf der (Braggschen) Reflexion von Röntgenwellen an solchen Gitterebenen. Praktisch gesehen werden die Tonminerale unter dem Röntgenstrahl rotiert. Unter ganz bestimmten Winkelstellungen reflektieren die Gitterebenen und die Intensität der Reflexion kann aufgezeichnet werden. Da sich bei jedem Mineral die Gitterebenen charakteristisch anordnen, unterscheiden sich die Reflexionsmuster der einzelnen Minerale ebenfalls charakteristisch. Somit können auch Tonminerale durch Röntgen identifiziert werden.

Von besonderer Bedeutung für die Mineralidentifikation sind die Abstände der Gitterebenen. Sie werden in Nano- oder Pikometern gemessen (früher Angström) und liegen für die Hauptabstände der Tonminerale im Bereich von 0.5 - 1.7 nm. Tonminerale zeichnen sich durch recht komplexen Gitteraufbau und hohe Gitterabstände aus, so daß es z.T. zu Überlagerungen der Röntgenmuster kommt (Überlagerung von Peaks). Im Lauf der Zeit wurde jedoch ein Schema erarbeitet, welches die präzise Ansprache der kommunen Tonminerale erlaubt (24).

Für Tonminerale liegen die höchsten Reflexionsausbeuten generell in den niedrigen Winkelbereichen. Im folgenden wird daher nur dieser Bereich diskutiert (Winkellagen für Cu-Ka-Strahlung; Abb. 6: Röntgendiagramm):

Tonmineral	Behandlung	Folge	Röntgendiagramm Winkellage des Peaks
Kaolinit	Ethylenglycol	keine	12.3
	350oC	keine	12.3
	600oC	Gitter zerstört	kein Peak

Illit	Behandlungen ohne Folgen (bei Temp.-Behandlung evtl. Intensivierung des Peaks)		8.8
Montmorillonit	Ethylenglycol 350oC zerstört	Aufweitung Gitter	6.1 auf <5.5 kein Peak
mixed layer Illit	Eth.glyc. 600oC	Aufweitung Gitter zerstört	Abspaltung des mixed layer Anteils zu niedrigen Winkeln aufgeweiteter Anteil zerstört, 8.8 verstärkt

7. Abschätzung der relativen Anteile der Tonminerale (halbquantitativ;)

Die Abschätzung der relativen Anteile in einer Mischung von Tonmineralen erfolgt ebenfalls röntgenographisch. Eine mathematische Möglichkeit zur Berechnung der Anteile von Tonmineralen in einer Tonmineralmischung ist theoretisch über die Intensitäten der Röntgenpeaks möglich (Massenschwächungskoeffizienten, Lorenzfaktor). Da hierzu jedoch wiederum die exakte chemische Zusammensetzung der einzelnen Minerale erforderlich ist, kann dieser Ansatz nicht wahrgenommen werden. Somit greift die Methodik auf den Zusammenhang zwischen Anteil und Peakintensität der Tonminerale zurück (24 - 26).

Wesentlich hierbei ist die Art der Präparation der Proben. Eine Reihe von Aufbereitungsmöglichkeiten wurde in mehrfacher Wiederholung vorgenommen, wobei erhebliche Unterschiede festzustellen sind (Abb. 7). Aus den Beispielen folgt, daß zur Abschätzung der Tonmineralpräparation ein exakt reproduzierbares Verfahren einzuhalten ist. Für Referenzmaterial und Proben wurde schließlich die in Abb. 8 dargestellte Prozedur standardmäßig verwendet. Abb. 9 zeigt die aus dem Verfahren resultierende Eichkurve für Montmorillonit - Kaolinit. Ähnliche Kurven liegen für Montmorillonit - Illit und Kaolinit - Illit vor.

8. Bestimmung der austauschbaren Kationen (Kationenaustauschkapazität; KAK, CEC)

Die Deponiebasis soll neben der abdichtenden Funktion (physikalische Barriere) auch in der Lage sein, Schadstoffe durch Adsorption zu binden und somit auch eine chemische Barriere darstellen. Ein Maß für das Bindungsvermögen von Schadstoffen ist die Austauschkapazität. Das Verfahren wurde zunächst für die Landwirtschaft entwickelt und sollte ein Maß für die im Boden verfügbaren Nährstoffe liefern. Die Anwendung auf Tone ist insofern gerechtfertigt, als Tone

ebenfalls Bodenbestandteil sind. Die Prozedur ist in DIN 19 684 genau dargestellt (7), so daß hier nur auf das Grundsätzliche einzugehen ist.

5 bis 10 g des Probenmaterials werden in definierter Weise in eine Austauschersäule eingebaut (Abb. 10: Austauschersäule). Eine pH-stabilisierte (gepufferte) Ba-Lösung wird in bestimmten Abständen über die Probe gegeben. Die Ba-Ionen verdrängen von den Tonoberflächen die dort adsorbierten Kationen (vgl. Abschn. Koagulation). Im allgemeinen sind dies Ca, Mg, Na und K. Die Konzentration der Ionen kann in der Austauscherlösung gemessen werden und von hier wiederum auf deren Konzentration in den Tonen geschlossen werden.

Barium selbst ist ein sehr wenig "aggressives" Austauscher-Kation. Es verdrängt daher in nur geringem Maße die adsorbierten Kationen. Somit werden Ionen, die sich durch Ba verdrängen lassen, leicht auch von anderen Kationen verdrängt, z.B. von toxischen Schwermetallen (i.d.R.). Wird von einer Substanz also viel Ba aufgenommen, bzw. werden viele Alkali- und Erdalkalielemente verdrängt (hohe KAK), so kann das Material auch viele Schwermetalle aufnehmen und stellt somit eine günstige chemische Barriere dar.

Der DIN entsprechend erfolgt im Anschluß an die Ba-Prozedur eine Gegenkontrolle, wobei das adsorbierte Ba wiederum verdrängt wird. Hierbei muß das aus dem Substrat wiedergewonnene Ba der Summe der zuvor vom Ba verdrängten Kationen entsprechen. Als Austauscherlösung wird nun Mg-Chlorid verwendet. Das Mg-Ion ist ein deutlich "aggressiveres" Austauscher-Ion als Ba und ist somit in der Lage, Ba auf den Austauscherplätzen quantitativ zu ersetzen.

Da das wiedergewonnene Ba die Summe aller austauschbaren Kationen repräsentiert, ist über die gemessene Ba-Konzentration die eigentliche Austauschkapazität (T-Wert) der Tone zu ermitteln. Die Angaben erfolgen in mmol/z (Millimol/ Wertigkeit).

Vor der Präsentation eines charakteristischen Beispiels sei angemerkt, daß die Meßresultate zunächst in mg/kg (ppm) vorliegen. Folgende Werte wurden an einem Abdichtungsmaterial gemessen:

Ba - 12 200; Ca - 2 280; Mg - 315; Na - 100; K - 150.

Ein Abgleich zwischen Ba und den übrigen Kationen ist auf diese Weise selbstverständlich nicht zu erhalten. Vielmehr müssen nun die Atomgewichte und Wertigkeiten berücksichtigt werden. Z.B. besetzen 137 g Ba (2-wertig) genausoviel Plätze wie 24 g Mg (2-wertig). Diese Entsprechung kommt zustande, weil die gleiche Atomanzahl von Mg um ca. den Faktor 5.55 mal leichter ist als Ba.

Die Bedeutung der Wertigkeit läßt sich an Mg und Na (1-wertig) zeigen. Beide haben etwa das gleiche Atomgewicht. Da Mg jedoch 2-wertig ist, besetzt es doppelt so viele Plätze auf dem Austauscher wie Na.

Um sinnvoll zwischen den Elementen abgleichen zu können, müssen daher die zunächst ermittelten Konzentrationen (mg/l) durch das Atomgewicht (in mg) und die jeweilige Ladung (z) dividiert werden. Der Praktikabilität halber wird noch mit dem Faktor 1 000 multipliziert.

Man erhält auf diese Weise als Maßzahl

mmol/ z.

Für das genannte Beispiel folgt:

Element	Atomgewicht g/mol	Wertigkeit	ermittelte Konz. (mg/kg)	mmol/z
Ba	137	2	12 200	44.5 (T-Wert)
Ca	40	2	2 280	29
Mg	24	2	315	6.5
Na	23	1	100	4.3
K	40	1	150	3.8
Summe ausgetauschter Kationen				<hr/> 43.6

Eine genaue Entsprechung des Ba-Wertes mit denen der übrigen Ionen kann aus vielen Gründen nicht erwartet werden.

Auf die dargestellte Weise läßt sich die Aufnahmefähigkeit der untersuchten Materialien für alle Kationen berechnen. Einschränkend ist jedoch anzumerken, daß die Austauschkapazität lediglich die Materialeigenschaft von Dichtmassen hinsichtlich ihres Potentials zur Aufnahme von Kationen beschreibt. Ob Schadelemente tatsächlich adsorbiert werden, hängt von vielen Begleitparametern ab, wie z.B. Temperatur, Gesamtsalzlaster, Art der Anionen und organische Lösungskomponenten. So kann ein großer Teil der Kationen auch in Komplexform vorkommen. Sie sind dann teilweise anionischer Natur und können trotz einer hohen Kationenaustauschkapazität des Dichtungsmaterials die chemische Barriere überwinden.

Literatur:

- (1) Bundesministerium für Umwelt (1993) Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall) vom 14. Mai 1993. Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen. Beil. BAnz. Nr.99.
- (2) Umweltministerium Niedersachsen (1991) Durchführung des Abfallgesetzes; Anforderungen an Deponiestandorte für Siedlungsabfälle. RdErl. d. MU v. 27.11.1991.
- (3) Umweltministerium Niedersachsen (1988) Durchführung des Abfallgesetzes; Abdichtung von Deponien für Siedlungsabfälle. RdErl. d. MU v. 24.6.1988.

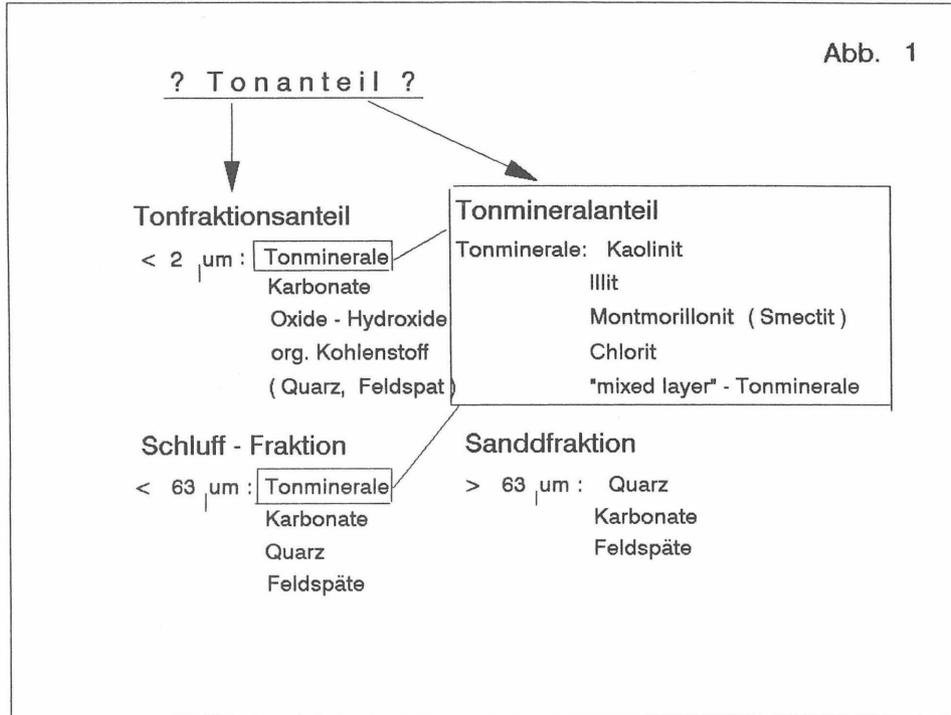
- (4) Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung (1992) Empfehlungen zur Herstellung einer künstlichen Barriere bei Deponien - Anforderungen an Material, Einbau und Prüfung. NLFb Hannover, 6 S.
- (5) DIN 18 128 (1990) Bestimmung des Glühverlustes. Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- (6) DIN 18 129 (1990) Kalkgehaltsbestimmung. Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- (7) DIN 19 684 (1977) Chemische Laboruntersuchungen; Bestimmung der Austauschkapazität des Bodens und der austauschbaren Kationen. Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- (8) DIN 38 406, T 22 (1988) Kationen (Gruppe E); Bestimmung der 33 Elemente Ag etc. durch Atomemissionsspektrometrie mit induktiv gekoppeltem Plasma (ICP-OES). Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- (9) Schachtschabel, P., Blume, H.P., Hartge, K.H. & Schwertmann, U. (1989) Lehrbuch der Bodenkunde. Enke, Stuttgart.
- (10) Jasmund, K. & Lagaly, G. (1993): Tonminerale u. Tone. Steinkopf, Darmstadt; 490 p.
- (11) Schwertmann, U. & Niederbudde, E.-A. (1993) Tonminerale in Böden. In: Jasmund, K. & Lagaly, G. (Hrsg.): Tonminerale und Tone. Steinkopf, Darmstadt.
- (12) Müller-Vonmoos, J. & Jenny, F. (1970) Einfluß der Beschallung auf Körnung, rheologische Eigenschaften. SMPM, 50/ 2, 227 - 243.
- (13) Brindley, G.W. & Brown, G. (1980) Crystal structure of clay minerals and their X-ray identification. Mineralogical Society, London, 394 p.
- (14) Wilson, M.J. (1987) A handbook of determinative methods in clay mineralogy. Blackie, London, 308 p.
- (15) Moore, D.M. & Reynolds, R.C. (1990) X-Ray diffraction and the identification and analysis of clay minerals. Oxford Univ. Press; Oxford, New York, 332 p.
- (16) Köster, H.M. & Schwertmann, U. (1993) Beschreibung einzelner Tonminerale. In: Jasmund, K. & Lagaly, G. (Hrsg.): Tonminerale und Tone. Steinkopf, Darmstadt.
- (17) DIN 18 123 (1983) Bestimmung der Korngrößenverteilung. Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- (18) Köster, E. (1964) Granulometrische und morphometrische Meßmethoden an Mineralkörnern, Steinen und sonstigen Stoffen. Enke, Stuttgart, 336 S.
- (19) van Olphen, H. (1963) An introduction to clay colloid chemistry. Interscience, New York.
- (20) Yariv, S. & Cross, H. (1979) Geochemistry of colloid systems.

Springer, Berlin - New York etc.

- (21) Stumm, W. & Morgan, J.J. (1981) Aquatic chemistry. Interscience, 2nd ed., New York.
- (22) Mehra, O.P. & Jackson, M.L. (1960) Iron oxide removal from soils and clays by a dithionite-citrate system buffered with sodium bicarbonate. *Clays Clay Miner.* 7, 317 - 327.
- (23) DIN 51 007 Differentialthermoanalyse. Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- (24) Carroll, D. (1970) *Clay Minerals: A Guide to Their X-ray Identification*. USGS, Special Paper 126, 80 p.
- (25) Niederbudde, E.A. & Kußmaul, H. (1978) Tonmineraleigenschaften und -umwandlungen in Parabraunerde-Profilpaaren unter Acker und Wald in Süddeutschland. *Geoderma* 20, 239.
- (26) Churchman, G.J. (1980) Clay minerals formed from micas and chlorites in some New Zealand soils. *Clay Miner.* 15, 59.

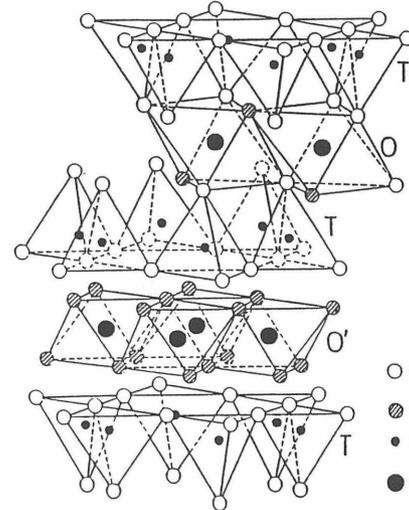
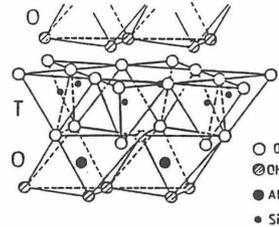
Anmerkung: Um den Zugang zu den zitierten Grundlagen zu erleichtern, wurde bei der Auswahl der Literatur schwerpunktmäßig auf die allgemeiner zur Verfügung stehende Handbuch-Literatur zurückgegriffen.

Abb. 1



Zweischicht - Silikat

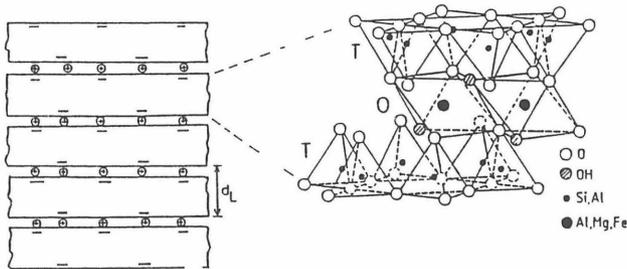
Kaolinit



Chlorit

Wechsellagerung von Dreischicht -
 Silikat und Oktaeder - Lage

- 266 -

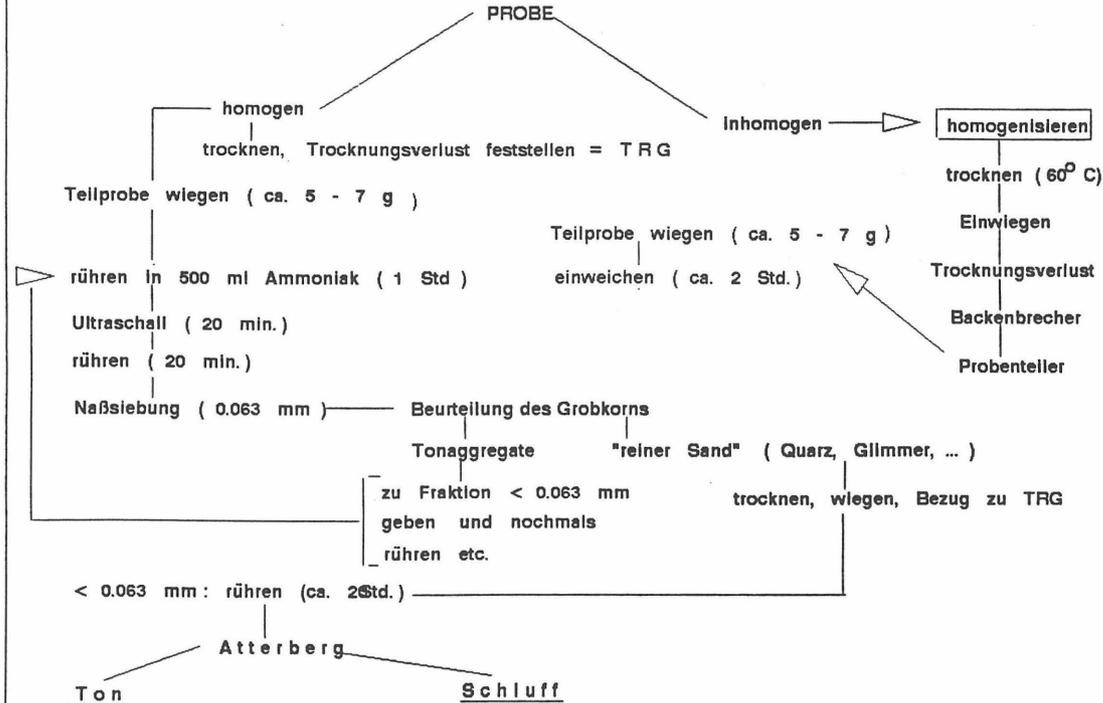


Dreischicht - Silikat

⊕ Kationen (bzw. polare Moleküle) auf den Zwischen -
 schichten ; Kalium (K) = Illit ; Wasser = Montmorillonit

PROBENVORBEREITUNG UND AUSWERTUNG (ÜBERSICHT)

