

Mitteilung des Instituts  
für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 56



IGB·TUBS

Braunschweiger Deponieseminar 1998

## **Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau**

Fachseminar: 12./13. März 1998

Konzept:

M. Bachmann  
M. Rosenberg

Braunschweig 1998

---

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



## VORWORT

Das vorliegende Heft der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik erscheint als Tagungsband anlässlich unseres - nach neuer Zählweise seit Gründung des Instituts - nunmehr 8. Braunschweiger Deponieseminars, das die jüngsten 'Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau' behandelt. Damit setzen wir die Veröffentlichung der Beiträge der seit 1990 regelmäßig im Abstand von zwei Jahren stattfindenden Seminare fort, die sich mit ähnlichen Themen befaßt haben: 'Ablagerung umweltbelastender Schadstoffe' (1985, Heft 17), 'Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten' (1985, Heft 20), 'Dichtwände und Dichtsohlen' (1987, Heft 23), 'Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung' (1990, Heft 31), 'Standsicherheiten im Deponiebau' (1992, Heft 37), 'Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau' (1994, Heft 43) und schließlich 'Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen' (1996, Heft 51).

Schwerpunkte des diesjährigen Deponieseminars sind die Darstellung von neuen Erfahrungen mit Dichtwandssystemen, mit Alternativen zu Abdichtungssystemen, mit Sonderfragen der Deponietechnik und mit Oberflächenabdichtungen. Im abschließenden Schwerpunkt des Seminars werden Fragen zu Verformungen an der Deponiesohle behandelt. Dieser wird als 'workshop' zu einem von meinem Institut bearbeiteten Forschungsvorhaben mit dem Titel 'Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrundes von Haldendeponien' durchgeführt. Das Forschungsvorhaben wurde von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt gefördert, wofür ich mich auch an dieser Stelle sehr herzlich bedanke.

Das Ziel des Seminars ist es, einerseits den Stand der Technik und der Forschung darzustellen, andererseits aber die Möglichkeit zu bieten, Erfahrungen und Informationen auszutauschen. Wir hoffen, daß das gesteckte Ziel, angeregt durch die Beiträge der Referenten aber auch durch Diskussionen im Plenum und bei Begegnungen während des Seminars, erreicht wird, damit wir der Forderung nach einer sicheren Deponie abermals ein wenig mehr entsprechen können.

Den Referenten danke ich für ihre Beiträge und allen Seminarteilnehmern für ihr Interesse, das uns bestärken 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 Dipl.-Geol. Michael Bachmann und Dr.-Ing. Matthias Rosenberg für die Organisation des wissenschaftlichen Programms.

Braunschweig im März 1998



Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz



## Das IGB·TUBS im Internet

The screenshot shows a Netscape browser window displaying the website of the Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB·TUBS) at TU Braunschweig. The browser's address bar shows the URL <http://www.tu-bs.de/institute/igb/index.htm>. The website content includes a welcome message, contact information, and a navigation menu on the left. The main content area features announcements for a course change and a conference.

Willkommen im WWW-Service des

**INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK**  
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG · PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ

IGB TUBS · Gaußstraße 2 · 38106 Braunschweig · E-Mail: [igb@tu-bs.de](mailto:igb@tu-bs.de) · Telefon (0531) 391-2730 · Fax -4574

Falls Sie unser Menü links nicht sehen, klicken Sie bitte [hier](#)!  
Bei Auflösungen kleiner 1024x786 klicken Sie bitte [hier](#)!

**Top Aktuell**

**Terminänderung im Grundfachstudium (23.01.-06.02.98)**  
**Vorlesungsübersicht WS 97/98**

**Fachtagungen**

**Messen in der Geotechnik '98 (19.-20. Februar 1998)**  
**Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau (12.-13. März 1998)**

The left sidebar contains a navigation menu with the following items:

- English
- Allgemeines
- Mitarbeiter
- Lehrangebot
- Forschungsgebiete
- Geräteentwicklung
- Veröffentlichungen
- Bibliothek
- Interessante Links
- Stichwortsuche
- Fotos

The right sidebar contains the text: INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK IGB·TUBS TU BRAUNSCHWEIG

Im WWW bieten wir immer aktuell die neuesten Informationen über unsere Fachtagungen an. Die Inhaltsverzeichnisse der bisher erschienenen Tagungsbände und Dissertationen sowie aller Veröffentlichungen unserer Mitarbeiter in Fachzeitschriften sind nur wenige Mausklicks entfernt.

Sie können sich auf unseren Seiten auch über unser Lehrangebot, unsere Forschungstätigkeiten und unsere Geräteentwicklungen informieren.

Übersichtliche Seiten interessanter Links (z.B. zu unseren deutschsprachigen Nachbarinstituten) ersparen Ihnen das zeitaufwendige Suchen nach Adressen.

Unsere URL: <http://www.tu-bs.de/institute/igb/index.htm>



## Inhaltsverzeichnis

### Dichtwandtechnik

<b>Gefräste Einphasendichtwand zur Sicherung des ehemaligen Werksgeländes der Fa. C.H. Boehringer Sohn in Hamburg</b> J. Grabe .....	S. 1
<b>Testfeld zur Erprobung unterschiedlicher Dichtwand- und Injektionsverfahren am Standort „Altlast Münchehagen“</b> V. Schnibben .....	S. 15
<b>Umschließung der Hausmülldeponie „Am Ziegelofen“ in St. Pölten, Ergebnisse von Untersuchungen im Zuge der Herstellung einer Einphasenschlitzwand</b> S. Semprich, M. Mauerhofer, R. Völkner .....	S. 25
<b>Filtratverluste bei Einphasenschlitzwandmassen</b> C. Schlötzer, W. Friedrich, H. Müller-Kirchenbauer .....	S. 41
<b>Einfluß der Temperatur auf Dichtwandmassen</b> Th. Schulz.....	S. 59
<b>Sicherung von Altlasten mit „in-situ-Reaktionswänden“ und „funnel-and-gate Systemen“ - eine Alternative zu Dichtwandssystemen?</b> R. Hermanns Stengele.....	S. 77

### Sonderfragen Deponietechnik

<b>Wirksame Spannungen in Feinschlammdeponien am Beispiel Rodewischhafen - Hamburg</b> M. Kiekbusch .....	S. 89
<b>Abdeckung einer Bohrschlammdeponie</b> U. Sehrbrock, F. Götte.....	S. 111
<b>Dimensionierung, Einbau und Überwachung von Geogittern in einer Deponiebasisböschung</b> S. Kellmeraid, O. Stahlhut, W. Oltmanns.....	S. 119
<b>Anwendung der flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) auf steilen Deponieböschungen</b> D. Adam, F. Kopf, Th. Macho .....	S. 139

## Oberflächenabdichtungen

### **Temporäre Oberflächenabdeckungen von Siedlungsabfalldeponien**

W. Bräcker, T. Möllenbernd ..... S. 177

### **Die kostenoptimale Abdeckung von Deponien**

J. T. Pape ..... S. 201

### **Leistungsbeschreibung und Vergütung im Deponiebau**

J. Schwarte ..... S. 217

### **Bemessungskonzept für Oberflächenabdichtungen mit Kapillarsperren**

M. Kämpf, T. Holfelder, H. Montenegro ..... S. 241

### **Untersuchungen zum Schrumpf- und Quellverhalten vernadelter geosynthetischer Tondichtungsbahnen**

E. Reuter, H. Ehrenberg ..... S. 255

### **Bentokies als Teil der Oberflächenabdichtung der Halden der Urananlage Ellweiler**

N. von der Hude, U. Hoppe ..... S. 273

### **Sicherung der Hausmülldeponie „Großefehn“ durch Oberflächenab- dichtung (KDB) und Umschließung mit Stahlspundbohlen**

H. Hinrichs ..... S. 289

## Verformungen an der Deponiebasis

### **Überwachung von Deponieentwässerungssystemen: Zustand, Neigung, Temperatur, Gase**

W. Edenberger, D. Gatys ..... S. 311

### **Vergleichsmessungen an verschiedenen Deponien Meßergebnisse und Verfahrensvergleich**

F. Kölsch ..... S. 331

### **Prognosen für Setzungen an der Deponiebasis - Forschungsvorhaben zum Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrundes von Haldendeponien**

A. Knoll ..... S. 345

## **Inserenten- und Ausstellerverzeichnis**

### **BECO Bermüller GmbH+Co.**

Rotterdammer Straße 7                      90451 Nürnberg

### **Beton-, Baustoffprüfung & Umwelttechnik GmbH**

Marieneher Straße 10                      18069 Rostock

### **GfL Planungs- u. Ingenieurgesellschaft GmbH**

Friedrich-Mißler-Straße 42                      28211 Bremen

### **GGU**

#### **Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH**

Am Hafen 22                                      38112 Braunschweig

### **Heinrich Diekmann GmbH & Co.KG**

Dia-Fertigteilwerke  
Zum Hämeler Wald 21                      31275 Lehrte-Arpke

### **IBECO, Bentonit-Technologie GmbH**

Ruhrorter Straße 72                              68219 Mannheim

### **IGB·TUBS**

#### **Institut für Grundbau und Bodenmechanik**

Technische Universität Braunschweig  
Gaußstraße 2                                      38106 Braunschweig

### **Naue Fasertechnik GmbH & Co.KG**

Warturmstraße 1                                      32312 Lübbecke

### **Pro Geo**

Kontrollsysteme für Deponieabdichtungen  
Huttenstraße 31                                      10553 Berlin

### **Stephan Schmidt KG**

Nichtkeramische Baustoffe  
Bahnhofstraße 92                                      65599 Dornburg

### **Wille GeoTechnik GmbH**

Wagenstieg 8 a                                      37077 Göttingen



## **Schlitzwandherstellung zur Einkapselung des ehemaligen**

### **Werksgeländes der Fa. C.H. Boehringer Sohn in Hamburg**

J. Grabe

#### **Einleitung**

Im ehemaligen Werk der Fa. C.H. Boehringer Sohn wurden seit dem Jahr 1951 Pflanzenschutzmittel hergestellt. Aufgrund des öffentlichen Drucks und behördlicher Auflagen wurde das Werk im Jahre 1984 geschlossen. Die in den anschließenden Jahren durchgeführten chemischen Analysen des Bodens und des Grundwassers zeigten das Ausmaß der Kontamination mit chlororganischen Schadstoffen.