Abb. 3
a



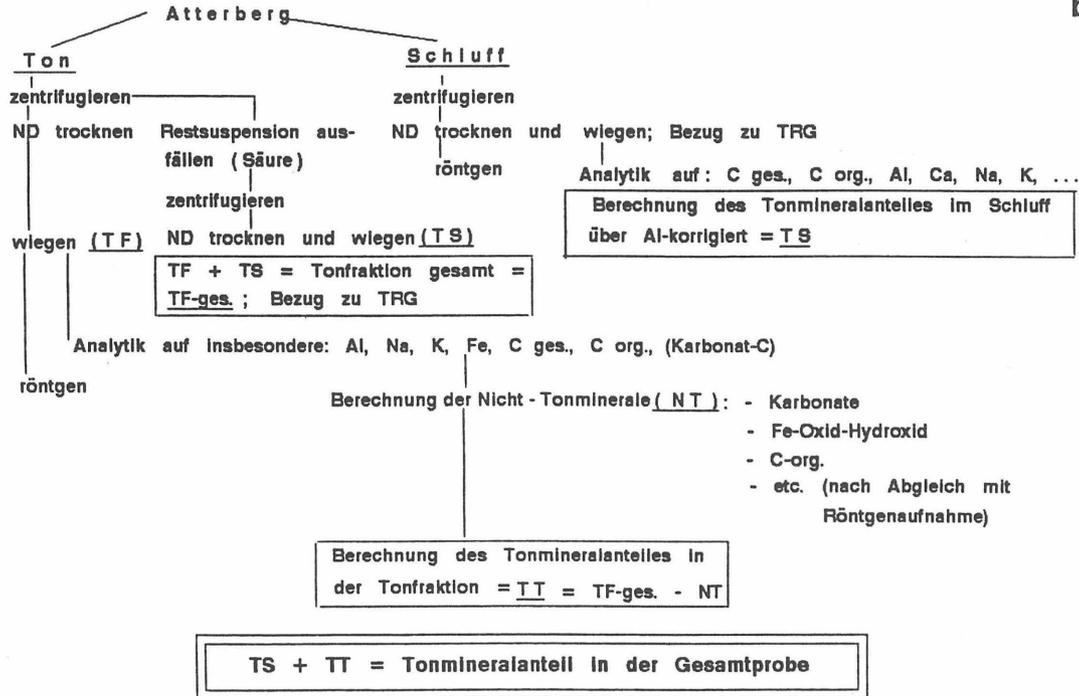
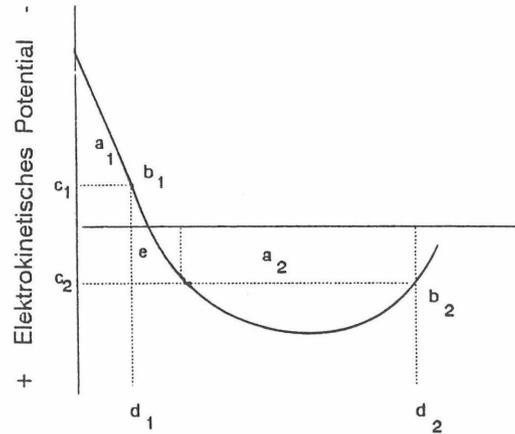


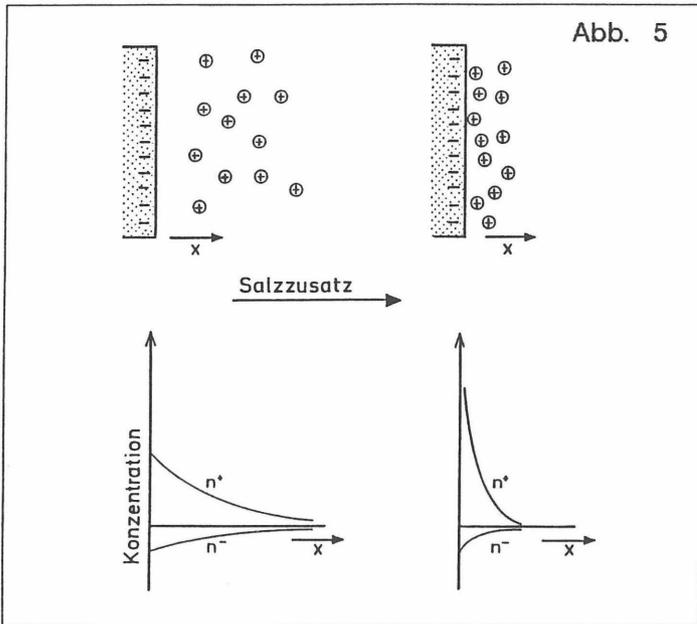
Abb. 4



Elektrolytkonzentration (Salzlast) →

Elektrokinetisches Potential in Abhängigkeit von der Salzlast

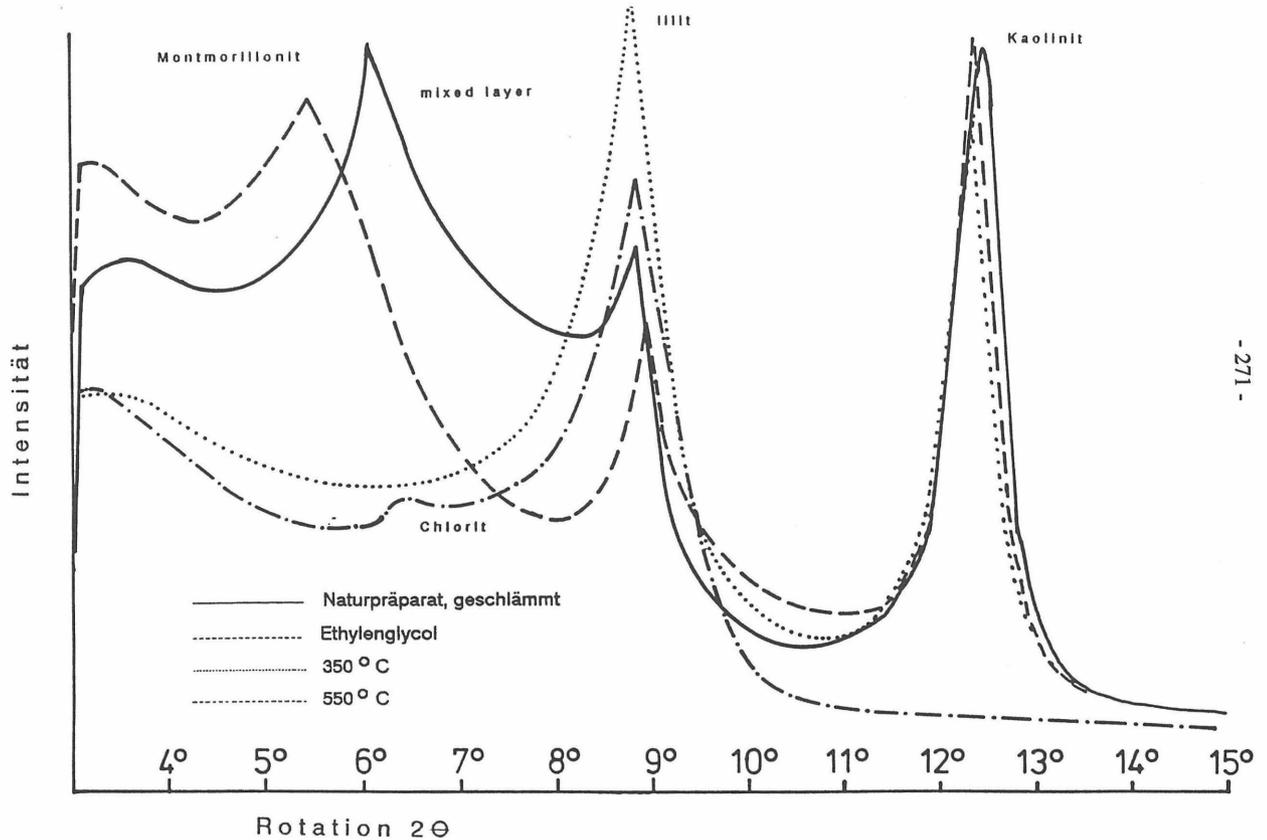
- a_1 erstes, a_2 zweites Beständigkeitsgebiet
- b_1 erster, b_2 zweiter Flockungspunkt
- c_1 erstes, c_2 zweites kritisches Potential
- d_1 erster, d_2 zweiter Schwellenwert e Isoelektrischer Punkt



Guy - Chapman - Theorie zur Abhängigkeit der Grenzflächen -
Schichtdicke als Funktion der Salzkonzentration der Lösung

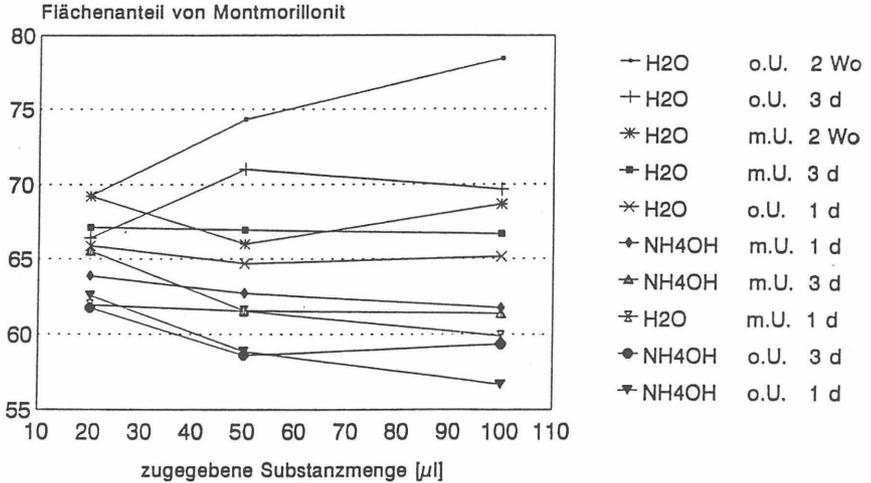
Röntgendiffraktogramm einer Mischung der Tonminerale
Illit, Kaolinit, Montmorillonit, mixed layer, Chlorit (für Cu-K_a)

Abb. 6



Montmorillonit - Kaolinit : 70 / 30
 Rühren mit / ohne Ultraschall (m.U. / o.U.)
 - ohne Vorlage auf dem Objektträger -

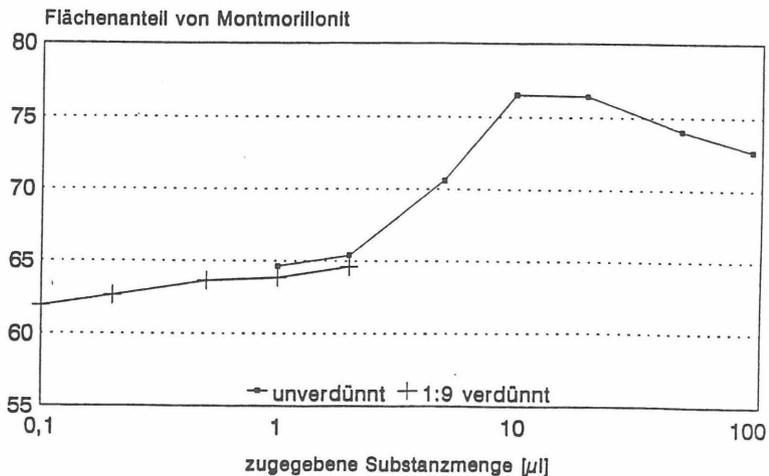
Abb. 7



Montmorillonit - Kaolinit : 70/30

24 h Behandlungsdauer : 1 h Ultraschall + Rühren

Vorlage von 100 μl (bei den verdünnten Proben entsprechend weniger) ca. 0,01 n NH₄OH



Bei 10 μl wurden bei beiden Ansätzen nur je 2 Werte berücksichtigt

RÖNTGENDIFFRAKTOMETRIE (halbquantitativ)

Abb. 8

Verhältnis der Anteile der Tonminerale

TONFRAKTION

Präparation: - 0.2 g Probe / 1 ml Ammoniak (0.01 M)

- 1 Std. rühren
- 20 Min. Ultraschall
- 8 Std. rühren
- 100 µl Ammoniak (0.01 M) auf Objektträger (ca. 10 x 15 mm)
- 20 µl Probensuspension unter Rühren entnommen und auf Objektträger addiert
- durchmischen und gleichmäßig auf Objektträger verteilen
- bei 50 ° C trocknen

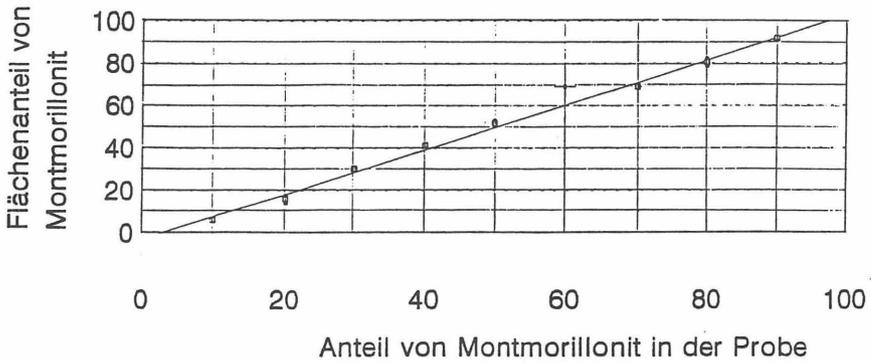
Auswertung: Vergleich der Peakflächenanteile mit Eichkurven

SCHLUFF-FRAKTION

Präparation: Präparation wie oben, jedoch 100 µl Probensuspension ohne zusätzliches Ammoniak direkt auf Objektträger

Auswertung: vgl. oben

Montmorillonit - Kaolinit

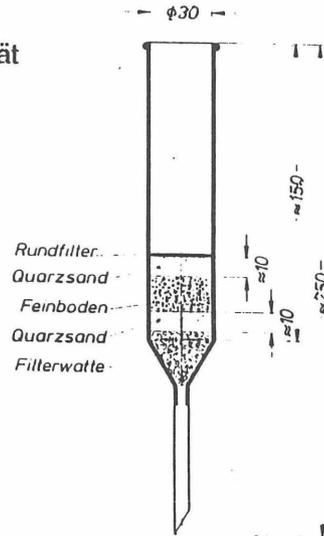


$$y = 1,0546 \cdot x - 3,0950$$

$$R = 0,9981$$

Abb. 10

Kationen - Austauschkapazität
nach DIN 19 684



Dimensionierung des Filterrohres
Angaben in mm



Im Schutz von Zelten

G.-G. Scheler

Die neue Deponie Dortmund Nord-Ost (Bild 1) liegt in einem Gebiet, das im Westen von der Ortschaft Derne, im Süden von der Ortschaft Altenderne, im Osten vom Hillbergwald und Norden von der Bundesautobahn A 2 begrenzt wird. Auf diesem Gelände, mit einer Gesamtfläche von ca. 55 ha, sollen organische, anorganische und inerte Stoffe in den nächsten Jahren abgelagert werden. Bislang hat eine Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus den Firmen Heitkamp Herne und F. C. Trapp Wesel, unter technischer Federführung der Firma Trapp, mehrere Baulose in Auftrag.

Im einzelnen:

1. Organik 1 - 3,
2. Organik 3 - 6,
3. Anorganik.

Erstellt worden sind davon:

1. Organik 1 - 3, ca. 113.000 m²,
2. Anorganik ca. 60.000 m² (vor Ausführung)
3. Organik 3 - 6 ca. 25.000 m² (vor Ausführung)

Insgesamt werden Ende 1994 ca. 200.000 m² Deponiefläche von der Arbeitsgemeinschaft erstellt sein.

Insbesondere der Bereich Organik 1 - 3 stand während der Ausführung unter hohem Termindruck. Es mußten Schutzmaßnahmen ergriffen werden, die während der Bauphase eine kontinuierliche Arbeit erlaubten. Daher beschreibt das Leistungsverzeichnis neben qualitätssichernden Gesichtspunkten Arbeiten im Schutz von Zelten. Im folgenden soll ein kurzer Überblick über das Gesamtbauvorhaben, zum einen über Aufbau und Konstruktion der Deponieabdichtung, zum anderen über den die Arbeiten begleitenden Qualitätssicherungsplan, Auskunft geben.

Im Bereich der gesamten Deponiefläche (Bild 2) mußte auf Grund des hohen Grundwasserspiegels und zum Schutz gegen tektonische Bewegungen eine geologische Barriere vorgesehen werden. Diese Barriere besteht aus Waschbergematerialien, die auf die geforderte Güte und Dichte verbessert

wurden. Nach Erstellung erfolgen die eigentlichen Deponieabdichtungsarbeiten. Im einzelnen:

- eine 1 m starke Tonschicht,
- eine 2,5 mm starke Kunststoffdichtungsbahn,
- eine 1.200 g/m² Schutzvlies (D = 10 mm),
- eine 15 cm mächtige Sandschutzschicht (Körnungsbereich 0/8) sowie
- eine den Aufbau abschließende Drainageschicht in einer Stärke von 50 cm (Körnungsbereich 8/16) mit integrierten Drainageleitungen.

Bevor auf diese wichtigen Arbeitsvorgänge im einzelnen eingegangen wird, muß kurz auf einige für die Ausführung wichtigen Randbedingungen hingewiesen werden.

Zwischen Bauherrn und Arbeitnehmer, Entsorgungsgesellschaft Dortmund Grevel und der Arbeitsgemeinschaft Trapp/Heitkamp, sind weitere Ingenieurbüros bzw. überwachende Funktionen eingeschaltet worden, um eine präzise Qualitätssicherung zu gewährleisten. Im einzelnen waren bzw. sind eingeschaltet:

Fremdüberwachung: Büro Prof. Dr.-Ing. Düllmann

Eigenüberwachung: Büro Dipl.-Ing. Allenberg

sowie die staatliche Überwachung: STAWA Herten.

Die Fremdüberwachung, das Geotechnische Büro Prof. Dr.-Ing. Düllmann und die Bauleitung der Firma Trapp haben zusammen einen Qualitätssicherungsplan für die Kombinationsdichtung in allen Baulosen lückenlos erstellt. Dieser Plan ist mit Grundlage für die Gewährleistung einer ausreichenden Wirksamkeit und Funktionsfähigkeit des Barriere- und Abdichtungssystems für die Ausführungsphase und den Deponiebetrieb. Der Plan enthält den genauen Umfang eines Qualitätssicherungsprogrammes sowie umfassende Details für alle notwendigen Prüfungen und Prüfvorgänge, die im Laufe der Arbeiten durchgeführt werden müssen und auch den Arbeitsvorgang erheblich beeinflussen.

Im Plan ist genau festgelegt, welche Materialien verwendet werden dürfen. Das staatliche Amt für Wasser- und Abfallwirtschaft Herten, STAWA, übernimmt dabei die behördliche Überwachung und wird durch den QS-Plan mit in den Baustellenablauf einbezogen. Der Qualitätssicherungsplan enthält neben den grundsätzlich gültigen Vorschriften vorläufige Verwaltungsvorschriften z.B. Durchlässigkeitsbestimmungen bei Deponiebasisabdichtungen aus mineralischen Stoffen. Für den Prüfungsumfang im Rahmen der Eignungsprüfungen und der Qualitätssicherungen gilt z.B. auch der Richtlinienentwurf des Landes Nr. 15. "Mineralische Deponieabdichtungen des Landesamt für Wasser und Abfall", Ausgabe Januar 1991 neben weiteren technischen Bestimmungen wie TA Abfall etc.

Folgende Anforderungen werden durch den QS-Plan an das Barrierematerial bestehend aus Waschberge, Lehm und Kalk (5 kg/m² je 40 cm) gestellt:

- Verdichtungsgrad $DPR \geq 95 \%$
- Mindesttragfähigkeit $EV2 \geq 30 \text{ MN/m}^2$
- Verhältniswert $EV2 \text{ EV}1 \leq 3,5$
- Durchlässigkeitsbeiwert $\leq 10^{-7} \text{ m/sec (Labor)}$
- Tonmineralgehalt $> 5 \text{ Gew. \%}$
in den Beimengungen der bindigen Böden

Das Abdichtungsmaterial, die Tonschicht in 1 Meter Stärke muß im Kornaufbau wie folgt aussehen:

- Tonanteil
($D \leq 0,002 \text{ mm}$) $\geq 20 \text{ Gew. \%}$
- Sandanteil
($D \geq 0,006 \text{ mm}$) $: 40 \text{ Gew. \%}$
- Aggregatgröße beim Einbau $\leq 32 \text{ mm}$
- Tonmineralgehalt $> 10 \text{ Gew. \%}$
- Karbonatgehalt $< 10 \text{ \% Masse}$

Organische Beimengen sind nur im Feinkornbereich bei Gesamtanteilen von $\leq 10 \text{ Massen-\%}$ erlaubt.

- Plastizität: mindestens TM nach DIN 18196 ($WL \geq 35 \%$)
- Konsistenz: steifer Bereich ($0,75 \leq 04 \leq 1,0$) lc
- Durchlässigkeitswert: $10 \text{ m/sec K} \leq 1.10 - 10 \text{ m/sec}$
(Laborbedingungen)

Bei der Herstellung der Tonschicht 1 m sind folgende Mindesteinbaubedingungen einzuhalten. Einzelschichten dürfen bis zu einer verdichteten Maßhöhe von maximal 25 cm erstellt werden. Für

die Verdichtung der ersten bis dritten Einbaulage sind zur besseren Homogenisierung des Tones Schaffußwalzen mit Vibration bzw. Kompaktoren einzusetzen. Zumindest 3 Walzvorgänge sind je Schicht durchzuführen. Die Höhe der Schaffüße darf 330 mm nicht überschreiten. Die erzielten Verdichtungskennwerte sind während des Einbaus nachzuweisen. Die Abschlußlage (4. Lage) ist überhöht einzubauen und in 2 Walzgängen mit der Schaffußwalze bzw. dem Kompaktor zu verdichten. Im Anschluß daran ist die Oberfläche mittels Grader abzuschälen. Um eine vollkommen geschlossene Oberfläche zu erhalten, sind zumindest 2 Walzgänge vorzusehen. Für die abschließende Verdichtung ist eine Glattmantelwalze einzusetzen. Diese Vorbedingungen sind in Zusammenarbeit zwischen Fremdüberwacher und der örtlichen Bauleitung an einem Probefeld ausgiebigst erprobt und die Wirksamkeit der Maßnahmen präzise überprüft worden. Es ist darüberhinaus festgelegt worden, daß um eine glatte Oberfläche zu erhalten, auftretende Walzkanten durch Abwalzen mit der Tandemwalze zusätzlich geplättet werden müssen.

Folgende weitere Qualitätssicherungsmaßnahmen wurden im Vorfeld zwischen den Beteiligten festgelegt:

- Bei Einbau ohne Zeltkonstruktion ist in den unteren Einbaulagen der Arbeitstakt des Schließens der Oberfläche nur erforderlich, wenn arbeitstäglich nicht die ganze Dichtungsschicht aufgebaut werden kann und mit Niederschlägen zu rechnen ist. Diese zusätzlichen Verdichtungswalzgänge bewirken nach vorliegenden Erfahrungen keinen nennenswerten Verdichtungs- und Qualitätszuwachs.
- Die fertige Tonoberfläche ist umgehend gegen Witterungseinflüsse zu schützen. Eine Ribbildung infolge Austrockens ist durch geeignete Maßnahmen zu verhindern. Hier besteht die Forderung nach einem dauerhaften Witterungsschutz für fertiggestellte Tonoberfläche jeder Einzelschicht bzw. als auch für die fertiggestellte vierte Tonoberfläche vor Aufbringen der KDB.
- Eindringen von Niederschlags- und Oberflächenwasser zwischen mineralischer Dichtung (Tonschicht) und Kunststoffdichtungsbahn ist in jedem Bauzustand durch geeignete Maßnahmen zu verhindern.

Mit diesen Festlegungen wird vorausgesetzt, daß weitgehend im Schutz von Zelten gearbeitet wird. Nur dadurch ist die Ribbildung bzw. Beschädigung der mineralischen Oberflächen ohne Schutz durch Witterungseinflüsse, wie z.B. Frost, Wärme, Wasser, zu verhindern (Bild 3).

Die oberste Dichtungslage (4. Schicht) ist gemäß Qualitätssicherungsplan an der Oberfläche so herzustellen, daß keine aufliegenden Körner, Fremdkörper und unzulässige Unebenheiten die Direktauflage mit der Kunststoffdichtungsbahn verhindern. Daher sollen Absätze ≥ 1 cm oder Unebenheiten ≥ 2 cm vermieden werden. Die Deponieplanung ist entsprechend der Drainageplanung profil- und höhengerecht herzustellen. Das Gefälle der Kombinationsdichtung (Längsgefälle ≥ 1 %, Quergefälle > 3 %) ist bereits bei der Herstellung des Deponieplanums anzulegen. Das Planum ist so herzustellen, daß

die darauf aufliegende mineralische Dichtungsschicht bezogen auf die Sollhöhe an keiner Stelle die geforderte Dicke unterschreitet. Dies gilt auch im Bereich herzustellender Mulden, wo ein Gefälle > 15 %, z.B. im Bereich der Einbettung von Deponiesickerrohren, herzustellen ist. Die Höhenlage des Dichtungsauflegers und die Neigungsverhältnisse nach der Profilierung sind zu ermitteln und in Aufmaßplänen während des Baufortschrittes zu dokumentieren. Die Vermessung ist in einem Raster von 30 x 15 m durch die ausführende Arge in Anwesenheit des Fremdüberwachers durchgeführt worden. Die Aufmaßpläne wurden der Bauleitung zur Prüfung vorgelegt. Es war festgelegt, daß maximale Abweichungen von + 2 cm vom Sollmaß einzuhalten waren.

Die Kunststoffdichtung ist nach der Abnahme der mineralischen Dichtungsschicht direkt nach der Oberflächenherstellung aufzubringen. Für die Dichtungsbahn wurden folgende technische Festlegungen getroffen:

Der Einbau der Dichtungsbahn ist durch einen Ingenieur des Bahnherstellers zu betreuen. Die Dichtungsbahn muß eine Mindeststärke von 2,5 mm haben. Die Dichtungsbahn ist im Basisbereich glatt und im Böschungsbereichen strukturiert herzustellen. Folgende technische Daten sind einzuhalten:

- Mindestnenndicke der Dichtungsbahn: 2,5 mm
- Oberflächengenauigkeit: Glatt im Basisbereich, strukturiert im Böschungsbereich
- Schweißnahtanteil: < 0,25 m/m²
- Nachweis des Reibungsverhaltens der Kunststoffdichtungsbahn im konkret geplanten Kombinationsdichtungssystem einschließlich Vlies und unter den lokalen Bedingungen.
- Dichte: (0,942 ± 0,002 g/cm³)
- Schmelzindex: (1,55 ± 0,15 g/10 min)
- Rußgehalt: (2,1 ± 0,2) %

Für jeden Verlegebereich war vorgesehen, Dichtungsbahnen in einer Gesamtbreite von 5,10 m zu fertigen. Die Fertigungslängen wurden den Baustellengegebenheiten angepaßt. Die Dichtungsbahnen wurden in zusammenhängenden Einheiten verlegt (ca. 500 m²).

Der Hersteller wurde im Fertigungsbereich durch das SKZ Würzburg in Anlehnung an die NRW-Richtlinien fremdüberwacht.

Es ist weiterhin im Plan festgelegt worden, daß zu den einzelnen Dichtungsbahnen Rollennummern, Nahtnummer, ggf. Sanierungen, Nahttyp mit Überlappnaht, Auftragnahmtyp und Probenahmestellen festgelegt wurden. Nach dem Ausrollen mußten die Bahnen seitens des Fremdüberwachers und auch durch die eigene Überwachung auf äußere Beschaffenheit, Kantengradheit, Planlage und Schweißnahtbeschädigungen kontrolliert werden. Zusätzlich gibt der Qualitätssicherungsplan Witterungs-

einschränkungen vor. Dies waren im einzelnen - Lufttemperatur $< 5\%$. Schweißarbeiten dürfen bei derartigen Temperaturbedingungen nur mit besonderem Nachweis der Unbedenklichkeit und unter der Zustimmung des Fremdüberwachers durchgeführt werden. Luftfeuchtigkeit $> 70\%$. Bei derartigen Bedingungen dürfen keine Schweißarbeiten durchgeführt werden.

Bezüglich der Schweißnähte sind Prüfungen durchzuführen. Äußere Beschaffenheit, Nahtabmessung, Prüfung der Nahtfestigkeit mit Abschälversuch. Die Angaben sind in zugehörigen Schweiß- und Prüfprotokollen festzuhalten. Die Kontrolle hat im Rahmen der Fremdüberprüfung systematisch im Abstand von maximal 10 m im Bereich der fertiggestellten Nähte zu erfolgen, zusätzlich mittels Ultraschall sowie bei der mechanischen Schweißnahtprüfung im Labor. Die Prüfung der Nahtdichtigkeit und die Prüfung der Nahtfestigkeit sind durchzuführen.

Ohne weiter darauf einzugehen, sieht der Qualitätssicherungsplan bei allen Arbeitsvorgängen nach Aufbringen der Kunststoffdichtungsbahn ähnliche Prüfbedingungen vor.

Im einzelnen:

- Schutzvlies (Geotextil),
- Sandschutzschicht 0/8,
- Drainageschicht 8/16.

Das Grundprinzip der vorhergehenden Prüfmethode ist beibehalten. Arbeiten werden erst durchgeführt, wenn die Abnahme der vorhergehenden Arbeit durch den Fremdüberwacher und Eigenüberwacher erfolgt ist.

Der detaillierte Überblick über die Prüfmethode zeigt, daß bei der Vielzahl der Prüfungen, bei den vorgegebenen Qualitätsgrenzen, Arbeiten nur unter bestimmten Witterungsverhältnissen möglich sind. Daher ist verständlich, daß sich bei der anstehenden Bauaufgabe der Arbeitgeber dazu entschlossen hat, als Schutzmaßnahme großflächige teure Zeltkonstruktionen vorzusehen. Es ist klar, daß vorgenannte Gütefestlegungen bzw. qualitätssichernde Maßnahmen nur einzuhalten sind, wenn Arbeiten unter steten optimalen Bedingungen erfolgen können. Sicherlich ist es möglich die Arbeiten ohne den Schutz von Zeltkonstruktion auszuführen, wenn man in Kauf nimmt, daß länger andauernde Schlechtwetterperioden zu Bauzeitverlängerung führen. Durch Arbeitsniederlegung oder temporären Schutz, z.B. Abdecken durch Gitternetzfolie, können schlechte Wetterperioden ebenso überbrückt werden.

Neben den qualitätssichernden Randbedingungen bestand für die Arbeitsgemeinschaft folgende terminliche Vorgabe:

Beginn Bauarbeiten: 02/92 Organik 1 - 3

Ende Bauarbeiten: 12/93 Organik 1 - 3

Die Materialien für die geologische Barriere (Bild 4) wurden durch den Auftraggeber gestellt. Ab 02/92 wurden täglich 3.000 t Waschberge ausgeliefert. Ab Oktober 1993 5.000 t/Tag. Dazu wurden schichtenweise 40 cm Waschberge aufgebracht, 8 cm bindiger Boden darüber gleichmäßig verteilt. In einem Fräsvorgang wurden die Waschberge mit dem bindigen Boden unter Beimischung von Kalk vermengt bzw. vergütet und anschließend verdichtet. Im Bild 5 ist die Fläche dargestellt, auf der die Waschbergematerialien aufgebracht wurden. Im folgenden Bild 6 sehen Sie, daß nach Einbau der Waschberge bzw. der Fertigstellung der geologischen Barriere bereits die Quer- bzw. Längsneigung der Deponieoberfläche (Grobplanum) bestand. Bis zu diesem Zeitpunkt wurden die Arbeiten ohne Schutz von Zelten durchgeführt (Bild 7 - 8).

Um die Deponiebasisabdichtung, bestehend aus:

- mineralischer Dichtung (Ton - 1,0 m)
- Kunststoffdichtungsbahn,
- Schutzvlies,
- Sandschutzschicht,
- Kiesdrainageschicht

termingerecht zu erstellen, sollten als mittlere Leistung ca. 750 m² Deponiefläche je Tag fertiggestellt werden. Das bedeutete: Es mußte zumindest in einem 4-Wochen-Takt eine Leistung von ca. 15.000 m² erbracht werden (Bild 9). Um alle Witterungseinflüsse zu beherrschen wurde ein Zelt aufgebaut, das eine Gesamtfläche von ca. 9.000 m² (4 x 220 m) abdeckte (Bild 10 - 12). Es wurden im Verlauf der Baumaßnahme noch weitere kleine Zelte bis zu 1.000 m² Einzelflächen in Randbereichen eingesetzt (Bild 13).

Für Auf- und Abbau des Hauptzeltes bzw. für das Umsetzen wurde ungefähr eine Woche benötigt. Bei einer Bauzeit von 6 Monaten für die Basisabdichtung standen somit je Takt zum Aufbringen der Tonschichten nur 1,5 Wochen zur Verfügung.

Das Schutzzelt mußte standsicher für alle Windbelastungen errichtet werden (Bild 14). Ca. 350 t versetzbare Fundamenteinzelgewichte wurden für die Standsicherheit des Hallenzeltes vorgefertigt und jeweils Takt für Takt kontinuierlich umgesetzt. Die Hallenleichtbinder bestanden aus Alu-Profilen mit Schnellbaukoppellementen. Sie konnten relativ einfach mit einem Autokran versetzt werden (Bild 15/16). Die Hallenseitenwände bestanden aus per Hand versetzbaren PVC-Sandwiches-Elementen, die in sich standsicher waren. Die Dachfläche, aus einem PVC-beschichteten Leinwandstoff, wurde jeweils über die gesamte Hallenfläche rechts- bzw. linksseitig ausgerollt und gesamt verspannt.

Ein Arbeitstakt beinhaltete ca. 1/2 Woche Aufbau Zelt, 3,5 Wochen Deponiebau, 1/2 Woche Hallenabbau bzw. Umsetzphase. Das Zelt wurde zwischen den Hochpunkten der Deponieoberfläche, wie im Bild 17 ersichtlich, aufgestellt (Bild 18). Im Schutz dieses Zeltes konnten trotz Regen, Wind sowie

starker Sonneneinstrahlung die Arbeiten ausgeführt werden.

Anfängliche Versuche, die Stirnseite der Zelte (Bild 19) offenzuhalten, um einen kontinuierlicheren Materialeinbau als bei geschlossener Stirnseite in der Halle zu erhalten, gestalteten sich mit zunehmender Bauzeit als schwierig, da durch die nicht unerhebliche Luftthermik im Zelt erhöht die Gefahren des Austrocknens der Oberfläche bestand. Nachteil war, daß das Schließen der Stirnflächen aufgrund der eingeschränkten Luftzirkulation in den Sommermonaten teilweise zu extremen Innentemperaturen führte.

Um die Gesamtbauzeit einhalten zu können, wurde entschieden, die Zelte ohne sich überlappende Bereiche von Hochpunkt zu Hochpunkt (Bild 17) aufzustellen. Die Arbeiten in den Tiefpunkten wurden ohne Zelt ausgeführt. Sie waren somit von der Außentemperatur bzw. von anderen Witterungsbedingungen abhängig. Die Praxis zeigte sehr deutlich (Bild 18), daß diese Arbeiten in den Zwischenbereichen oder Randbereichen unkontrollierbar erfolgten.

Innerhalb der Zelte wurde die vierlagige Tonschicht gemäß Qualitätssicherungsplan schichtweise aufgebracht. Parallel wurden alle Prüfungen durchgeführt.

Die Vorhalteflächen für das Tonmaterial (Bild 20) wurden möglichst gering gehalten. Zum einen, um zu verhindern, daß der Ton unnötig lang Witterungseinflüssen ausgeliefert war, zum anderen, weil Vorhalteflächen mit teureren Zeltkonstruktionen errichtet werden mußten.

Der Gerätepark (Bild 17) innerhalb eines Zeltes bestand aus

- 4 Dumpern (Nutzlast 40 t)
- Raupe (DH 5)
- Radlader
- Schafffußwalze (16 t)
- Glattradwalzen (1,5 - 16 t)

In 2 Bauphasen, Phase 1 und Phase 2, wurde das Tonmaterial kontinuierlich eingebracht bzw. eingebaut. Durch die 2 Bauphasen wurde das Zelt in Hallenlängsrichtung gleichzeitig in 2 Baubereiche, Baubereich 1 und Baubereich 2, eingeteilt. In Bauphase 1 (Baubereich 1) wurde die mineralische Dichtung (Bild 17) mit Dumpern vor Ort verfahren, lagenweise mittels Radlader, Raupe und Walzen höhengerecht eingebaut und verdichtet.

Normale Sattelzüge konnten aufgrund ihrer großen Wendekreise nicht benutzt werden. Die Dumper hatten ein Ladevermögen von je 40 t Nutzlast. Mittels der lasergesteuerten Raupe (DH 5) sowie einem Radlader R 966 (Bild 21 - 24) wurde in Verbindung mit der Schafffußwalze (Dynapak CA 25) und der Glattradwalze CA 25 - 16 t gewährleistet, daß die Mindesteinbaubedingungen stets eingehalten wurden. Ein Laser sorgte dafür, daß das Quer- bzw. Längsgefälle in einem Arbeitsgang erstellt

werden konnte. Nachdem die vierte Tonlage eingebaut worden war, wurden die Geräte innerhalb des Zelttes in den Baubereich 2 umgesetzt. Dort konnte direkt mit Bauphase 1 begonnen werden. Im Baubereich 1 begann die Bauphase 2. Mit mit 2 kleineren Dynapak-Walzen CC 10 (2,5 bzw. 1,5 t) sowie einem lasergesteuerten Grader konnte das Feinplanung, gemäß Qualitätssicherungsplan, hergestellt werden (Bild 25 - 28). Parallel zu diesem Arbeiten wurde der Toneinbau in Baubereich 2 durchgeführt.

War das Feinplanum erstellt und Bauphase 2 in Baubereich 1 abgeschlossen, konnte die zugehörige Gerätegruppe abgezogen werden. Im Baubereich 1 mußte sofort im Anschluß die Kunststoffdichtungsbahn verlegt werden. Die vorgefertigten Kunststoffbahnen wurden vor Ort verbracht und ausgerollt.

Mit Einsatz von Schweißautomaten wurden sie in den Nahtbereichen verschweißt. Die Arbeiten im Baubereich 2 wurden derart koordiniert, daß nach Fertigstellung der Kunststoffdichtungsbahnarbeiten im Baubereich 1 unverzüglich die Arbeiten im Baubereich 2 an der Kunststoffdichtungsbahn weitergeführt werden konnten. Es muß betont werden, daß die Kontinuität der Arbeiten nur durch den Zeltschutz (auch bei extremen Außentemperaturen) gesichert war.

Nach Abnahme der Kunststoffdichtungsbahn bzw. nach Prüfung aller Schweißnähte konnte die Zeltkonstruktion umgesetzt werden (Bild 29).

Parallel zum Abbau des Zelttes wurde das 1.200 g/m² schwere Schutzvlies aufgebracht. Mittels eines moorkettenbestückten Baggers wurde vor Kopf direkt die 15 cm Schutzschicht (Sand 0/8) aufgebracht sowie nachlaufend die Drainageschicht (Kies 8/16) aufgebracht (Bild 30 -31).

In den Tiefpunkten mußten zusätzlich außerhalb des Zelttes alle Entwässerungsleitungen parallel zu vorgenannten Arbeiten verlegt werden (Bild 32 - 33).

Nach Abnahme der Kunststoffdichtungsbahn bzw. der Schweißnähte waren die Arbeiten im Schutz der Zelte abgeschlossen, das heißt die weiterführenden Arbeiten erfolgten ohne Zeltschutz.

Abschließend bleibt zu vermerken, daß nur die Arbeiten im Zelt eine kurze und sichere Bauzeit ermöglichen. Es können sicherlich Arbeiten ohne Schutzmaßnahmen unter erheblich größeren Zeitaufwand durchgeführt werden. Welche der beiden Möglichkeiten wirtschaftlicher ist bzw. wäre, kann erst im Nachhinein festgestellt werden, wenn die beeinflussende Randbedingung, die Witterung, bekannt ist. Eines ist jedoch sicher: Die Qualität wird bei der Arbeit im Schutz von Zeltten besser. Das Bauen jedoch mit Sicherheit teurer.

Dr.-Ing. Gerd-Gregor Scheler
Technischer Leiter West
F.C. Trapp GmbH & Co
Baunternehmung

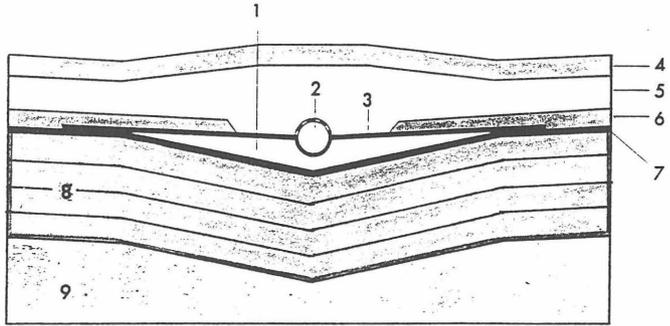


Bild 1

Deponie Dortmund Nord - Ost Organikfelder 1 - 3

Basisabdichtungssystem

(Ausschnitt A - B aus
nebenstehendem Deponiequerschnitt)



Basisabdichtung

Ein wesentliches Sicherheitselement zum Schutz der Umwelt ist die Basisabdichtung. Sie wird als sogenannte „Kombinationsdichtung“ im Organik- und Anorganikbereich hergestellt und besteht aus einem mineralischen Teil (1 m mächtige Tonschicht) und einer Kunststoffdichtungsbahn mit zusätzlichen Schutz- und Entwässerungsschichten. Mit Schadstoffen angereicherte Sickerwässer aus dem Deponiekörper werden dadurch zurückgehalten.