Die Fa. Boehringer Ingelheim ist sanierungspflichtig. Bis ins Jahr 1992 wurden von Boehringer Ingelheim erhebliche Anstrengungen unternommen den Untergrund zu dekontaminieren. Es wurden zur thermischen Reinigung des Bodens und des beim Gebäudeabbruch anfallenden Bauschutts eine Verbrennungsanlage gebaut und mehrere Pilotversuche zur mikrobiologischen Reinigung des Grundwassers durchgeführt. Im Jahr 1993 mußte festgestellt werden, daß die ehrgeizigen Ziele zur Dekontamination technisch, wirtschaftlich und zeitlich nicht erreicht werden konnten. In Abstimmung mit der Umweltbehörde Hamburg und den öffentlichen Verbänden entschied sich Boehringer Ingelheim ein Sicherungskonzept zur Einkapselung des Werksgeländes zu realisieren.

Entscheidender Bestandteil des Sicherungskonzeptes ist der Bau einer gefrästen Schlitzwand im Einphasenverfahren bis in den bis fast 50 m tief im Untergrund anstehenden Glimmerton. Es wird zum ersten Mal eine hochqualitative, feststoffreiche Dichtwandmasse als Fertigprodukt eingesetzt. Zur Steuerung der Verarbeitbarkeit wird ein Verflüssiger erfolgreich zudosiert.

## Beschreibung der Altlast

Das ehemalige Werksgelände der Fa. C.H. Boehring Sohn befindet sich im Südosten Hamburgs am Ring 2 in der Nähe der Autobahnabfahrt Hamburg - Moorfleet. Über den Moorfleeter Kanal besteht eine Verbindung zur Elbe. In Abb. 1 ist ein schematischer Schnitt durch das Werksgelände dargestellt.

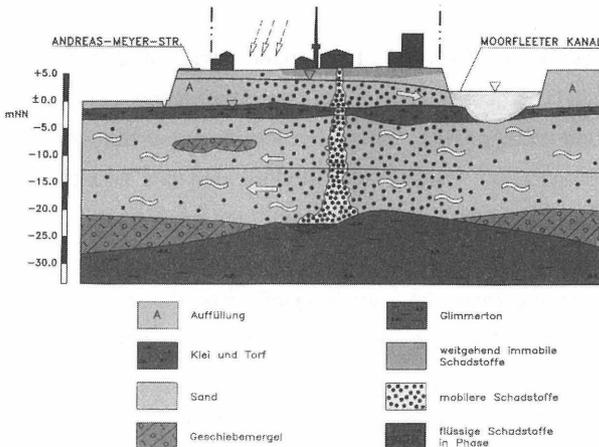


Abb. 1: Prinzipschnitt durch das Werksgelände

Die chlororganischen Schadstoffe, Chlorbenzole, Hexachlorcyclohexane, chlorierte Phenole, chlorierte Dibenzodioxine und -furane, sind insbesondere im Bereich der Produktionsanlagen in die Auffüllung gelangt. Gering wasserlösliche Stoffe, wie z. B. die Hexachlorcyclohexane, sind in den oberen Schichten am Boden adsorbiert. Die wasserlöslichen Stoffe, wie z. B. die niedrig chlorierten Chlorbenzole, sind mit dem Niederschlagswasser ins Stauwasser und von dort aus durch die Kleischicht in den Grundwasserleiter sowie über die Böschung in die Sedimente des Moorfleeter Kanals gelangt. Des Weiteren sind bedeutende Mengen an Schadstoffen in flüssiger Form als Schwerphase in den Untergrund bis auf den in größeren Tiefen vorhandenen Glimmerton abgesunken. Die im Grundwasserleiter gelösten Schadstoffe sind mit dem Grundwasser in Richtung der ehemaligen Brunnenanlage des Wasserwerks Kaltehofe verdriftet.

Chlororganika werden von den Pflanzen aufgenommen und reichern sich über die Nahrungskette im tierischen Körperfett an. Die Aufnahme der Schadstoffe durch den Menschen geschieht hauptsächlich durch Verzehr belasteter Nahrungsmittel oder durch direkten Hautkontakt. Die leichtflüchtigen Schadstoffe und an Feststoffpartikeln adsorbierte, höher chlorierte Schadstoffe können auch über die Atemluft aufgenommen werden.