- 1 Bett aus mineralischem Dichtmaterial
- 2 Sickerwassersammler
- 3 Betonmatte
- 4 Filterschicht
- 5 Entwässerungsschicht

- 6 Schutzschicht aus Sand oder inertem Material
- 7 Schutzvlies und Dichtungsbahn
- 8 Mineralische Dichtung in 4 Lagen
- 9 Anstehender, ausgetauschter oder aufgefüllter Boden gemäß Anforderungen

Bild 2

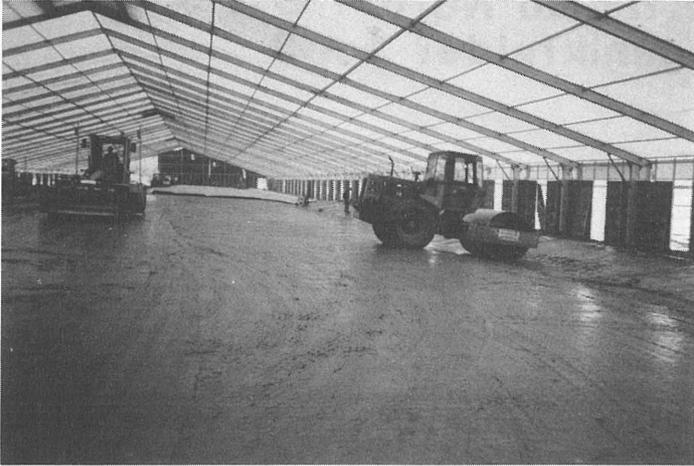


Bild 3 Arbeiten im Schutz von Zelten



Bild 4 eingebaute Waschberge

**Deponie
Dortmund Nord - Ost
Organikfelder 1 - 3**

Urgelände - Deponiekörper

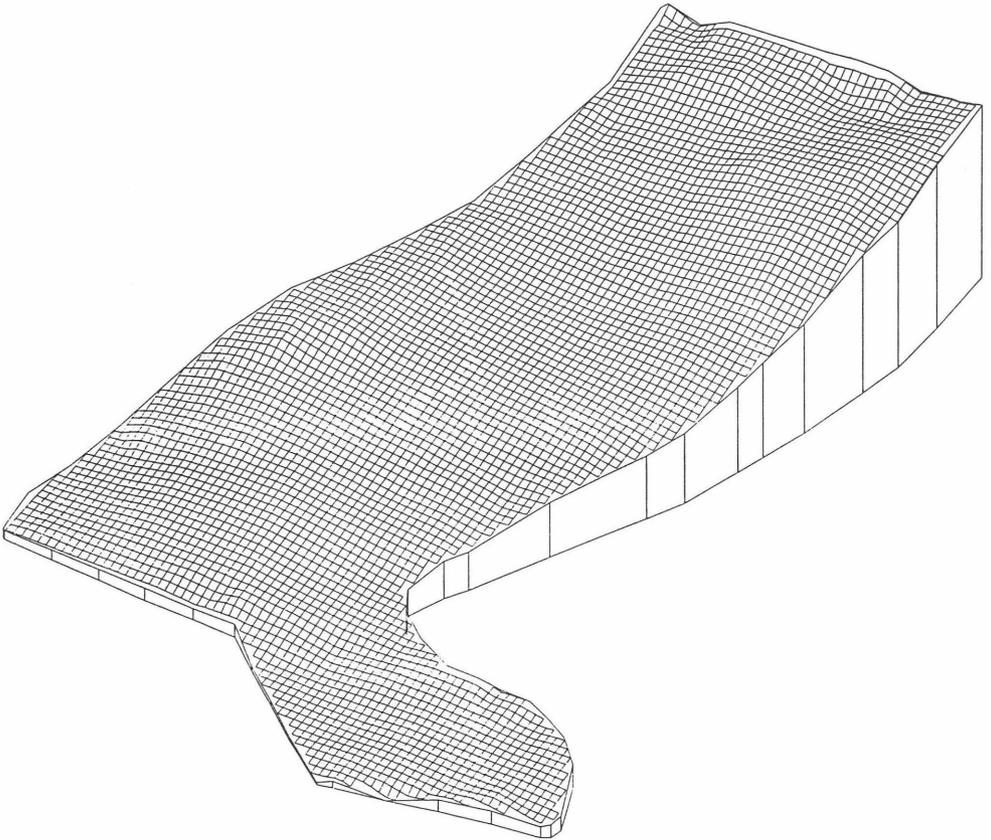


Bild 5

Deponie Dortmund Nord - Ost Organikfelder 1 - 3

Geologische - bzw. technische Barriere

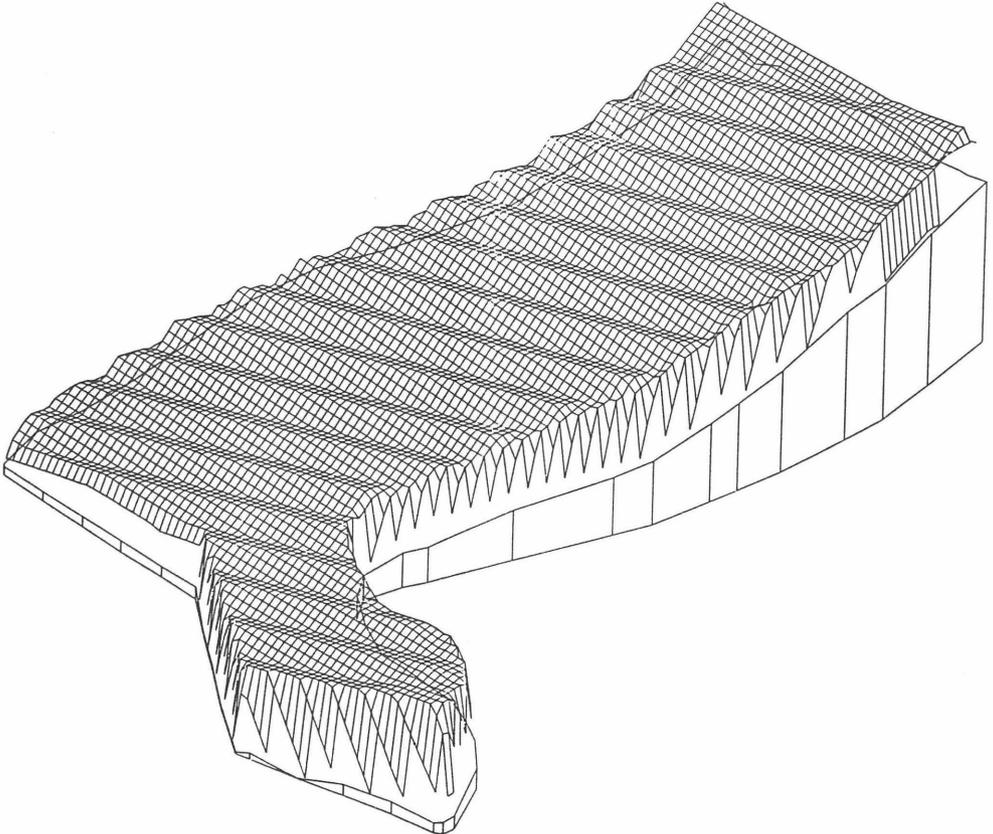


Bild 6



Bild 7



Bild 8 geolog. Barriere



Bild 9

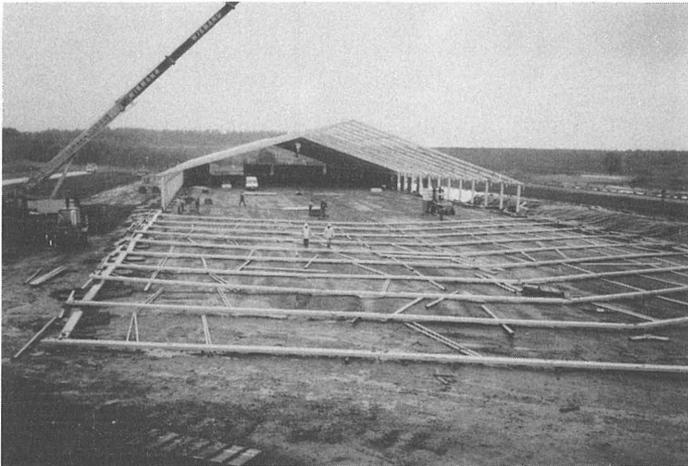


Bild 10

Aufbau Zelt

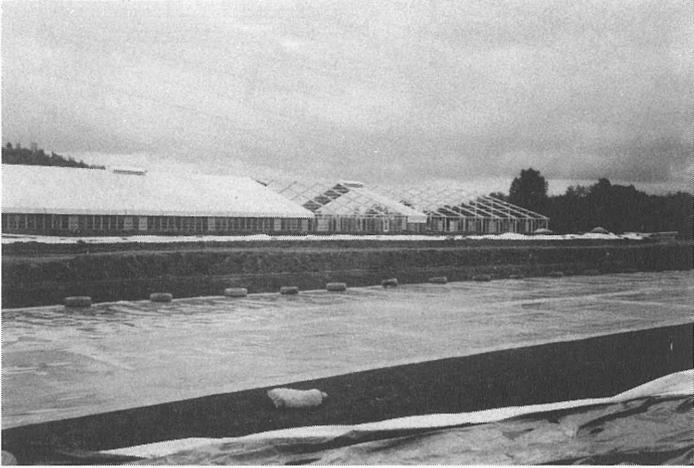


Bild 11 Zeltumbau



Bild 12

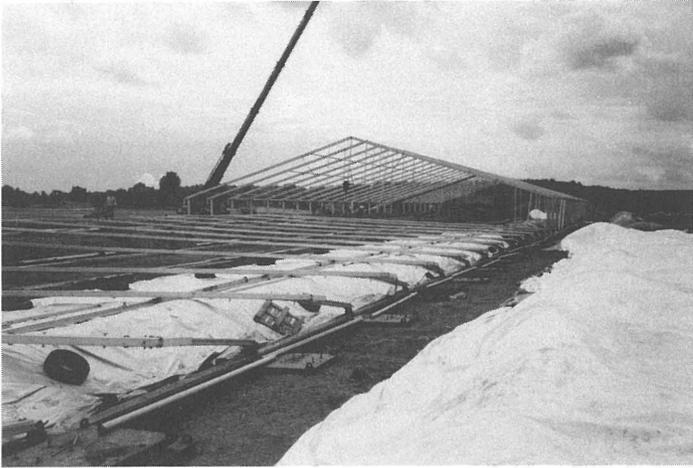


Bild 14 Fundament -gewichte



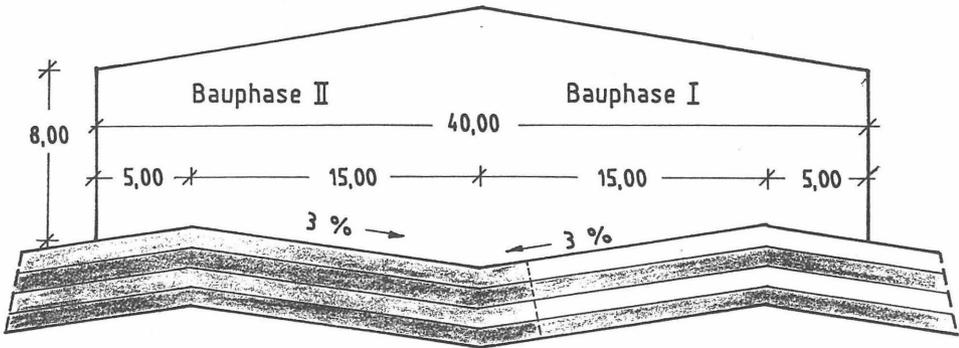
Bild 15



Bild 16

Deponie Dortmund Nord - Ost Organikfelder 1 - 3

Schnitt Arbeitszelt Breite: 40,00 m



Bauphase II

Feinplanum

- 1 Grader, lasergesteuert
- 1 Walze, Glattrad 16 to
- 1 Walze, Glattrad 2,5 to
- 1 Walze, Glattrad 1,5 to

Bauphase I

Toneinbau

- Dumper, Nutzlast 40 to
- Raupen, D5H, lasergesteuert
- Schafffußwalze 16 to

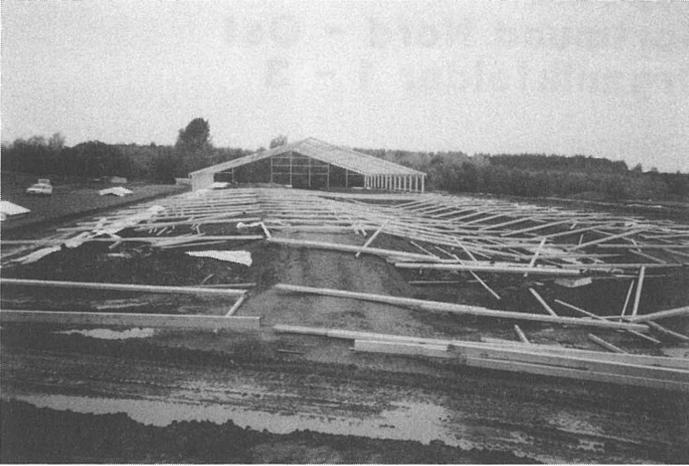


Bild 18



Bild 19



Bild 20

Deponie Dortmund Nord - Ost Organikfelder 1 - 3

Übersichtsplan Arbeitszeit

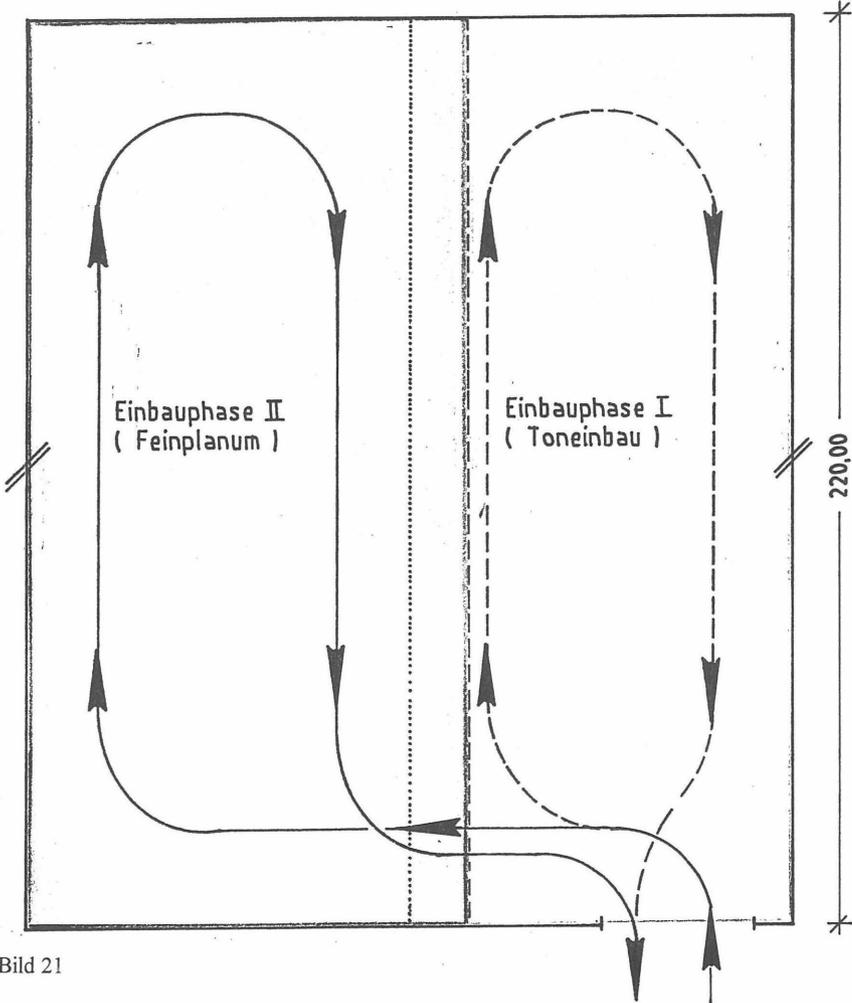


Bild 21



Bild 22



Bild 23



Bild 24

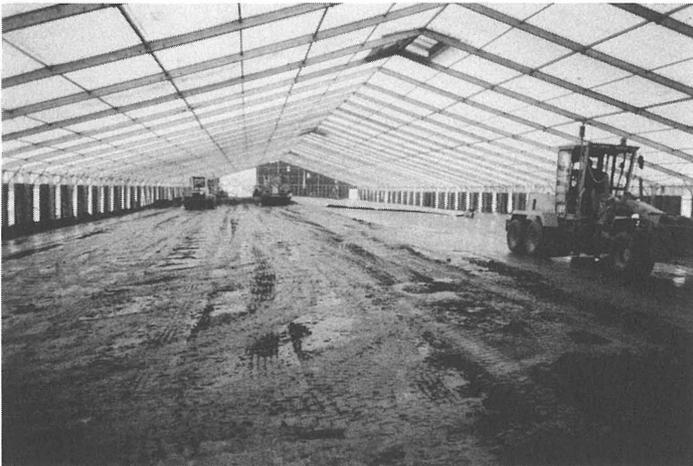


Bild 25



Bild 26

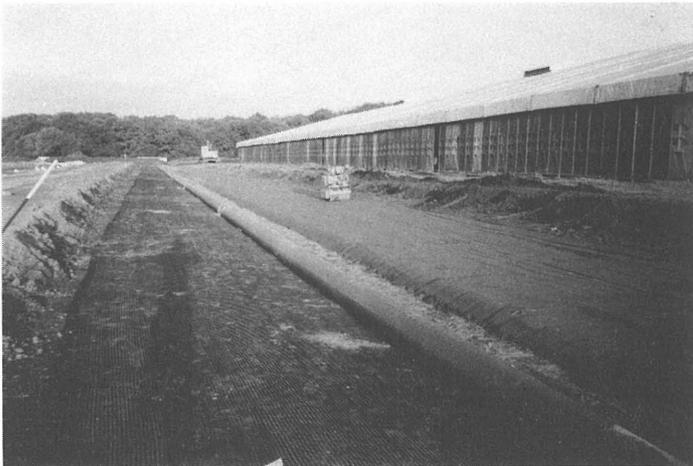


Bild 27



Bild 28



Bild 29

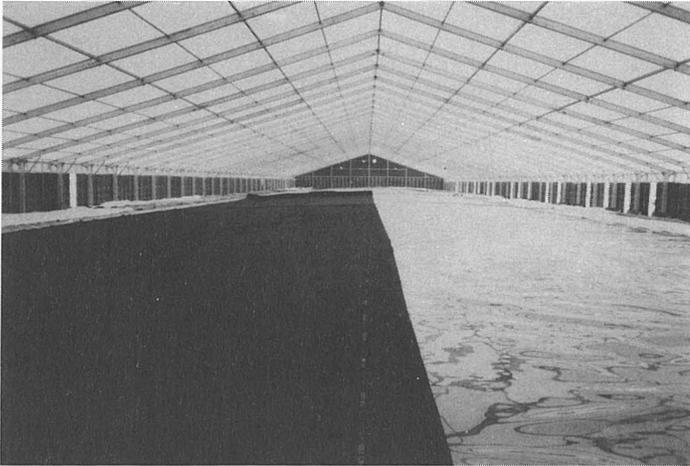


Bild 30



Bild 31

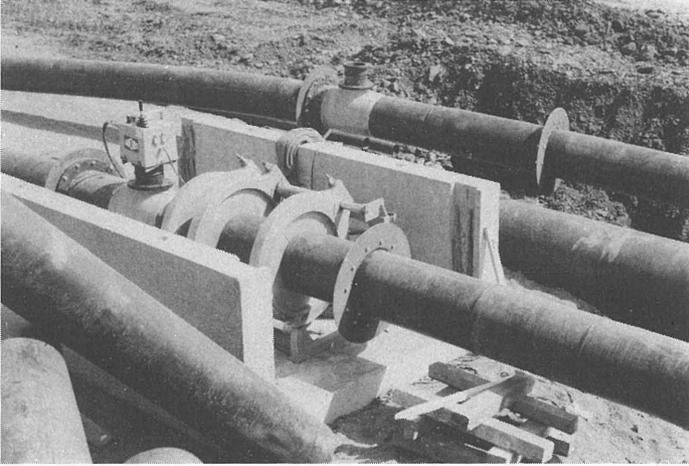


Bild 32



Bild 33

Rutschung einer Klärschlammdeponie

W. Rodatz, W. Oltmanns

1 Einleitung

In Nordhessen werden seit 1954 in einer ehemaligen Sandgrube Abfälle eines Industrieunternehmens eingelagert. Die Abfälle bestehen überwiegend aus Schlämmen der Rohwasseraufbereitung und der Abwasserreinigung. Außerdem wurden Aschen und Bauschutt deponiert. Der eingelagerte Klärschlamm ist nach bodenmechanischer Terminologie als toniger Schluff mit weicher bis steifer und teilweise breiiger Konsistenz anzusprechen. Die breiigen Abfälle wurden ursprünglich in Erdbecken eingefüllt. Später erfolgten ausschließlich Anlieferungen konditionierter Klärschlämme (Trockensubstanz $\geq 30\%$) aus der biologischen Abwasserreinigung. Die Kapazität der Deponie beträgt insgesamt etwa 450.000 m³ auf einer Fläche von rd. 4,5 ha.

Nach zwischenzeitlichen Modifikationen des Deponiebetriebes entsprechend den jeweiligen aktuellen gesetzlichen Vorgaben wird seit 1989 die gesamte Deponie aufgrund einer Gefährdungsabschätzung saniert. Ziel der Sanierung ist die Qualifizierung des Standortes als Sonderabfalldeponie nach den Kriterien des damaligen Entwurfs der TA Abfall.

Für die Planungsarbeiten und die örtliche Bauleitung sowie für Eignungsuntersuchungen und Eigenüberwachungen wurde ein Ingenieurbüro beauftragt. Verschiedenen Fachgutachtern oblagen u.a. die Prüfungen der Standsicherheitsberechnungen für den Deponiekörper. Die Bauausführung erfolgt durch eine ARGE zweier Tiefbauunternehmen, die Subunternehmen für einzelne Gewerke beauftragte. Neben der behördlichen Überwachung sind im Rahmen der Qualitätssicherung für mineralische und polymere Abdichtungen zwei Fachinstitutionen eingeschaltet.

Das Sanierungsvorhaben wird voraussichtlich im Frühjahr 1994 abgeschlossen sein. Trotz vielfältiger Schwierigkeiten und einer großen Rutschung in der Klärschlammdeponie im April 1992 wird damit die planmäßige Fertigstellung nur um wenige Monate überschritten. Dafür ist maßgeblich die werkseigene Bauabteilung des Industrieunternehmens verantwortlich, die nach der Rutschung die Bauleitung bei der Sanierung übernahm und damit für einen ordnungsgemäßen Bauablauf sorgte. Nach Abschluß der Sanierung soll das Restvolumen der Deponie ab Herbst 1994 für weitere Einlagerungen des Industrieunternehmens genutzt werden.

2 Sanierungskonzept

Entsprechend den Anforderungen der TA Abfall war u. a. an der Deponiebasis auf gering durchlässigem Untergrund ($k_f \leq 5 \cdot 10^{-7}$ m/s) eine Kombinationsdichtung aus einer 1,5 m mächtigen mehrlagigen mineralischen Barriere ($k \leq 5 \cdot 10^{-10}$ m/s) mit im Preßverbund darauf verlegten Kunststoffdichtungsbahnen sowie eine Sickerwasserfassung herzustellen (Bild 1). Eine weitere Kombinationsdichtung war als Oberflächenabdichtung auszuführen.

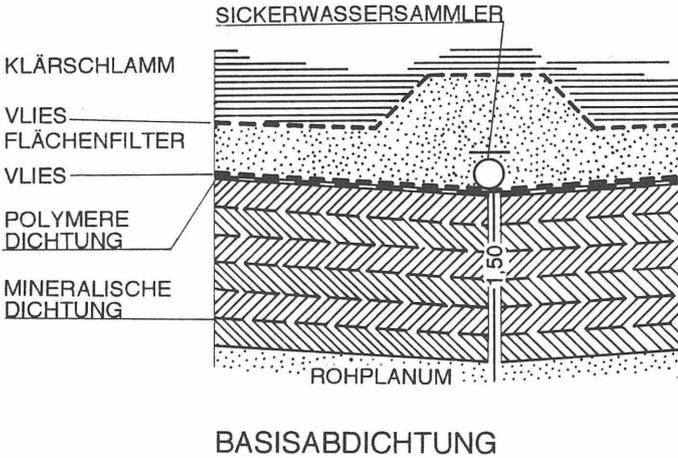


Bild 1: Basisabdichtung der Klärschlammdeponie nach der Sanierung

Um die genannten Forderungen zu realisieren, sollte zunächst im ersten Bauabschnitt ein Teilbereich der Grube freigeräumt und der entnommene Abfall auf Altablagerungen zwischengelagert werden. Anschließend sollte im Anstehenden (überwiegend Tone und verfestigte Sande) die Böschung und die Sohle modelliert werden, wobei für die Erzielung einer ausreichenden Tragfähigkeit ($E_{v2} \geq 45$ MPa) und einer erforderlichen Höhe des Rohplanums über dem Grundwasserspiegel ($a \geq 1,0$ m) nach Erfordernis ein Bodenaustausch bzw. Bodenauftrag mit Schottermaterial vorgesehen war.

Nach der Herstellung des Dichtungssystems in der Basis der Baustufe 1 sollten die Abfälle im benachbarten Altbereich (2. Bauabschnitt) aufgenommen und im Bereich der Stufe 1 eingelagert werden (Bild 2).

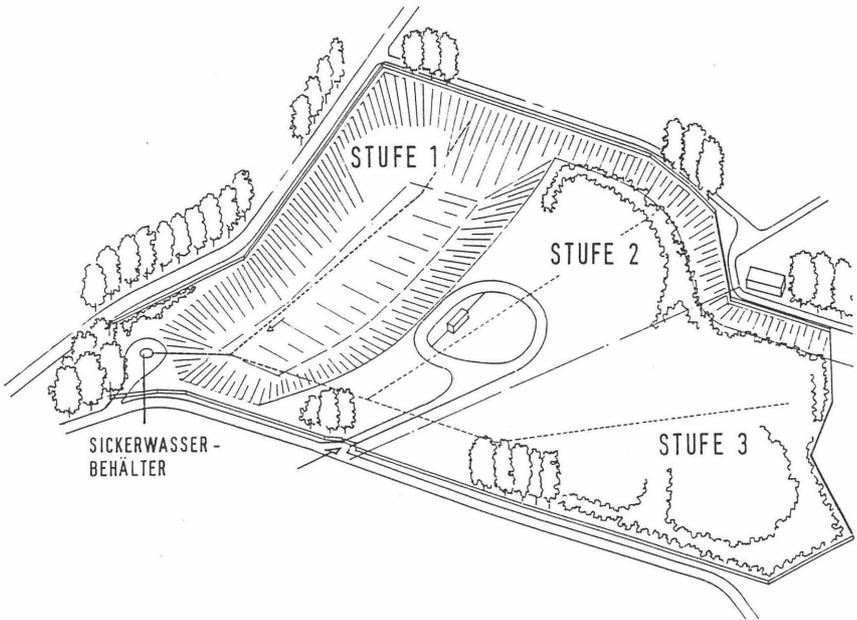


Bild 2: Sanierungskonzept für die Klärschlammdeponie

Nach der Einlagerung der Abfälle aus der Baustufe 2 in die Baustufe 1 sollte in dem dann freigeräumten Bereich analog zum vorhergehenden Abschnitt verfahren werden. Auf diese Weise müssen sukzessive die gesamten Altablagerungen mit einem Volumen von etwa 260.000 m³ auf die jeweils zuvor hergestellte Deponiebasis umgelagert werden.

Sobald in den einzelnen Baustufen die endgültige Verfüllhöhe erreicht ist, ist die Oberflächenabdichtung herzustellen, um den Sickerwassereintrag in die Deponiedrainage zu reduzieren. Das Sickerwasser in den sanierten Abschnitten im Flächenfilter gefaßt und über Sammelleitungen in ein Speicherbecken geleitet, von dem es dann in eine Kläranlage abgefahren wird.

Nach Abschluß der Sanierungsarbeiten verbleibt lediglich ein kleiner offener Einlagerungsbe-
reich für weitere Abfallanlieferungen. Im übrigen wird die Deponieoberfläche renaturiert; ein
vor der Sanierung geschaffenes Ersatzbiotop für die Deponie mit einer Fläche von 20.000 m²
bleibt erhalten.

3 Materialkonditionierung

Während der Sanierungsarbeiten in der ersten Baustufe wurden im Altbereich weiche und breiige Altablagerungen angetroffen. Nachdem diese zuerst von der Umlagerung ausgeschlossen worden waren, wurden sie dann konzentriert in einer trichterförmigen Aussparung des Deponiekörpers um einen Sickerwasserschacht im Bauabschnitt 1 eingelagert.

Bei einer späteren Kontrolle des Schachtes wurde festgestellt, daß dieser durch die Einlagerungen teilweise zusammengedrückt worden war und deshalb freigelegt und erneuert werden mußte.

Als Konsequenz aus diesem Ereignis sollte bei weiteren breiigen Altablagerungen eine Konditionierung der Abfälle bei der Wiedereinlagerung erfolgen, um ausreichende Festigkeiten für einen standsicheren Deponiekörper zu erzielen und weitere Schadensfälle zu vermeiden. Dazu wurde im Rahmen einer Eignungsprüfung mit Labor- und Feldversuchen die Vergütung des Klärschlammes mit Zement, Kalk und Flugasche geprüft. Obwohl die Konditionierung mit dem Flugascheprodukt im Vergleich zur Kalk- oder Zementzugabe die geringste Festigkeitserhöhung ergab, wurde dieses Verfahren aus wirtschaftliche Gründen gewählt; Das Vergütungsergebnis schien die gestellten Anforderungen zu erfüllen. Detaillierte Ergebnisse der Eignungsuntersuchungen liegen nicht vor.

Für die Vergütung wurde das Flugascheprodukt zuerst aus Silofahrzeugen auf den Schüttbereich geblasen und später aus Kunststoffsäcken (big bags) über den Klärschlamm verteilt und anschließend mit Hilfe eines Baggers vermischt. Da die Klärschlämme produktionsbedingt mit textilen Fasern durchsetzt sind, kam ein Einfräsen der Flugasche nicht in Frage. Eine Mischanlage vor Ort war nicht vorgesehen.

Ob die geplante Konditionierung mit dem vorgenannten Verfahren realisiert werden konnte, ist mangels entsprechender Überprüfungen während der Einlagerungsarbeiten nicht nachvollziehbar. Bei späteren Untersuchungen war jedoch zu erkennen, daß im Deponiekörper Bereiche mit deutlichen Festigkeitsunterschieden, d. h. Klärschlämme mit fester und weicher bis breiiger Konsistenz, vorhanden waren.

4 Standsicherheitsnachweise

Bedingt durch die räumlich beengte Situation des Standortes entstehen bei den Bauzuständen während der Sanierung bis 25 m hohe Böschungen mit einer Neigung von 1 : 2,5. Die Standsicherheitsnachweise mit effektiven Festigkeitsparametern für diese Böschungen erfolgten vor Baubeginn auf der Grundlage von drei Scherversuchen mit Klärschlamm. Die Wichte des Klärschlammes wurde mit $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ in die Berechnungen eingeführt. Für weitere Festigkeitsparameter der übrigen im Deponiebauwerk eingesetzten Materialien wurden mangels entsprechender Untersuchungen Erfahrungswerte angesetzt. Die verwendeten Kennwerte sind im Bild 3 notiert.

	φ' [°]	c' [kPa]
Klärschlamm	25	10
Flächenfilter	35	-
Vlies/KDB	14	-
Ton	25	30
Untergrund	30	5

Bild 3: Festigkeitsparameter für erdstatische Untersuchungen (Vorstatik)

Mit diesen Berechnungsansätzen konnten für die Böschungen mit konsolidierten Materialien Standsicherheiten $\eta > 1,4$ nachgewiesen werden. Ein Sickerwassereinstau im Deponiekörper und Verkehrslasten aus dem Baustellenbetrieb wurden nicht berücksichtigt.

Mögliche Porenwasserdrücke bei schneller Aufschüttung wurden insofern berücksichtigt, als dafür - bei im übrigen unveränderten Kennwerten - in der 1,5 m mächtigen mineralischen Dichtung der Reibungswinkel $\varphi' = 0^\circ$ gesetzt wurde. Eine Nachrechnung des Schadensfalls an dem Schachtbauwerk im Bauabschnitt 1 ergab, daß die Festigkeit des Klärschlammes $\varphi' \approx 6^\circ$ betrug bzw. daß ein Porenwasserdruck von etwa 60 % der Normalspannung vorhanden war.

Außer der anschließenden Materialkonditionierung wurden aus diesen Ergebnissen keine weiteren Schlußfolgerungen gezogen, weil die Eignungsuntersuchung des anschließend konditionierten Klärschlammes Festigkeiten von $\varphi' = 34^\circ$ und $c' = 6$ kPa ergab und daraus resultierend größere Standsicherheiten als in der Vorstatik für die Deponieaußenböschung berechnet werden konnten.

Die von den Fachgutachtern empfohlenen Überprüfungen der Berechnungsannahmen für den Klärschlamm während der Umlagerungen wurden nicht durchgeführt.

5 Rutschung

Aus baubetrieblichen Gründen mußte die Baustufe 1 in insgesamt drei Bauabschnitte (1 A, 1 B, 1 C) unterteilt werden. Nachdem das Basisdichtungssystem des Abschnitts 1 C im Herbst 1991 hergestellt und mit einer rd. 1,5 m mächtigen offenen Klärschlammabdeckung als Frostschutzschicht versehen worden war, wurde dort im Frühjahr 1992 in 6 Wochen bis auf eine maximale Höhe von 19 m aufgeschüttet. Die Deponieaußenböschung war mit einer Neigung von etwa 1 : 2,5 profiliert worden. Die Situation vor Abschluß der Baustufe 1 zeigt Bild 4 als Längsschnitt durch die Deponie.

Nach einer zweiwöchigen intensiven Regenperiode im April 1992 wurden Bewegungen in der Deponieaußenböschung zum Bauabschnitt 2 festgestellt. Diese Bewegungen des Deponiekörpers zeigten sich zunächst in böschungparallelen Rissen hinter der Böschungsoberkante, steilen Rissen in der Böschung und Verschiebungen des Randwalles am Böschungsfuß.

Nach einer Beschleunigung der Bewegungen rutschten schließlich innerhalb weniger Stunden rd. 80.000 m³ Klärschlamm über den Randwall bis 40 m auf das bereits vorbereitete Planum der Baustufe 2.

Die Abbruchkante der muschelförmigen Rutschung lag etwa 70 m hinter dem ursprünglichen Böschungsfuß. Die Gleitfläche in der Mitte der Deponie war an der Deponieoberfläche zunächst steil geneigt und verlief in der Basis in weiten Bereichen horizontal in der mineralischen Dichtung.

Aufgrund des Bruchbildes und der bei einer Kontrolle festgestellten Zerstörung eines Sickerwassersammlers war von einer erheblichen Beschädigung des Basisdichtungssystems auszugehen. Die Grenze der Beschädigungen wurde durch umfangreiche Beprobungen der mineralischen Dichtung und Untersuchungen der Kunststoffdichtungen identifiziert. Das Schadensbild ist im Bild 5 im Grundriß dargestellt.

Um den Schaden zu beheben, war es erforderlich, die Deponiebasis bis in das unversehrte Dichtungssystem freizulegen und planungsgemäß wiederherzustellen. Dafür mußten sämtliche gerutschten Massen erneut umgelagert und in dem nicht gerutschten Deponiekörper temporär standsichere Böschungen hergestellt werden.

Diese Arbeiten waren hinsichtlich der Arbeitssicherheit unter kritischen Bedingungen und baubetrieblich schwierig ausführbar. Durch den engagierten, pragmatischen Einsatz aller Baubeteiligten konnte diese Phase dennoch bewältigt werden.

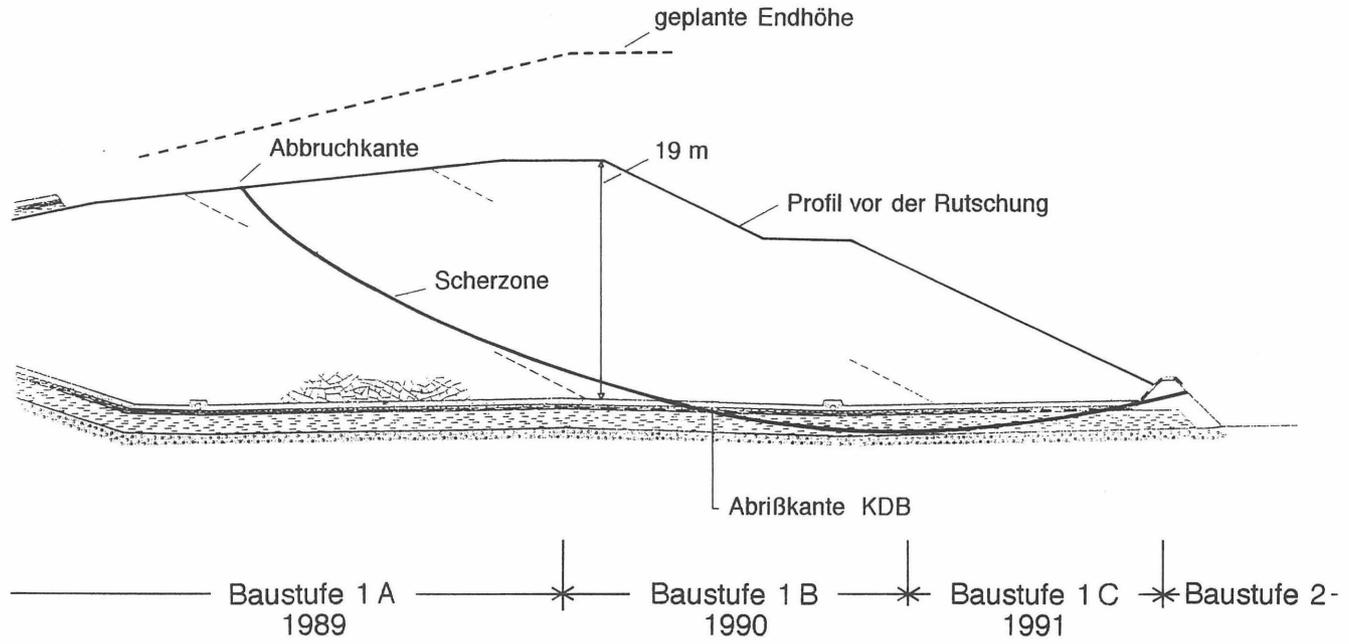


Bild 4: Längsschnitt der Klärschlammdeponie bei der Rutschung im April 1992

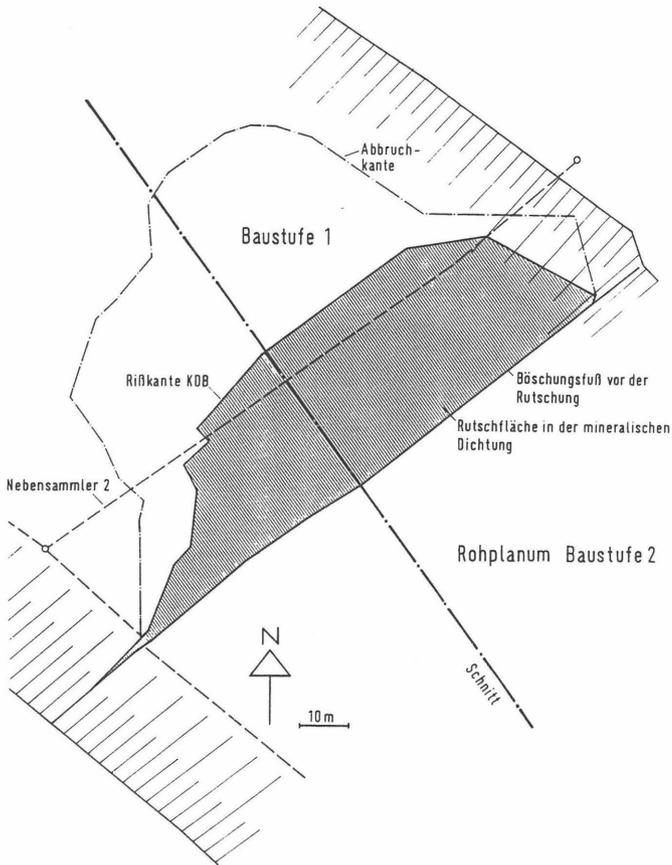


Bild 5: Schadensbild nach der Rutschung in der Klärschlammdeponie

6 Schadensanalyse

Im Rahmen der Schadensanalyse wurde zunächst die Grenze des beschädigten Dichtungssystems anhand erdstatischer Betrachtungen und Freilegung der Rißkante in der Kunststoffdichtung eindeutig identifiziert. Die Festigkeitsuntersuchungen an nach der Rutschung entnommenen Proben lieferten die im Bild 6 notierten Kennwerte.

	φ_u [°]	c_u [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]
Klärschlamm	0 - 8	10 - 45	17 - 35	18 - 23
Ton (Bauabschn. 1 A, 1 B)	0	89	12	41
Ton (Bauabschn. 1 C)	0	50	6	39

Bild 6: Festigkeitsparameter aus Nachuntersuchungen

Für den Klärschlamm wurden bei den Laboruntersuchungen Wassergehalte $w = 28 - 49 \%$ und Wichten $\gamma \approx 17 \text{ kN/m}^3$ ermittelt.

Neben der erheblichen Streuung der Parameter infolge der heterogenen Klärschlammeeinlagerungen zeigen die Ergebnisse z. T. deutliche Abweichungen von den Berechnungsannahmen. Unter Ansatz relativ hoher Festigkeitskennwerte im Rahmen der ermittelten Grenzen für den Klärschlamm beträgt die rechnerische Böschungsstandsicherheit vor der Rutschung für undrainiertes Material (Anfangszustand) $\eta = 1,1$ und für drainiertes Material (konsolidierter Endzustand) $\eta = 1,5$. Demnach ist offensichtlich die Anfangsfestigkeit der Materialien für die Standsicherheit der Deponie maßgeblich.

Die Konsolidationszeiträume betragen unter den angegebenen Bedingungen für die mineralische Dichtung ($k \leq 5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$) etwa 1 Jahr und für den Klärschlamm ($k \approx 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$) mehrere Monate. Bei einer Schüttzeit von ca. 6 Wochen für den Bauabschnitt 1 C galten damit sowohl in der mineralischen Dichtung als auch im Klärschlamm bei der Rutschung weitgehend undrainierte, unkonsolidierte Verhältnisse.

Als letztlich auslösendes Moment für die Rutschung wird der unmittelbar vorher in den Deponiekörper eingesickerte Niederschlag angesehen. Aufgrund mindestens bereichsweiser geringer Durchlässigkeiten im Deponiekörper (horizontale Sperrschichten) und ungünstiger Oberflächenmodellierungen entstand ein Sickerwassereinstau und ein daraus resultierender Wasserdruck auf die Deponieaußenböschung.

Zudem entwickelte sich auf der Böschung des vorhergehenden Bauabschnittes (1 B) durch die Teilkonsolidation der darauf geschütteten Abfälle (max. $\Delta \epsilon \approx 16 \%$) eine potentielle Scherzone, welche die Rutschung begünstigte.

Abgesehen davon entstanden bei der Rutschung deutlich erkennbare tiefe Risse hinter der Böschungsoberkante, in denen folglich keine Scherfestigkeit mehr vorhanden war, was im Widerspruch zu den Böschungsbruchberechnungen der Vorstatik (monolithische Bruchkörper auf Gleitflächen mit entsprechenden Scherfestigkeiten) steht.

7 Stabilitätsuntersuchungen

Damit für die nächsten Baustufen standsichere Deponieböschungen hergestellt werden, wurden zunächst in einem umfangreichen Untersuchungsprogramm sämtliche relevanten Kennwerte der im Deponiebauwerk eingesetzten Materialien ermittelt (Bild 7). Die Parameterfestlegung erfolgte dabei u. a. nach den in der bodenmechanischen Praxis üblichen Methoden hinsichtlich der statistischen Absicherung und der Reduzierung von Laborkennwerten für erdstatische Berechnungen.

	φ_u [°]	c_u [kPa]	φ' [°]	c' [kPa]
Flächenfilter	32,5	0	32,5	0
KDB/Vlies	29,3	0	29,3	0
KDB/Ton	0	68	12,2	68
Ton	0	89	12,2	41
Untergrund	35,0	0	35,0	0

Bild 7: Festigkeitsparameter für Stabilitätsuntersuchungen nach der Rutschung

Ziel der Stabilitätsuntersuchungen war es, für die aufgrund der örtlichen Situation notwendige Böschungsneigungen von 1 : 2,5 und die vorgenannten Materialkennwerte die mindestens erforderliche Festigkeit des Deponiematerials hinsichtlich einer ggf. notwendigen Konditionierung zu ermitteln. Bei diesen Standsicherheitsuntersuchungen wurde das Konsolidationsverhalten der Materialien berücksichtigt, um sowohl die Anfangs- und Endstandsicherheit als auch teildrainierte Zwischenzustände beurteilen zu können.