## **Sanierungskonzept**

Die Firma Boehringer Ingelheim hat zunächst ein im Rückblick gesehen sehr ehrgeiziges Sanierungskonzept verfolgt. Der oberflächennahe Boden und der Bauschutt aus dem Gebäudeabbruch sollten in einer eigens hierfür entwickelten Verbrennungsanlage thermisch gereinigt werden. Aufgrund von technischen Problemen erreichte die Verbrennungsanlage nicht den erforderlichen Durchsatz. Die in den Stau- und Grundwasserleiter gelangten Schadstoffe sollten hydraulisch gefördert und durch Wiederversickern des gereinigten und mit Sauerstoff angereicherten Grundwassers in situ mikrobiell abgebaut werden. Während die Wasserreinigungsanlage eine sehr hohe Abbaurrate erzielte, konnte im Untergrund trotz aller Anstrengungen kein Erfolg festgestellt werden [1].

Die Pilotprojekte wurden gestoppt. Die Fa. Boehringer Ingelheim hat für die vorgenannten Großversuche zur Dekontamination von Boden und Grundwasser in 8 Jahren etwa 120 Mio DM ausgegeben ohne dadurch nennenswerte Schadstoffmengen zu vernichten.

## **Sicherungskonzept**

Auf der Grundlage der Erkenntnisse über Art, Menge, Verteilung und Stoffeigenschaften der in den Untergrund gelangten Schadstoffe und den Pilotversuchen mußten Sanierungsversuche im Sinne einer Dekontamination aufgegeben werden. Stattdessen wurden Sicherungsvarianten untersucht. Besonderer Wert wurde darauf gelegt, ein Gesamtkonzept zu entwickeln, das in der Lage ist, die gestellten ökologischen Anforderungen funktionell zu erfüllen.

Ziel der Einkapselung ist der Schutz des Grund- und Oberflächenwassers, die Verhinderung des Kontaktes mit schadstoffbelastetem Boden sowie die Vermeidung von Emissionen über den Luftpfad. Außerdem soll auf dem ehemaligen Werksgelände wieder eine Nutzung ermöglicht werden, die mit der im Untergrund verbleibenden Kontamination vereinbar ist. Das Sicherungskonzept sieht folgende Maßnahmen vor:

- (1) Umschließung des ca. 85.000 m<sup>2</sup> großen Werksgeländes und einiger angrenzender Teilflächen des Moorfleeter Kanals und der Andreas-Meyer-Straße mit einer Dichtwand, die 2,0 m in den in größerer Tiefe im Untergrund anstehenden Glimmerton einbindet (Herstellung eines „Dichtwandtopfes“),
- (2) Abdeckung des Dichtwandtopfes mit einer bituminösen Oberflächenabdichtung,
- (3) Erzeugung eines zum Topf gerichteten hydraulischen Gefälles durch gezielte Grundwasserentnahme innerhalb der Dichtwandumschließung,
- (4) Hydraulische Förderung der Schadstoffe in flüssiger Phase aus dem Untergrund,
- (5) Entnahme von schadstoffbelastetem Grundwasser aus dem Umfeld des Werksgeländes (Sanierung der Schadstoffahne im Grundwasserleiter),
- (6) Reinigung des geförderten Grundwassers und Einleitung in den Moorfleeter Kanal,
- (7) Langfristige Überwachung der Grundwasserdruckdifferenz an der Dichtwand und der Schadstoffbelastung des Grundwassers im Umfeld des Werksgeländes zur Kontrolle der Wirksamkeit der Sicherungsmaßnahmen.

Die Planungsphase der einzelnen Sicherungsmaßnahmen sind in [2] beschrieben.

Die Dichtwand liegt mit Ausnahme zweier Teilstrecken innerhalb der Grenzen des Werksgeländes. Über eine Länge von ca. 200 m verläuft sie auf der Südwestseite der Andreas-Meyer-Straße, um dort einige außerhalb des Werksgeländes gelegene Schadstoffherde im Untergrund in die Einkapselung einzubeziehen. Das gleiche gilt für die ebenfalls ca. 300 m lange Trasse, entlang der die Dichtwand innerhalb des Moorfleeter Kanals hergestellt wird, s. Abb. 2.