Da für die Klärschlammdeponie Bauzustände betrachtet wurden, konnte der Lastfall 2 n. DIN 4084 für die Ermittlung der Mindestfestigkeit zugrunde gelegt werden. Das Berechnungsverfahren n. DIN 4084 'Gelände- und Böschungsbruchberechnungen' kann nach den Empfehlungen des Arbeitskreises 'Geotechnik der Deponie und Altlasten' der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau (DGEG) analog für Deponiebauwerke verwendet werden. Die Anwendung sollte u. E. jedoch auf die Fälle beschränkt werden, bei denen die Verformungen nicht im Widerspruch zu den Berechnungsannahmen stehen.

Bei sämtlichen Untersuchungen wurde ein maximaler Sickerwassereinstau im Deponiekörper ($h_w = 5$ m) und eine Verkehrslast ($p = 23,4$ kPa) aus dem Baubetrieb angesetzt.

Hinsichtlich der Endstandsicherheit wurden - bei im übrigen identischen Kennwerten - für das konsolidierte Deponiematerial (s. Bild 8) zwei Festigkeitsvarianten untersucht. Der Regelfall berücksichtigt das planmäßig konditionierte Material und der Sonderfall erfaßt evtl. vorhandene Zonen geringerer Festigkeit. Die Wichte der Abfälle wurde dabei mit $\gamma = 17$ kN/m³ in die Berechnungen eingeführt.

Die Standsicherheit der Deponieaußenböschung ist für den Regelfall ($\varphi' = 34,8^\circ$, $c' = 18 \text{ kPa}$) $\eta = 2,10$ und für den Sonderfall ($\varphi' = 25,0^\circ$, $c' = 15 \text{ kPa}$) $\eta = 1,78$. Damit sind die auskonsolidierten Klärschlämme geeignet, ausreichende Endstandsicherheiten zu gewährleisten.

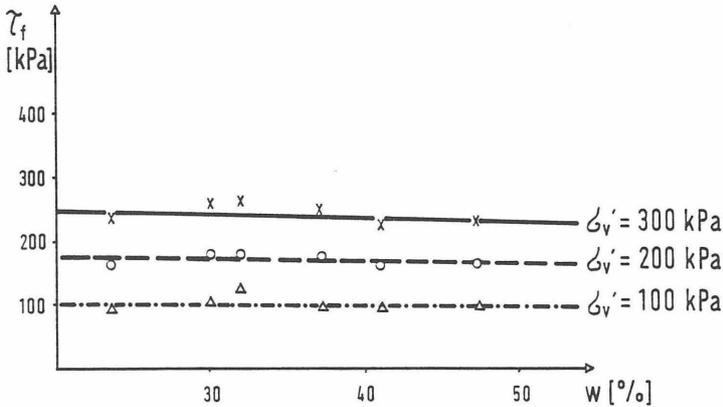


Bild 8: Festigkeiten verschiedener Klärschlammproben in Abhängigkeit von der Vertikalspannung σ_v' und dem Einbauwassergehalt w bei konsolidierten, drainierten Scherversuchen

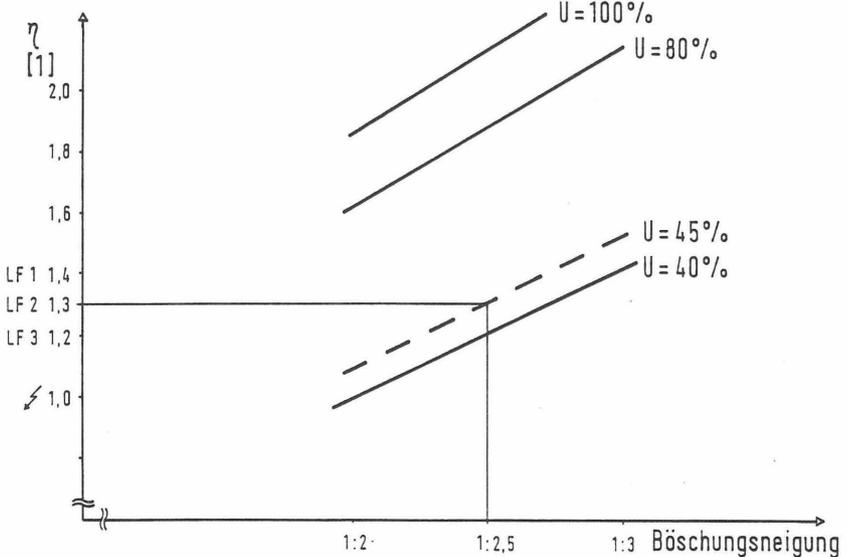


Bild 9: Standsicherheiten η in Abhängigkeit von der Böschungeneigung und dem Konsolidationsgrad U des Deponiematerials

Die Untersuchungen für teildrainierte Zustände des Deponiematerials (Bild 9) zeigten, daß die Abfälle für eine Standsicherheit $\eta = 1,3$ bei einer Böschungsneigung von 1 : 2,5 zu etwa 45 % auskonsolidiert sein müssen.

Um den Zeitraum abzuschätzen, nach dem dieser Konsolidationsgrad erreicht ist, wurden für verschiedene Durchlässigkeiten und Konsolidationsgrade des Deponiekörpers die Standsicherheiten über die Zeit aufgetragen (Bild 10).

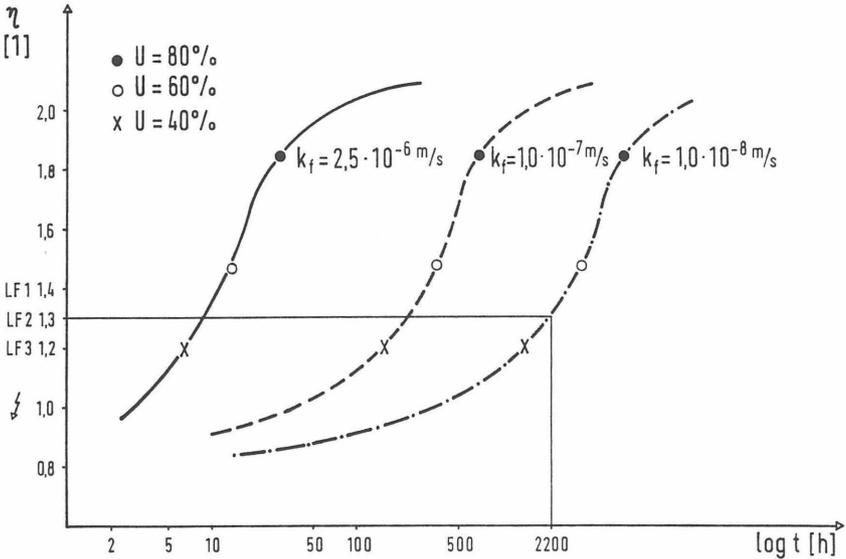


Bild 10: Entwicklung der Standsicherheit η in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit k_f und dem Konsolidationsgrad U der Klärschlämme

Diese Darstellung zeigt, daß die erforderliche Standsicherheit $\eta = 1,3$ bei einem Konsolidationsgrad $U \approx 45\%$ und einer Durchlässigkeit $k_f = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ für das Deponiematerial erst nach rd. 90 Tagen erreicht wird. Um auch für den Anfangszustand ausreichende Sicherheiten zu erhalten, wurde deshalb die erforderliche Anfangsfestigkeit der Klärschlämme ermittelt.

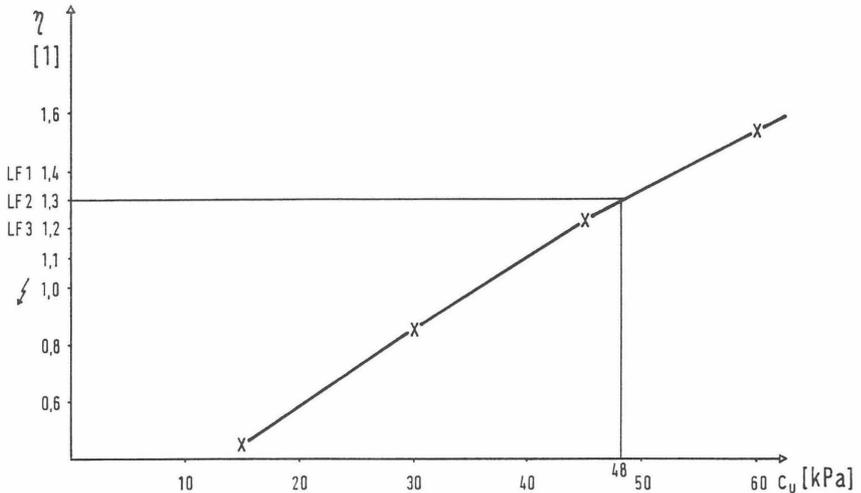


Bild 11: Ermittlung der Mindestfestigkeit der Klärschlamme für den Anfangszustand

Danach ist für eine Standsicherheit $\eta = 1,3$ bei den vorgegebenen Böschungen mindestens eine Anfangsfestigkeit $c_u = 48$ kPa der Klärschlämme erforderlich.

9 Überwachungsmaßnahmen

Der bezüglich der Böschungsstandsicherheit kritische Zeitraum ist aufgrund der Untersuchungen der unkonsolidierte Anfangszustand der Materialien. Um dafür erforderliche Sicherheiten zu erreichen, wird unmittelbar vor Ort während des Einlagerungsbetriebes nach Erfordernis, d. h. bei offensichtlich weichen und breiigen Abfällen, die Scherfestigkeit mit einer Flügelsonde - Einsatz gemäß DIN 4094 'Flügelsondierung' - bestimmt. Die Sonde wird als stationäre Anlage auf dem Deponiegelände betrieben. Das Probenmaterial wird in Behältnissen von der Entnahmestelle zur Prüfung transportiert (Probenmasse ≥ 20 kg).

Die Entscheidungsbefugnis über den notwendigen Prüfumfang ist zwischen den Beteiligten geregelt, d. h. daß Auftraggeber und Auftragnehmer nach Erfordernis Prüfungen anordnen können. Die Gewährleistung eines standsicheren Bauwerks, also u.a. der Dichtungssysteme und des Deponiekörpers, obliegt der ARGE.

Im Sinne einer Kalibrierung der Flügelscherfestigkeit τ_{FS} wurden mit verschiedenen Depo-niematerialien bei unterschiedlichen Wassergehalten Parallelversuche mit der Flügelsonde und in Triaxialzellen (Versuchstyp UU n. DIN 18 137) gefahren. Die Ergebnisse sind im Bild 12 grafisch dargestellt. Danach kann mit ausreichender Genauigkeit bei Wassergehalten des Materials zwischen $w = 25$ % und $w = 45$ % die Anfangsfestigkeit c_u unmittelbar aus der Flügelscherfestigkeit τ_{FS} bestimmt werden.

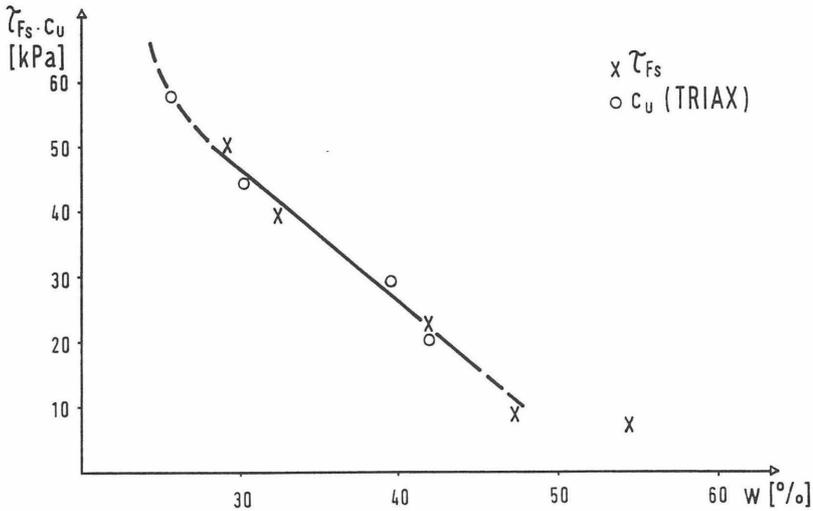


Bild 12: Korrelation der Festigkeiten aus Triaxial- und Flügelscherversuchen bei verschiedenen Wassergehalten der Klärschlämme

Damit für die projektierte Böschungsneigung eine ausreichende Standsicherheit vorhanden ist, wurde unter Berücksichtigung einer Sicherheitsmarge die erforderliche Flügelscherfestigkeit mit $\tau_{FS} \geq 60$ kPa als Zielgröße festgesetzt. Dabei soll der Wassergehalt des Materials generell nicht mehr als $w \approx 30$ % betragen.

Die Prüfung dieser Zielgrößen erfolgte nach der Rutschung in der Klärschlammdeponie im April 1992 nach Erfordernis jeweils an frischen sowie einen Tag alten, konditionierten Deponiematerialien.

Falls erforderliche Festigkeiten bzw. Wassergehalte nicht vorlagen, wurde durch gezielte Vergütung des Probenmaterials (Kalkzugabe) die notwendige Rezeptur ermittelt und angeordnet. Damit konnten die Anforderungen an das umgelagerte Material regelmäßig deutlich übertroffen werden. Bedingt durch die Heterogenität des Materials mußte die Kalkzugabe jedoch mit einem erheblichen Vorhaltemaß erfolgen.

Damit ein möglicher, die Standsicherheit gefährdender Sickerwassereinstau im Deponiekörper rechtzeitig erkannt wird, wird der Sickerwasserhaushalt anhand von Aufzeichnungen zu Sickerwasserabfuhrungen und Meßwerten einer örtlichen Wetterstation bilanziert.

Zum Schutz vor eindringenden Niederschlägen wird die offene Deponieoberfläche nach jeder Einbaulage glattgewalzt und so profiliert, daß Niederschläge zügig abgeleitet werden. Vor dem Aufbringen weiterer Lagen wird die Oberfläche zur Vermeidung potentieller Scherzonen und Sperrflächen für das Sickerwasser wieder aufgeraut und eine tiefe Verzahnung mit vorhandenen Böschungen hergestellt.

Zusätzlich zu den Kennwertermittlungen der umzulagernden Klärschlämme sollen nun regelmäßig die Berechnungsannahmen für die übrigen im Deponiebauwerk eingesetzten Materialien überprüft werden. Für Massenermittlungen und Verformungskontrollen werden geodätische Messungen durchgeführt.

Nach der Rutschung in der Klärschlammdeponie im April 1992 übernahm die werkseigene Bauabteilung des Industrieunternehmens die Bauleitung der Sanierungsmaßnahme. U.a. für die technische Bauleitung ist ein Mitarbeiter täglich und ein weiterer Mitarbeiter regelmäßig in kurzen Zeitabständen vor Ort. Fragestellungen, z.B. bei Standsicherheitsbeurteilungen, werden nun unmittelbar vor Ort mit den Baubeteiligten und dem hinzugezogenen Fachgutachter erörtert.

Mit der modifizierten Arbeitsweise und der konsequenten Überwachung der Maßnahme sowie des intensiven, regelmäßigen Erfahrungsaustauschs konnten bis heute 135.000 m³ Deponiematerial ohne weitere Schäden umgelagert werden. Durch die Flexibilität der Bauausführenden konnten hinsichtlich der Witterung günstige Zeiträume optimal genutzt werden.

10 Zusammenfassung

Die vorgestellte Rutschung einer Klärschlammdeponie bei Sanierungsarbeiten mit den nachfolgenden Untersuchungen zeigt, daß regelmäßig die - oft notwendigerweise - bei den Planungen getroffenen Annahmen für Standsicherheitsnachweise und Bauverfahren während des Baubetriebs verifiziert und ggf. modifiziert werden müssen. Nach einer möglichst repräsentativen Beprobung als Planungsgrundlage sind die Entscheidungskriterien für die Veranlassung und Häufigkeit von Prüfungen der Baustoffe und des Deponiematerials vor Baubeginn festzulegen und während der Baumaßnahme auch anzuwenden. Sofern geplante Bauverfahren nicht durchgeführt werden (können) oder geändert werden müssen, bedarf das der Information und Zustimmung aller Baubeteiligten. Wie bei übrigen Ingenieurbauwerken, muß diese Vorgehensweise auch bei Deponiebauwerken eine Selbstverständlichkeit sein. Fehlt diese Routine, sind Schäden in dem vorbezeichneten Ausmaß nicht unwahrscheinlich.

Der Umfang und die Methode von Festigkeitskontrollen wird i. w. von der Beschaffenheit der Materialien bestimmt. Als baustellengerechtes Verfahren für die unmittelbare Prüfung der Scherfestigkeitsparameter c_u bzw. τ_{FS} von Klärschlämmen hat sich eine auf der Baustelle eingesetzte stationäre Feldflügelsonde bewährt. Im Vergleich zu Laborflügelsonden können damit größere Probenvolumina untersucht werden, d.h. geringe Inhomogenitäten der Probe beeinflussen kaum einzelne Meßergebnisse. Im übrigen läßt sich die Feldflügelsonde nach Erfordernis ohne Zeitverzug auch in situ einsetzen, um z.B. die Festigkeit des eingebauten Materials zu überprüfen.

Für Deponiebauwerke muß - mit den klassischen Methoden der Bodenmechanik solange keine gesicherten Alternativen existieren - sowohl eine ausreichende Anfangs- als auch Endstandsicherheit der Deponie nachgewiesen werden. Bei Spannungs-Verformungsanalysen müssen die Gültigkeit der Berechnungsvoraussetzungen geprüft und Bauwerksreaktionen regelmäßig kontrolliert werden. Diese Vorgehensweise wurde nach der Rutschung konsequent praktiziert. Auch wenn dafür umfangreiche Untersuchungen erforderlich sind, sind deren Kosten sicherlich gering im Verhältnis zum Gesamtbudget und niedriger als ein zu sanierender Schaden.

Ursachen von Sackungen und Setzungen im Deponiekörper und deren Auswirkungen auf Deponieoberflächen

Florian Kölsch

1 Problem

Gemäß den geltenden technischen Anforderungen an Deponien für Siedlungsabfall sind diese nach Abschluß des Betriebes mit einer Oberflächenabdichtung bzw. -abdeckung zu versehen. Der Aufbau dieser Abdichtungssysteme auf dem Abfall bereitet immer wieder Probleme, v.a. wegen der lang anhaltenden und auch nach Abschluß des Betriebes z.T. noch starken Setzungen des Abfallkörpers. Die Ursachen der Setzungen sind zwar prinzipiell bekannt, wegen der hinsichtlich der Umsetzungsprozesse und der Stabilität des Abfallkörpers immer noch weitgehend ungeordneten Ablagerung der Abfälle allerdings schwierig zu prognostizieren. Im folgenden soll auf die Ursachen von Sackungen und Setzungen näher eingegangen werden und die Auswirkungen an einem Fallbeispiel betrachtet werden.

2 Definitionen

2.1 Sackungen

Unter dem Begriff Sackung versteht man bei Boden eine plötzlich auftretende Verformung ohne zugehörige Änderung der Belastung, d.h. eine Unstetigkeitsstelle im Lastsetzungsdiagramm (Abb. 1). Bei körnigem Boden treten Sackungen als Folge von Kornumlagerung z.B. durch das Verschwinden der "scheinbaren Kohäsion" auf. Analog zu dieser Definition bezeichnet eine Sackung bei Abfall eine **Hohlraumabnahme infolge einer Gefügeänderung**. Sackungen können verschiedene Ursachen haben:

- Tragende Substanz wird durch biologische oder chemische Prozesse abgebaut bzw. umgesetzt. Die entstehenden Hohlräume werden durch Nachsacken von Material wieder gefüllt. Beispiel: Bei der Umlagerung

der Deponie Kaiserbruch in Wien, bei der der Abfallkörper durch Druckstoßbelüftung gezielt aerob stabilisiert wurde, kam es innerhalb einer Woche nach Beginn der Belüftung zu Sackungen von 0,5-1 m bei 10 m Deponiehöhe, obwohl der Abfall bereits 40 Jahre lang abgelagert war.

- Durch Umsetzungsprozesse wird die Materialfestigkeit geschwächt. Die Kompressibilität des Abfalls und damit auch die vertikalen Verformungen nehmen ohne Änderung der Belastung zu.
- Durch den Abbau bzw. die Schwächung tragender Substanzen kommt es im Abfall zu Lastumlagerungen, was zur Überlastung tragender Strukturen führen kann. V.a. die großformatigen Bestandteile des Abfalls (Sperrmüll und Teile des Gewerbemülls) mit großem Hohlraumanteil brechen zusammen.

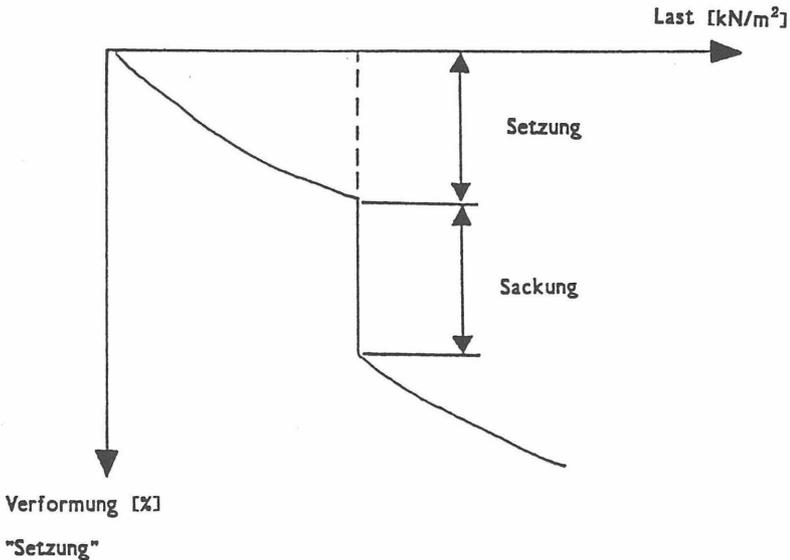


Abbildung 1: Lastsetzungsdiagramm

2.2 Setzungen

Setzungen im Boden sind definiert als senkrechte **Verschiebungen durch Spannungsänderung**. Sie werden nach ihren Ursachen unterschieden in Setzungen mit Volumenänderung und Formänderungssetzungen.

2.2.1 Verdichtungssetzungen

Setzungen mit Volumenänderung, häufig auch als Verdichtungssetzungen bezeichnet, werden bei bindigem Boden im wesentlichen durch Auspressen des Porenwassers hervorgerufen. Hauptursachen für Setzungen sind bei Abfall:

- Verringerung des Hohlraumanteils durch das lastbedingte Einpressen des Materials in Hohlräume.
- Das Zusammendrücken von Abfallbestandteilen führt zu einer Verringerung des Porenanteils der Einzelsubstanzen. Dieser Prozeß tritt bei Boden im Normalfall nicht auf, da die Kornfestigkeiten nicht überschritten werden.
- Die Entwässerung bindiger Bestandteile, z.B. von Schlämmen, bzw. Abbau lokal entstandener Porenwasserüberdrücke.

Abbildung 2 zeigt die prinzipielle Wirkungsweise der drei o.g. Hauptursachen für Verdichtungssetzungen. Die Setzungen sind je nach Art, Zustand und Zusammensetzung des Abfalls stark unterschiedlich. Unbehandelter Siedlungsabfall, der häufig einen Hohlraumanteil (Hohlräume zwischen den Abfallsubstanzen und kapillarer Porenraum) von bis zu 70 Vol.% aufweist, zeigt eine starke Kompressibilität. Die Setzungen werden hervorgerufen durch den Einbau mit Verdichtungsgerät (Kompaktor) und durch die Auflast (Überschüttung). Sie sind zum Teil reversibel, wie die Rückfederung nach dem Einbau zeigt. Mit dem Verlauf der Setzungen und den daraus resultierenden Verdichtungen hat sich z.B. **Wiemer (1978)** beschäftigt. Biologisch vorbehandelter Abfall ähnelt in seinem Setzungsverhalten bindigem Boden (**Ramke, 1992**). Dies ist darauf zurückzuführen, daß der gesamte Hohlraumanteil deutlich geringer ist als bei unbehandeltem Abfall, und zwar v.a. der kapillare Porenanteil (z.B. in der organischen Substanz und

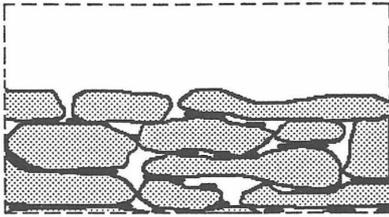
im Papier). Gleichzeitig steigt die Verdichtungswilligkeit des Abfalls durch die Festigkeitsschwächung der Einzelsubstanzen, so daß bereits beim Einbau deutlich höhere Dichten erreicht werden können. Dadurch und durch den höheren Kornanteil wird das Material bindiger, so daß die Setzungsursache "Auspressen von Porenwasser" größere Bedeutung erhält. Dieser Effekt tritt bei Zumischung oder dünn-schichtigem Einbau von Schlamm ebenfalls auf und wird durch die biologische Vorbehandlung eines Müll-Klärschlammgemisches noch verstärkt (Spillmann, 1989). Dickschichtiger und Kassetteneinbau sowie die Monoablagerung von Schlamm führt dagegen zu einer schlammtypischen Konsolidationssetzung (Gay et al., 1981), ebenso verhält sich ein schlecht entwässertes Müll-Klärschlammgemisch.

2.2.2 Formänderungssetzungen

Formänderungssetzungen laufen ohne Volumenänderung ab. Sie werden bei dem vorwiegend auf Reibung bzw. Schub tragenden Boden durch Scherspannungen hervorgerufen. Im Gegensatz zu Boden trägt der stark faserhaltige Siedlungsabfall überwiegend auf Zug (Kölsch, 1992). Entsprechend treten bei Abfall Formänderungssetzungen im Zusammenhang mit Zug- und Scherspannungen auf. Als besonders problematisch erweist sich dabei die Tatsache, daß die volle Scherfestigkeit von Abfall erst nach sehr langen Verformungswegen erreicht wird (Jessberger, Kockel, 1993) und die Weckung der Zugkräfte bzw. der Faserkohäsion verzögert erfolgen kann. Im Abfallkörper scheinen drei Stellen durch Formänderungssetzungen besonders gefährdet, die Böschungskante, die Böschungsmittle und Einbauten.

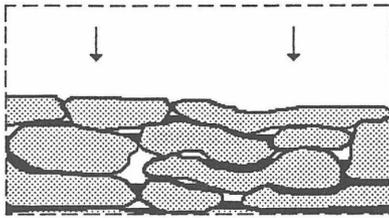
Verformungen im Bereich der Böschungskante, wie sie in Abb. 3 prinzipiell dargestellt sind, äußern sich durch Risse im Abstand bis zu 5 m von der Böschungskante. Sie werden hervorgerufen durch ein beginnendes Gleiten kleiner Böschungskeile, die auf mangelnde Scherfestigkeit des Abfalls zurückzuführen sind (A). Die Rückrechnung unter der Annahme einer Standsicherheit von etwa $\eta \geq 1$ führte für eine Böschung der Deponie Braunschweig Watenbüttel zu einem Reibungswinkel von $\varphi = 17.5^\circ$ und einer Kohäsion von 10 kN/m^2 . Daraus läßt sich ableiten, daß die Reibung des Abfalls weitgehend geweckt ist, jedoch nur geringe Zugkräfte mobilisiert wurden. Daß die Böschung dennoch auch 4 Jahre später noch Standsicherheit aufweist, ist darauf zurückzuführen, daß durch die weitere Böschungsbewegung die Faserkohäsion und damit die rückhaltenden Kräfte vergrößert wurden (B).

A

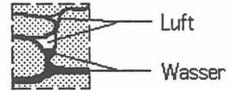


Einbauzustand

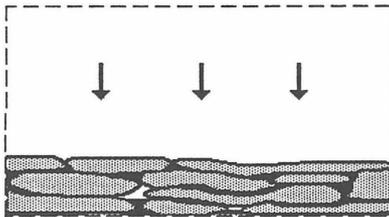
B



Verringern
des Hohlraumanteils

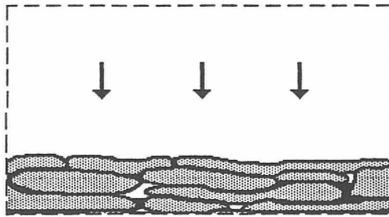


C



Zusammendrücken
der Abfallbestandteile

D



Entwässern

Abbildung 2: Ursachen von Verdichtungssetzungen bei Abfall

Für die Böschungsstandsicherheit sind die kleinen Gleitkörper, wie sie in Abbildung 3 dargestellt wurden, nicht maßgeblich, da deren treibende Kräfte zu gering sind. Die in Standsicherheitsberechnungen ermittelte ungünstigste Gleitkörpergeometrie ist in Abb. 4 prinzipiell dargestellt. Es handelt sich um massereiche Gleitkörper mit einer flachen tiefen Gleitfuge, in der wegen des spitzen Winkels zur Horizontalen und damit zur Lage der zugkraftaufnehmenden Fasern fast ausschließlich Reibungskräfte zurückhaltend wirken. Die hintere Gleitfuge bildet gegenüber den Fasern einen größeren Winkel, so daß dort entsprechend große Faserkohäsion geweckt wird, die den weitaus größten Teil der haltenden Kräfte bildet (A). Entsprechend der Größe der Faserkräfte treten horizontale Verformungen auf, die gleichzeitig eine Einschnürung des zugbelasteten Querschnitts (hintere Gleitfuge) bewirken. Die Einschnürung ist als Setzung an der Oberfläche erkennbar, wobei die größten Setzungen durchaus mehr als 30 m von der Böschungskante entfernt liegen können (B).

Die Eigenschaft der bewehrungsähnlich wirkenden Bestandteile des Abfalls, Zugkräfte weit aus den Verformungszonen heraus zu übertragen sorgt einerseits für eine große Stabilität der Böschungen, andererseits führt gerade diese Eigenschaft zu erheblichen Belastungen für vertikale Einbauten in Deponien, wie z.B. Schächte. Im Gegensatz zu bodenähnlichen, reibungsdominierten Materialien bei denen sich über negative Mantelreibung ein Massenkeil an einem Schacht aufhängen kann, werden über die Faserbestandteile erheblich größere Massenkräfte übertragen. In Abbildung 5 ist die Tragwirkung im Schachtbereich prinzipiell dargestellt. Für den Fall, daß der Schacht nicht axial deformiert wird (was allerdings häufig vorkommt) und sich das Schachtfundament nicht setzt, kommt es im unmittelbaren Schachtbereich nur zu geringen Setzungen, mit wachsender Entfernung vom Schacht nehmen auch die Setzungen zu.

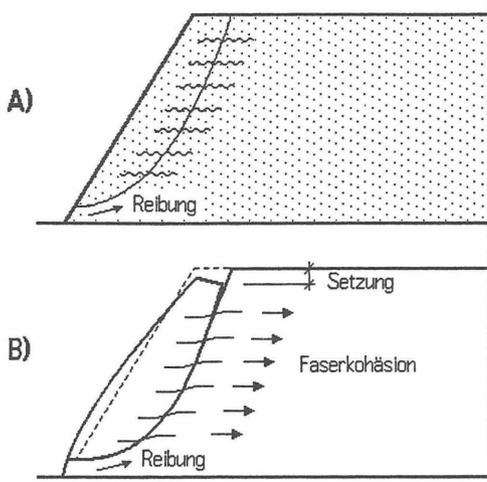


Abbildung 3: Formänderungssetzungen - Verformungen an der Böschungskante

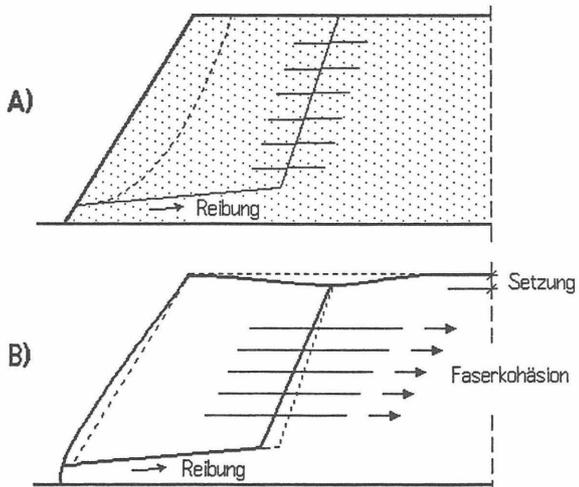


Abbildung 4: Formänderungssetzungen - Verformungen großer Gleitkörper

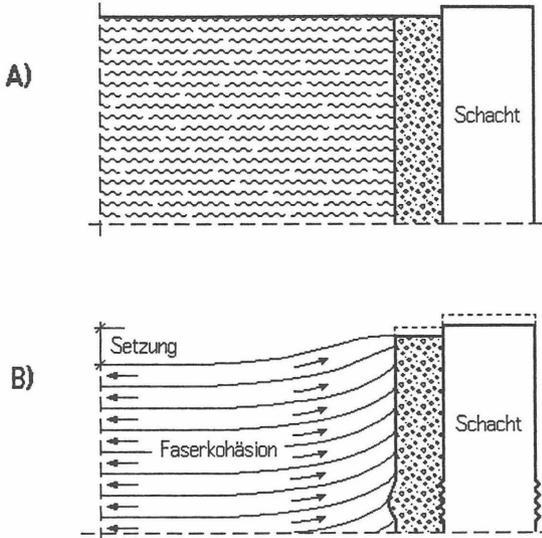


Abbildung 5: Formänderungssetzungen - Verformungen im Schachtbereich

3 Auftreten der Verformungen

3.1 Größe der Verformungen

Wie oben dargestellt können vertikale Verformungen entsprechend ihrer Ursachen nach Sackungen und Setzungen unterschieden werden. Bei Abfall treten jedoch Sackungen und Setzungen im Regelfall gleichzeitig auf, so daß sie bei Verformungsmessungen nur selten voneinander unterschieden werden können. In der Literatur wird daher meist von Setzungsmessungen berichtet, wobei genaugenommen vertikale Verformungen gemeint sind. Da die Unterscheidung entsprechend den Möglichkeiten der Messung nur begrenzt möglich ist, wird im weiteren nur dann nach Setzung und Sackung unterschieden, wenn dies sinnvoll und notwendig ist.

Die in der Literatur publizierten Werte für die Größe der vertikalen Verformungen schwanken sehr stark (Ramke, 1992). Das ist nicht verwunderlich, da die Verformungen durch viele Randbedingungen, wie Art, Zustand, Zusammensetzung

des Abfalls, Einbautechnik und Vorbehandlung beeinflusst werden, die zudem gerade bei Siedlungsabfall stark streuen. Außerdem werden Verformungen meist nach Deponieabschluß an der Oberfläche erfaßt, so daß bereits aufgetretene Setzungen gar nicht berücksichtigt werden können. So kommt der Aufbaugeschwindigkeit der Müllschüttung ebenfalls eine besondere Rolle zu. Die Verformungsmessung mittels Setzungspegel, die den Setzungsverlauf eines Punktes im Abfallkörper beschreiben soll, ist bei derzeitiger Methodik (Stangenpegel mit schwerem Betonfundament) stark fehlerbehaftet (Gertloff, 1990). Setzungen und Sackungen von bis zu 40 % mit Beträgen von mehreren Metern sind nicht ungewöhnlich.

Abbildung 6 zeigt den über 5 Jahre ermittelten zeitlichen Setzungsverlauf eines Meßpunktes in einem Setzungsmeßrohr. Es ist eine Setzung von ca. 40 % erkennbar, gemessen wurde eine Setzung von etwa 1.8 m bei einer Schichtdicke von 4.9 m unter einer Müllauflast von 14.5 m. In Abbildung 7 ist das Last-Setzungs-Diagramm dargestellt. Es ergibt sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Auflast und der Setzung, so daß unter der Annahme einer Abfalldichte von 1 t/m^3 eine Steifemodul von ca. 500 kN/m^2 ermittelt werden kann. Im Vergleich zu den Literaturwerten ist dies ein geringer Wert, was in dem speziellen Fall auf mangelnde Verdichtung zurückgeführt werden kann. Trotz des strengen Spannungsabhängigkeit der Verformungen kann nicht davon ausgegangen werden, daß es sich nur um Setzungen handelt.

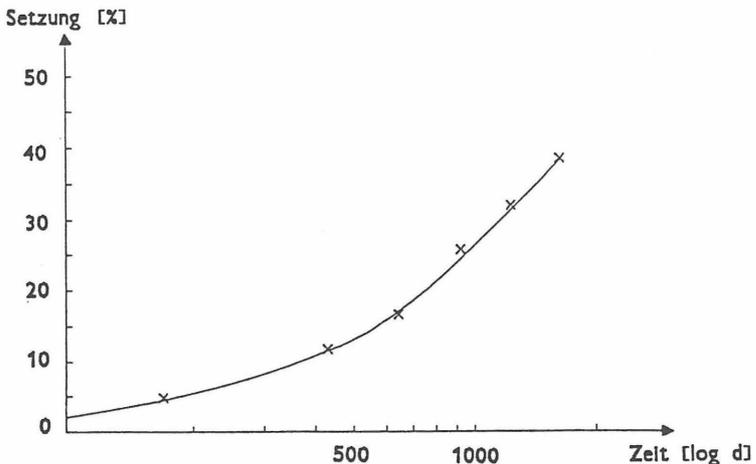


Abbildung 6: Setzungsmessung im Abfall - Zeitsetzungsdiagramm

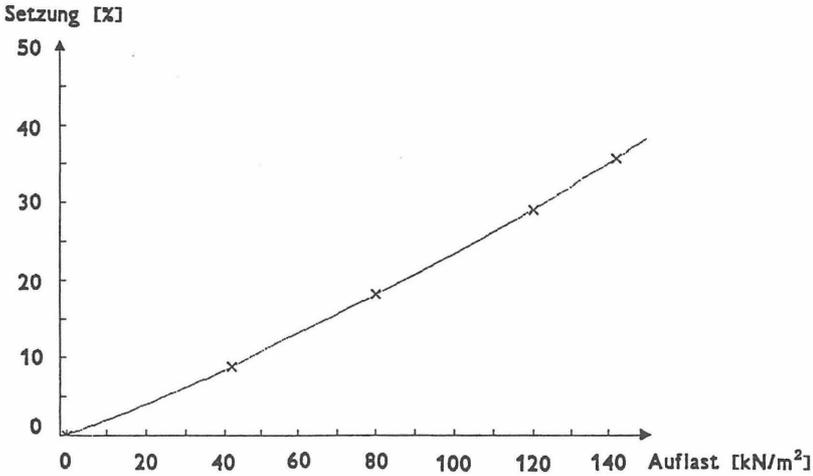


Abbildung 7: Setzungsmessung im Abfall - Lastsetzungsdiagramm

3.2 Örtliche Lage der Verformungen

Die örtliche Lage der Setzungen wird bestimmt durch das Spannungs-Verformungsverhalten des Deponiekörpers. Hinsichtlich der Formänderungssetzungen wurde gezeigt, daß diese v.a. an der Böschungskante und in einigem Abstand zur Böschung zu erwarten sind. Die Verdichtungssetzungen treten dagegen an jedem Punkt des Deponiekörpers auf. Da diese Setzungen entscheidend durch die Auflast und die Kompressibilität beeinflusst werden, sind ungleichmäßige Setzungen in Bereichen unterschiedlicher Auflast (Dichteunterschiede, unterschiedliche Müllhöhe) und verschieden steifer Abfälle (Bauschutt, Schlamm, unterschiedlich gute Verdichtung), zu erwarten. Außerdem können Einbauten wie Schächte zu unterschiedlichem Setzungsverhalten führen.

Sackungen werden meist in irgendeiner Art durch biologische und chemische Umsetzungsprozesse hervorgerufen. Eine ungleiche Verteilung der Umsetzungsprozesse, z.B. durch biologische Hemmung in eingestauten Deponiebereichen oder die Ablagerung nicht abbaubarer Substanzen (Bauschutt), führt dementsprechend zu ungleichen Sackungen. Die unterschiedliche Anfälligkeit der Materialien gegen Festigkeitsverlust bzw. deren inhomogene Verteilung im Abfallkörper führen zum gleichen Effekt. Da die Ablagerung der Abfälle aus geotechnischer Sicht noch immer weitgehend ungeordnet erfolgt, läßt sich das Auftreten von Sackungen derzeit nicht prognostizieren.

4 Verformungsüberwachung der Deponieoberfläche

4.1 Methode

Die Deponieoberflächen werden heute meist mit optischen Vermessungssystemen (Nivelliergerät, photogrammetrische Methoden) überwacht. Auf dem Schüttfeld 1 der Deponie Braunschweig in Watenbüttel wurde eine Methode angewendet, die sonst nur bei der Überwachung der Deponiebasis oder des Abfallkörpers eingesetzt wird: Die hydrostatische Höhenvermessung von Rohrleitungen. Das Meßprinzip der hydrostatischen Höhenvermessung ist bei **Kölsch, Collins (1992)** näher beschrieben.

Im vorliegenden Fall standen für die Vermessung insgesamt 11 sternförmig in einem Zentralschacht zusammenlaufende Gassammelleitungen zur Verfügung, deren NN-Höhe nach dem Einbau 1982 punktuell vermessen worden war (Abbildung 8). Da die Leitungen im Einbauzustand horizontal direkt unter der Oberflächenabdeckung verlegt worden waren, stand so eine linienförmige Nullmessung als Vergleich für die Höhenvermessung zur Verfügung. Die Höhenlage der Leitungen wurde im Mai 1992 neu vermessen, eine Wiederholungsmessung ist für Februar 1994 geplant.