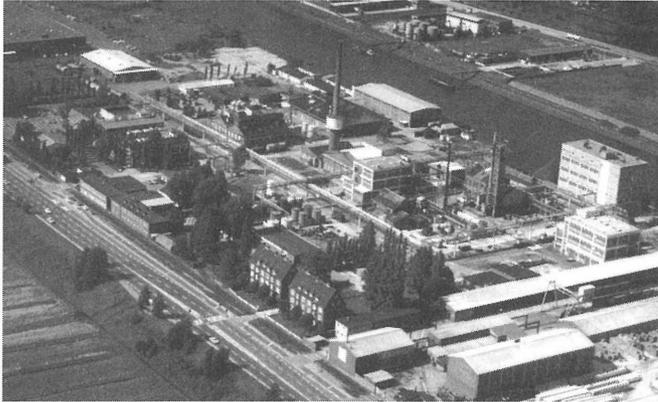


Abb. 2: Werksgelände mit Produktionsanlagen

Die Dichtwand bindet 2 m in den Glimmerton ein. Die Oberkante des Werksgeländes liegt im Mittel auf + 5,7 mNN, die Glimmertonoberfläche schwankt entlang der Dichtwandtrasse zwischen - 20 mNN und - 40 mNN. Die maximale Einbindetiefe der Dichtwand in den Untergrund beträgt somit rund 48 m.

Der Bauherr hat als Herstellungsverfahren eine gefräste Einphasendichtwand ausgeschrieben. In Eignungsprüfungen wurde eine Dichtwandmasse ausgewählt, die unter den speziellen Randbedingungen dieses Projektes getestet wurde. An die Dichtwandmasse werden sehr hohe Anforderungen gestellt. Die Dichtwandmasse muß als Suspension den Schlitz bei der Herstellung stützen, über eine Zeit von 24 Stunden auch bei Aufladung mit Boden und nach längeren Stillständen pumpbar sein und im abgebundenen Zustand langzeitbeständig die geforderte Materialdurchlässigkeit und Festigkeit einhalten. Es wurden vom Bauherrn auf das Bauvorhaben abgestimmte Eignungsuntersuchungen an zwei Fertigungskomponenten- und einer Einzelkomponentenmischung durchgeführt. Als geeignete Dichtwandmasse hat sich ein Produkt der Firma Dyckerhoff Baustoffsysteme GmbH, SOLIDUR 275, herausgestellt. SOLIDUR 275 ist eine feststoffreiche Dichtwandmischung auf Ca-Betonitbasis. Die Firma Dyckerhoff

Baustoffsysteme GmbH übernimmt im Rahmen dieses Bauvorhabens für das verarbeitete Produkt SOLIDUR 275 eine 10jährige Gewährleistungsgarantie.

## Gefräste Einphasendichtwand

In der Abb. 3 sind die wesentlichen Elemente des Einphasenverfahrens dargestellt. Die Dichtwandmasse wird als Trockenmaterial in Silofahrzeugen antransportiert, in Baustellensilos zwischengelagert und im Chargenmischer mit Wasser vollautomatisch angemischt. Die frisch angemischte Suspension wird entsprechend dem Fräsfortschritt nachgemischt, so daß der Suspensionsspiegel ca. 0,5 m unter der Oberkante Leitwand steht. Mit der Fräse wird kontinuierlich Bodenmaterial an der Schlitzsohle gelöst, zerkleinert und der Stützsuspension beigemischt, [3]. Die mit dem Bodenmaterial aufgeladene Suspension wird durch eine Ringleitung zur Entsandungs- oder Regenerierungsanlage gepumpt, gereinigt und wieder in den Schlitz zurückgeleitet.

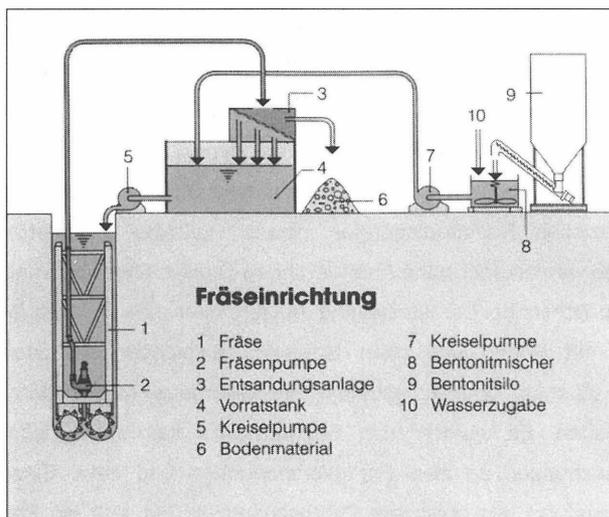


Abb. 3: Schematische Darstellung des Einphasenverfahrens und der wesentlichen Gerätekomponenten

Der übliche Arbeitsablauf ist so, daß zunächst mehrere Primärschlitzte, s. Abb. 4, bestehend aus drei Einzelstichen „flüssig-in-flüssig“ hergestellt werden. Nachdem die ca. 5,50 m bzw. 7,0 m langen Primärlamellen ausreichend abgebunden sind, werden die sogenannten Sekundärlamellen gefräst und die Wand geschlossen.