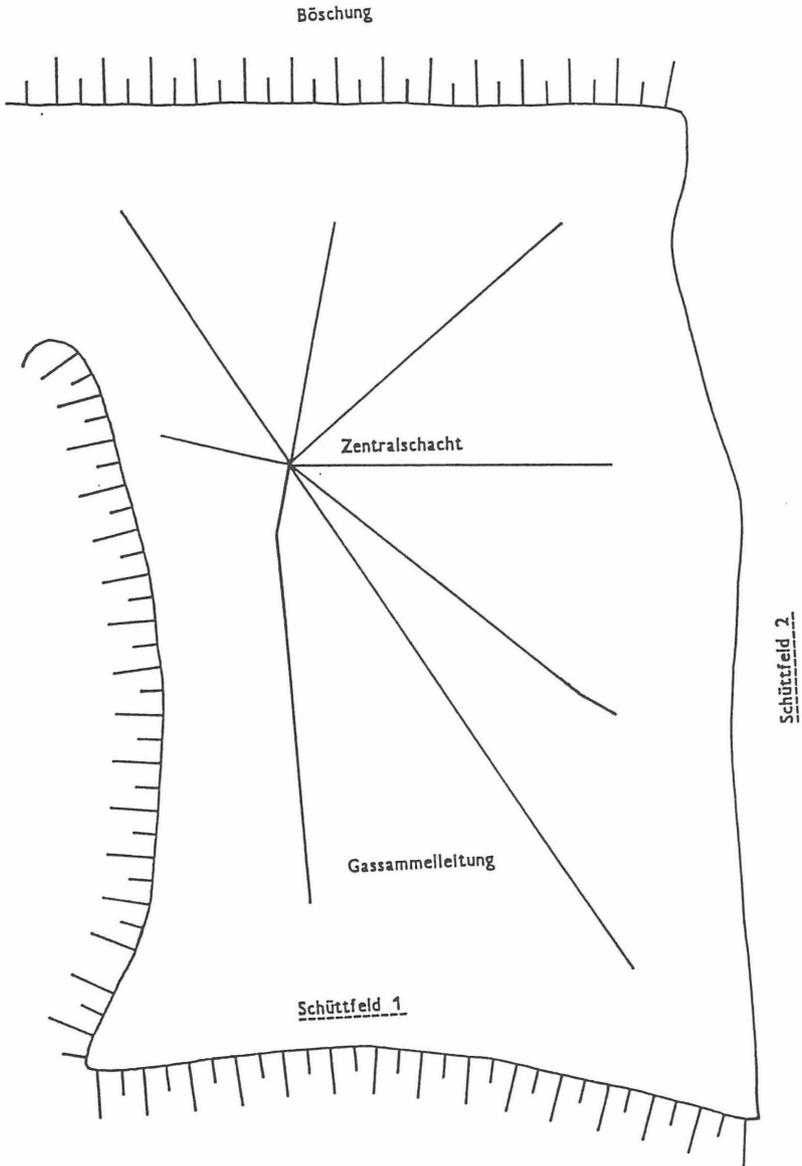


Abbildung 8: Deponie Watenbüttel - Lage der Meßrohre im Schüttfeld 1

Aus den Ergebnissen der Höhenvermessung wurden durch den Vergleich mit dem Einbauzustand die Setzungen der Rohrleitungen ermittelt. Im Gegensatz zu Punktmessungen an der Oberfläche sind die Meßergebnisse nicht beeinträchtigt durch Änderungen des Oberflächenbewuchses o.ä. Zudem stehen nicht nur einzelne Punkte, sondern linienförmige Meßachsen zur Verfügung, so daß lokal beschränkte Verformungen besser erkannt werden können. Aus den Setzungsprofilen der Rohrleitungen wurden rund 100 einzelne Meßpunkte ausgewählt und mittels einer Isolinienberechnung ein Setzungsplan ermittelt, in dem Linien gleicher Setzung (ähnlich Höhenlinien) dargestellt werden können. Abbildung 9 zeigt beispielhaft ein Höhenprofil mit dem zugehörigen Einbauzustand, sowie den ausgewählten Meßpunkten.

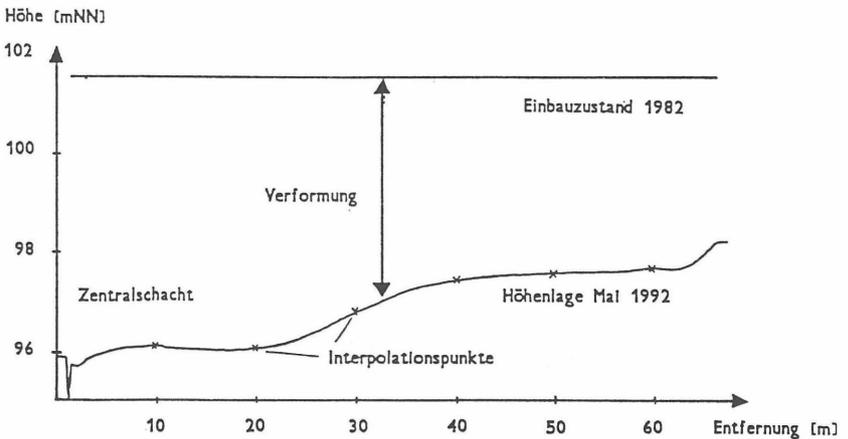


Abbildung 9: Deponie Watenbüttel - Höhenprofil, Setzungen, Meßpunkte

4.2 Ergebnisse

Das in Abbildung 9 dargestellte Höhenprofil einer der vermessenen Entgasungsleitungen und der dazugehörige Einbauzustand ermöglicht die Ermittlung der Setzung des Rohres in den 10 Jahren zwischen Einbau (1982) und Höhenvermessung (Mai 1992). Die Verformungen liegen zwischen 2 und 7 m bei einer Deponiehöhe von etwa 40 m. Die Verformungen sind im Bereich des Zentralschachtes mit 6 m deutlich größer als in der Nähe der Gasbrunnen (im Profil rechts). Bei dem dargestellten Rohr beträgt die Setzung dort rund 3 m. Daraus ergibt sich für den Deponiekörper etwa der in Abbildung 10 dargestellte Verformungszustand. Der im Abfall schwimmende Zentralschacht hat sich bei nur geringen Eigenverformungen gesetzt, während die vertikalen, bis in Sohlhöhe niedergebrachten Gasbrunnen sich auch horizontal stark verformt haben.

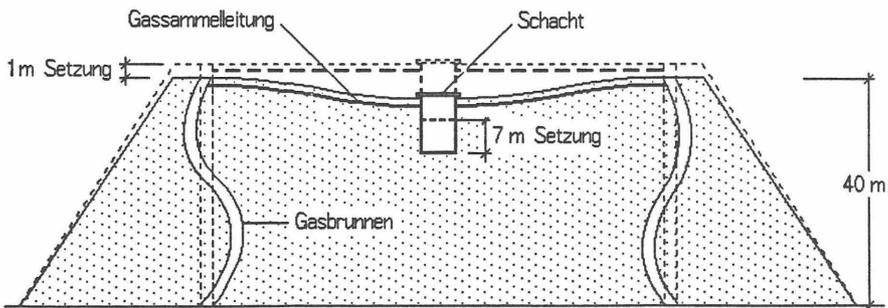


Abbildung 10: Verformung des Abfallkörpers und der Einbauten - Schema

Für die zweidimensionale (flächige) Setzungsermittlung wurden 8 der 11 vermessenen Rohre ausgewählt, im Abstand von ca. 10 m Interpolationspunkte festgelegt und deren Verformungen ermittelt. Mittels einer Isolinienberechnung wurden aus diesen Interpolationspunkten die Linien gleicher Setzungen berechnet. Das Ergebnis ist in Abbildung 11 dargestellt. Der Meßbereich, für den die Setzungslinien ermittelt werden konnten, deckt rund zwei Drittel der Schüttfeldfläche ab. Die stärksten gemessenen Setzungen betragen fast 7 m, so daß bei einem Höhenabstand der Setzungslinien von 0.50 m das Zentrum der Setzungen im Bereich der 6.50 m-Linie liegt. Diese umschließt etwa den geometrischen Mittelpunkt des Schüttfeldes. Aufgrund der großen Unterschiede der Setzungen ist zu vermuten, daß die Verformungen zu einem großen Teil auf Formänderungssetzungen zurückgeführt werden können. Dabei bestätigt der ermittelte Setzungsplan die in Abbildung 4 dargestellten Überlegungen zur Ausbildung großer, massereicher Gleitkörper, die besonders in einiger Entfernung zur Böschung starke Setzungen erzeugen.

4.3 Empfehlungen zur Verformungskontrolle

Die vorliegenden Ergebnisse zeigen, daß die Verformungskontrolle der Deponieoberfläche durch die Vermessung von Rohren unter der Deponieoberfläche gute Ergebnisse liefert. Die Überwachungsmaßnahmen können durch den Einsatz hydrostatischer Meßpegel in den Rohren sinnvoll ergänzt werden. Die Erfassung des zeitlichen Ablaufs der Verformungen an der Deponieoberfläche, die durch einen solchen Pegel möglich ist, läßt weitergehende Aussagen, z.B. über die Herkunft der Verformungen zu. Ergänzt durch eine Meßebene im Deponiekörper können dann auch Setzungen und Sackungen besser unterschieden werden. Dies ist notwendig, da (die lastabhängigen) Setzungen mit der Zeit abklingen, während Sackungen solange auftreten, wie Umsetzungsprozesse im Deponiekörper ablaufen.

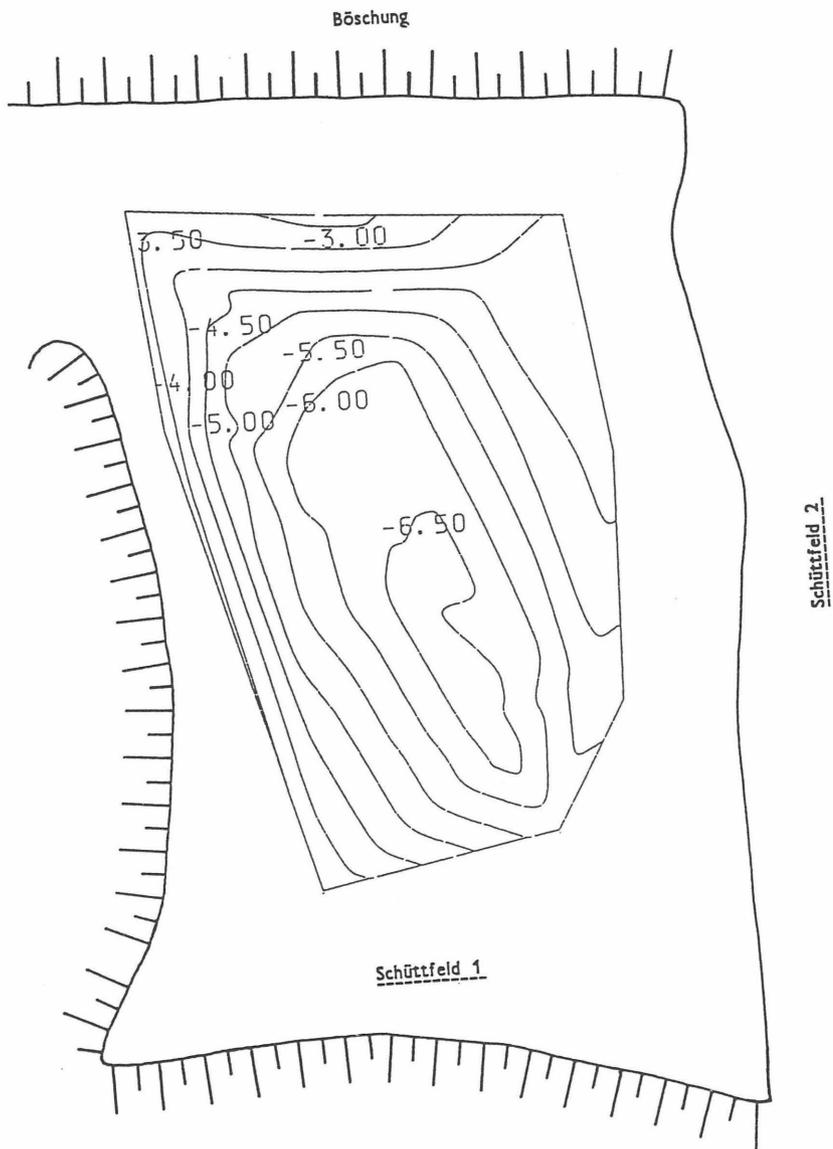


Abbildung 11: Deponie Watenbüttel - Setzungsplan Schüttfeld 1, Mai 1992

5 Zusammenfassung

Es wurde über Setzungsmessungen in Gassammelleitungen, die 1982 im Schüttfeld 1 auf der Deponie Watenbüttel horizontal unter der Deponieabdeckung verlegt worden waren, berichtet. Aus den Höhenprofilen von 8 vermessenen Rohrleitungen wurde durch den Vergleich mit dem Einbauzustand ein Setzungsplan für das Schüttfeld berechnet, der den flächigen Verlauf der Oberflächensetzungen wiedergibt. Darüberhinaus wurden Überlegungen zu Setzungsursachen angestellt, die vermuten lassen, daß die ermittelten Setzungen z.T. auf Formänderungen des Deponiekörpers zurückgeführt werden können.

Anschrift des Verfassers:

Dipl.-Ing. Florian Kölsch
Leichtweiß-Institut für Wasserbau
TU Braunschweig
Beethovenstraße 51 a
38 106 Braunschweig

Literatur

GAY, HENKE, RETTENBERGER, TABASERAN (1981):

Standsicherheit von Deponien für Hausmüll und Klärschlamm. Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft, 14, E. Schmidt Verlag, Bielefeld.

GERTLOFF, K.-H. (1990):

Setzungsmessungen an Deponien - Methoden und Möglichkeiten. Müll und Abfall 22, Heft 4, S. 179-191, E. Schmidt Verlag, Berlin

JESSBERGER, H. L. , KOCKEL, R. (1993):

Mechanische Eigenschaften von Siedlungsabfall - Labor- und Modellversuche. In: Prühs, H.: Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien, LGA Bayern, 9. Nürnberger Deponieseminar, Nürnberg

KÖLSCH (1992):

Überlegungen zum Tragverhalten in Deponien; in: Rodatz (Hrsg.): Standsicherheiten im Deponiebau, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 37

KÖLSCH, COLLINS H.-J. (1992):

Kontinuierliche Höhenvermessung von nicht begehbaren Rohren - Untersuchungen auf Deponien und in Abwasserleitungen. Der Bauingenieur 67, Heft 6, S.303 ff., Berlin: Springer

RAMKE, H.-G. (1992)

Druck-Setzungsverhalten biologisch vorbehandelten Hausmülls. In: Rodatz (Hrsg.): Standsicherheiten im Deponiebau, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 37

SPILLMANN, P. (1989):

Die Verlängerung der Nutzungsdauer von Müll- und Müll-Klärschlamm-Deponien. Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, 27, E. Schmidt Verlag, Berlin.

WIEMER, K. (1978):

Untersuchungen zur Ablagerungsdichte und zum Setzungsverhalten geordneter Deponien. Aktuelle Probleme der Deponietechnik, Fachtagung. Abfallwirtschaft an der TU Berlin, Band 3

Autorenverzeichnis:

Dipl.-Ing. H. Bräckelmann
Schirmer Umwelttechnik GmbH
Dekan-Laist-Str. 30
55 129 Mainz

Prof. Dr.-Ing. J. Brauns
Dipl.-Ing. Klaus M. Gottheil
Institut für Bodenmechanik und
Felsmechanik, Abt. Erddammbau
und Deponiebau
Universität Karlsruhe
Richard-Willstätter-Allee
76 128 Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. J. Drescher
Dr. E. Dahms
Niedersächsisches Landesamt
für Bodenforschung
Postfach 510153
30 631 Hannover

Prof. Dr.-Ing. H. Düllmann
Dipl.-Geol. B. Eisele
Geotechnisches Büro
Neuenhofstr. 112
52 078 Aachen

Dr.-Ing. W. Friedrich
Ingenieurgesellschaft Grundbauinstitut
Hannover
Volgersweg 58
30 175 Hannover

Dr.-Ing. J. Grabe
Dr.-Ing. H. Heil
IGB Hamburg
Heinrich Hertz Str. 112
22 083 Hamburg

Dr. sc. techn. R. Hermanns Stengele
Basler & Hofmann
Forchstr. 395
CH - 8029 Zürich

Dr.-Ing. F. W. Knipschild
Büro Dr. Knipschild
Hittfelder Str. 7
21 224 Rosengarten

Dipl.-Ing. F. Kölsch
Leichtweiß-Institut für Wasserbau
TU Braunschweig
Beethovenstr. 51a
38 106 Braunschweig

Dr. L. Krakow
Erdbaulabor Göttingen
Hans-Böckler-Str. 2
37 079 Göttingen

Dipl.-Ing. K. Krubasik
Bilfinger + Berger Bau AG
Carl-Reiss-Platz 1-5
68 165 Mannheim

Prof. Dr.-Ing. H. Müller-Kirchenbauer
Dr.-Ing. J. Rogner
Institut für Grundbau, Bodenmechanik
und Energiewasserbau
Universität Hannover
Appelstr. 9a
30 167 Hannover

Dipl.-Ing. C. Nüske
Ing.-Büro Wersche
Theaterwall 10
26 122 Oldenburg

Dipl.-Ing. H. Richter
Ing.-Büro Richter
Mittelallee 11
31 139 Hildesheim

Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz
Dipl.-Geol. M. Bachmann
Dipl.-Ing. W. Oltmanns
Dipl.-Ing. A. Knoll
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
TU Braunschweig
Gaußstr. 2
38 106 Braunschweig

Dr.-Ing. G.-G. Scheler
F. C. Trapp GmbH & Co
Trappstr. 6-8
46 483 Wesel

Dipl.-Ing. W. Wunderatzke
Dipl.-Ing. R.-D. Böttcher
AKZO Industrial Systems GmbH
Kasinostr.
42 103 Wuppertal

Priv.-Doz. Dr. D. Zachmann
Institut für Geowissenschaften
TU Braunschweig
Pockelsstr. 4
38 106 Braunschweig

**Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik**

- | | | |
|----------|------------------------------|--|
| Nr. 76-1 | Scheffler, E. | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, 1976 |
| Nr. 78-2 | Frank, H. | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elementen, 1978 * |
| Nr. 79-3 | Schnell, W. | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979 |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R. | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980 |
| Nr. 81-1 | Schuppener, B. | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, 1981 * |
| Nr. 6 | Wolff, F. | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981 |
| Nr. 7 | Bätcke, W. | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, 1982 |
| Nr. 8 | Meseck, H
Schnell, W. | Dichtungswände und -sohlen, 1982 * |
| Nr. 9 | Simons, H.
Ruppert, F.-R. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen, 1982 * |
| Nr. 10 | Beckmann, U. | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982 |

- Nr. 11 Papakyriakopoulos Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983
- Nr. 12 Sondermann, W. Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983
- Nr. 13 Meseck, H. Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984
- Nr. 14 Raabe, W. Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen, 1984
- Nr. 15 Früchtenicht, H. Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 1984
- Nr. 16 Knüpfer, J.
Meseck, H. Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1984
- Nr. 17 N.N. Ablagerung umweltbelastender Stoffe - Fachseminar 6. und 7. Februar 1985 in Braunschweig *
- Nr. 18 Simons, H.
Reuter, E. Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers, 1985 *
- Nr. 19 Meseck, H. Dynamische Pfahltests - Fachseminar am 23. und 24. Oktober 1985 in Braunschweig
- Nr. 20 Meseck, H. Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten - Fachseminar am 6. und 7. November 1986 in Braunschweig*
- Nr. 21 Balthaus, H. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden, 1986

- | | | |
|--------|---|---|
| Nr. 22 | Kayser, R.
Meseck, H.
Rösch, A.
Hermanns, R. | Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen, 1986 |
| Nr. 23 | Meseck, H. | Dichtwände und Dichtsohlen - Fachseminar 2. und 3. Juni 1987 in Braunschweig |
| Nr. 24 | Krause, Th. | Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1987 |
| Nr. 25 | Meseck, H. | Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, 1987 |
| Nr. 26 | Reuter, E. | Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, 1988 |
| Nr. 27 | Wichert, H.-W. | Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, 1988 |
| Nr. 28 | Geil, M. | Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, 1989 |
| Nr. 29 | Kruse, T. | Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, 1989 |
| Nr. 30 | Rodatz, W.
u.a. | Sonderheft zum 15jährigen Bestehendes des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, 1989 |
| Nr. 31 | Rodatz, W.
Beckefeld, P.
Sehrbrock, U. | Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen - Fachseminar am 19. und 20. März 1990 in Braunschweig |



IGB-TUBS

- Nr. 32 Knüpfer, J. Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. Schadstoffaustrag aus abgeordneten Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, 1991
- Nr. 34 He, G. Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W.
Sehrbrock, U. Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten), Fachseminar am 13. September 1991 in Braunschweig
- Nr. 36 Kahl, M. Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdückers, 1991
- Nr. 37 Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. Standsicherheiten im Deponiebau, Fachseminar am 30. und 31. März 1992 in Braunschweig
- Nr. 38 Rodatz, W.
Meier, K. Dynamische Pfahltests, Fachseminar am 21. und 22. Januar 1991 in Braunschweig
- Nr. 39 Rösch, A. Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren, 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, 1993
- Nr. 41 Rodatz, W.
Hartung, M.
Wienholz, B. Pfahl Symposium 1993 - Fachseminar am 18. und 19. März in Braunschweig

ZAF

Veröffentlichungen des Zentrums für Abfallforschung der Technischen Universität Braunschweig

- Heft 1: **Bodensanierung und Grundwasserreinigung
- Wiedernutzung von Altstandorten -**
ZAF-Fachseminar 24./25.09.1986, Braunschweig
- Heft 2: **Möglichkeiten der Überwachung und Kontrolle
von Deponien und Ablagerungen**
Fachseminar 25./26.09.1987, Braunschweig
- Heft 3: **Behandlung von Sickerwässern aus Abfalldeponien**
Fachseminar 13./14.09.1988, Braunschweig
- Heft 4: **Abfallreduzierung und Restmüllentsorgung**
Fachseminar 28./29.09.1989, Braunschweig
- Heft 5: **Erfassung und Bewertung von Ablagerungen**
Fachseminar 27./28.09.1990, Braunschweig
- Heft 6: **Aufbereitung fester Siedlungsabfälle vor der
Deponierung**
Fachseminar 26./27.09.1991, Braunschweig
- Heft 7: **Ist die thermische Behandlung von Abfallstoffen
vermeidbar ?**
Fachseminar 24./25.09.1992, Braunschweig
- Heft 8: **Sickerwasser aus Mülldeponien**
- vermeiden - verhindern - behandeln -
Fachseminar 23./24.09.1993

Schmidt Buchbinderei & Druckerei
Hamburger Straße 267 · 38114 Braunschweig
Telefon: (0531) 33 75 89
Fax : (0531) 34 44 49

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier