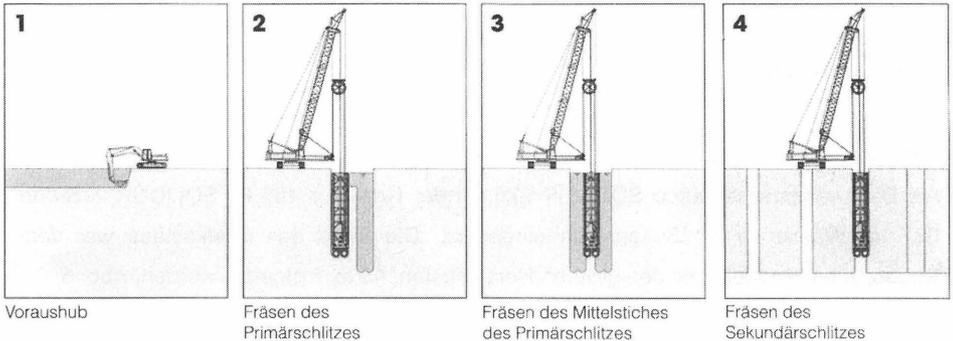


Abb. 4: Arbeitsablauf zur Herstellung der Dichtwand mit Primär- und Sekundärlamellen

Die Vorteile des Einphasenverfahrens sind insbesondere zur Einkapselung von Altlasten:

- kontaminierter Boden wird im geschlossenen System bis zur Entsandungsanlage gefördert
- geringe Lotabweichung, ca. 0,2 %
- der in der Entsandungsanlage abgetrennte Boden wird bei diesem Bauvorhaben als Material der Oberflächenabdeckung verwendet
- Feinstteile bleiben in der Suspension
- hohe Fugenqualität
- wirtschaftlich

Zur Einkapselung des ehemaligen Werksgeländes der Fa. C.H. Boehringer Sohn werden zwei Fräseinheiten vom Typ BC 30 und BC 20 eingesetzt, [3]. Aufgrund der beengten

Verhältnisse im Bereich der Andreas-Meyer-Straße und der Notwendigkeit der Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs auf 2 Spuren wurde die Fräse BC 20 mit einer Verdreheinrichtung ausgerüstet, sodaß der Fräsenbagger mit der Dichtwandachse zwischen den Ketten rittlings fräst. Somit besteht die technische Möglichkeit mit einer Arbeitsbreite von 6 m auszukommen, was insbesondere bei innerstädtischen Projekten oder Dammbaustellen von Vorteil ist bzw. erst die Durchführung ermöglicht.

## Testdichtwand

Im November 1997 wurde mit dem Bau eines 10 m x 10 m großen Testkastens begonnen. Als Dichtwandmasse wurde SOLIDUR 275 mit der Rezeptur 450 kg SOLIDUR 275 und 837 kg Wasser je m<sup>3</sup> Suspension eingesetzt. Die Lage des Testkastens war vom Bauherrn an der Stelle mit den größten Herstelltiefen, 48 m, festgelegt worden, Abb. 5.

Ziel des Testkastens war es, Erfahrungen auch hinsichtlich der Arbeitsabläufe an einem kontaminiertem Standort zu sammeln und festzustellen, ob im Einphasenverfahren die geforderte Systemdichtigkeit von 10<sup>-8</sup> m/s erreicht werden kann.



Abb. 5: Baustelleneinrichtung für den Bau der Testdichtwand

Die wesentlichen Erkenntnisse aus der Herstellung der Testdichtwand sind:

- die geforderte Systemdichtigkeit der Dichtwand wurde als Ergebnis einer Kammerprüfung mit Absenkung des Innenwasserspiegels mit  $10^{-9}$  m/s bei weitem erreicht.
- Die Arbeitsschutzmaßnahmen bei Antreffen von Kontamination beschränkten sich auf den Arbeitsbereich der Entsandungsanlage, wo der abgetrennte Boden anfällt und vom Erdbauer übernommen wird. Eine Meßeinrichtung an der Entsandungsanlage hat automatisch eine Überschreitung von Schwellwerten angezeigt [5].
- Der Glimmerton wird stückig gefördert, so daß die Einbindungen der einzelnen Lamellen in den Glimmerton an der Entsandungsanlage sicher beurteilt werden können.
- Die bei einzelnen Stichen angetroffenen Gerölle und Findlinge sind aufgrund des Quarzgehaltes des Gesteins stellenweise derart hart und außerdem kompakt gelagert, daß der zusätzliche Einsatz von schweren Hydraulikgreifern zur Findlingsbergung erforderlich ist.

## **Dichtwand**

Nach erfolgreicher Herstellung der Testdichtwand wurden die eigentlichen Arbeiten im April 1997 aufgenommen, s. Abb. 6, 7, 8 und 9.

Die mittlere Fräsleistung einschließlich sämtlicher Unterbrechungen beträgt ca.  $15 \text{ m}^2/\text{h}$ . Als Spitzenleistung werden bis zu  $50 \text{ m}^2/\text{h}$  erreicht.

Die Qualität der eingesetzten Dichtwandmasse wird regelmäßig vom Lieferanten im Werk (Werksausgangskontrolle) und beim Eingang auf der Baustelle (Eingangskontrolle) kontrolliert. Während der Produktion wird die frisch in einem Chargenmischer angemischte Suspension (Frischsuspension) und die sich im Kreislauf befindliche Arbeits- oder auch Prozeßsuspension mehrfach im Baustellenlabor geprüft.



Abb. 6: Fräse BC 30 im Einsatz



Abb. 7: Fräsen unter beengten Verhältnissen in der Andreas-Meyer-Straße, Fräse BC 20 mit Verdreheinrichtung

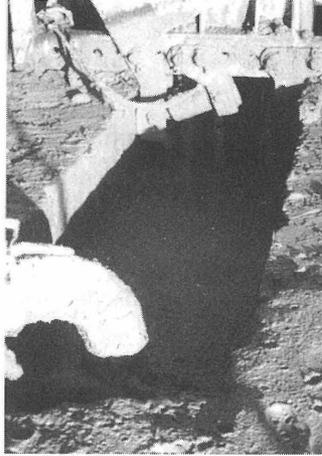


Abb. 8: Blick auf den Dichtwandschlitz



Abb. 9: In der Entsandungsanlage aus der Arbeitssuspension abgetrennter Bodenaushub.

Die Prozeßsuspensionstemperatur steigt aufgrund des Energieeintrages und der beginnenden exothermen Hydratation um  $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ , die Dichte aufgrund des Eintrags von Bodenteilchen mit einem Durchmesser kleiner als dem Trennschnitt der Entsandungsanlage ( $0,06\text{ mm}$ ) von  $1270\text{ kg/m}^3$  auf  $1500\text{ kg/m}^3$  und die Marshzeit von 33 Sekunden teilweise auf 120 Sekunden. Die Verarbeitbarkeit der Arbeitssuspension wird durch Zugabe eines Verflüssigers mit verzögernder Wirkung so eingestellt, daß die Suspension 24 Stunden verarbeitbar ist und nicht vorzeitig zu erstarren beginnt.

Erstmalig werden erfolgreich Zwischenpumpstationen mit Steuerungsautomatik eingesetzt, um die feststoffreiche Prozeßsuspension mit Dichten von bis zu  $1500\text{ kg/m}^3$  über Strecken von 400 m pumpen zu können, s. Abb. 10.



Abb. 10: Zwischenpumpstation für große Abstände zwischen dem Fräsenbagger und der Entsandungsanlage

Nach Erreichen der Endtiefe werden aus jeder Lamelle von oben, mitte und unten, Endsuspensionsproben genommen und im Labor die 1axiale Druckfestigkeit und die

Probendurchlässigkeit gemessen. Die gemessenen Druckfestigkeiten sind in der Größenordnung von 2 N/mm<sup>2</sup> und die Materialdurchlässigkeiten i. M. 10<sup>-11</sup> m/s nach 28 Tagen Lagerung.

Inzwischen sind knapp 30.000 m<sup>2</sup> der insgesamt 42.500 m<sup>2</sup> hergestellt worden. Die Arbeiten zur Herstellung der Dichtwand werden voraussichtlich im März 1998 fertiggestellt sein, so daß Mitte des Jahres die Einkapselung des Werksgeländes abgeschlossen sein wird. Mit Beginn der Grundwasserentnahme innerhalb der Einkapselung kann dann keine weitere Verdriftung von Schadstoffen mehr aus dem Werksgelände heraus erfolgen.

## **Zusammenfassung**

In den Jahren von 1951 bis 1984 wurden auf dem ehemaligen Werksgelände der Firma C.H. Boehringer Sohn Pflanzenschutzmittel hergestellt. Insbesondere im Bereich der Produktionsanlagen sind dadurch insgesamt ca. 665 to chlororganische Schadstoffe teilweise 50 m tief in den Untergrund des ca. 8 ha großen Werksgeländes gelangt. Die Fa. Boehringer Ingelheim ist sanierungspflichtig. Nachdem in den Jahren von 1984 bis 1993 eine Sanierung des Untergrundes aus technischen, wirtschaftlichen und zeitlichen Gründen gescheitert war, entschloß sich Boehringer Ingelheim das Werksgelände einzukapseln. Ende 1996 erhielt die Fa. BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH vom Generalunternehmer DYWIDAG den Auftrag eine gefräste Schlitzwand zur Einkapselung des Werksgeländes herzustellen. Die Schlitzwand wird im Einphasenverfahren gefräst. Als Dichtwandmasse wird zum ersten Mal ein Fertigprodukt der Fa. Dyckerhoff Baustoffsysteme, SOLIDUR 275, baupraktisch eingesetzt. Nach erfolgreicher Herstellung und anschließender Kammerprüfung eines Testdichtwandkastens an der schwierigsten Stelle bis in eine Tiefe von 50 m wurde mit dem Fräsen der 42.500 m<sup>2</sup> großen Dichtwand im April 1997 begonnen. Es hat sich gezeigt, daß die moderne Frästechnologie ein technisch und wirtschaftlich überlegenes sowie sicheres Verfahren zur Einkapselung von Altlasten ist.

## Literatur

- [1] Junge, I., Schäfer, W. , Feldversuche zum biologischen in situ Abbau chlorierter Aromaten im Grundwasser, Wasser & Boden, 49. Jahrg., 3/1997, S. 11-16
- [2] Grabe J., Ehemaliges Werksgelände der Firma C.H. Boehringer Sohn in Hamburg - Planung der Sicherungsmaßnahmen, Handbuch der Altlastensanierung, 6. Erg.-Lfg. 2 Aufl., April 1997, 5535
- [3] Firmenprospekt Fa. BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH, Das BAUER-Fräsensystem
- [4] Produktinfo Fa. Dyckerhoff Baustoffsysteme SOLIDUR 275
- [5] Varbelow, H. G., Meßtechnische Überwachung einer Sicherungsmaßnahme, Neue Wege in der Altlastenbearbeitung am Beispiel des ehemaligen Werksgeländes von Boehringer Ingelheim, TBG, 1/1998

### Verfasseranschrift:

Dr.-Ing. Jürgen Grabe  
BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH  
Technischer Dienst  
Wittelsbacherstraße 5  
86522 Schrobenhausen

## **Testfeld zur Erprobung unterschiedlicher Dichtwand- und Injektionsverfahren am Standort "Altlast Münchehagen"**

V. Schnibben

### **1. Standort und Zielstellung**

Die mit Sonderabfall gefüllten Polder der ehemaligen SAD Münchehagen binden bis zu 25 m tief in einen kreidezeitlichen Ton-/Schluffsteinkomplex ein. Die homogenen Ton-/Schluffsteine sind intensiv geklüftet und reichen in Tiefen > 100 m. Die Grundwasserbewegung findet in den Klüften des Gesteines statt. Der Flurabstand des Grundwasserspiegels beträgt 0,5 - 3 m u. GOK. Die niedersächsische Landesregierung hat beschlossen, die Altlast Münchehagen u. a. durch eine seitliche Umschließung zu sichern. Für die Herstellung einer seitlichen Umschließung durch Dichtwände und/oder Injektionen existieren derzeit verschiedene Technologien. Um die Eignung der einsetzbaren Materialien und Verfahren direkt am Standort zu prüfen, wurden diese im Rahmen eines Testfeldes für eine seitliche Umschließung im Nahbereich der geplanten Dichtwandtrasse erprobt. Folgende Ergebnisse konnten mit der Durchführung der Testmaßnahmen erreicht werden:

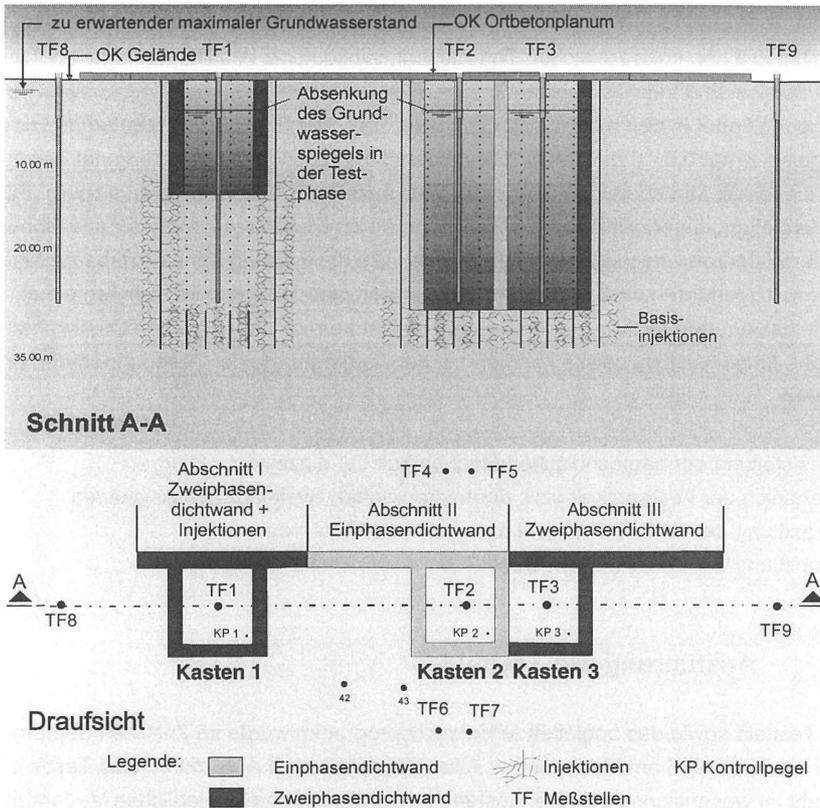
- Feststellung der bautechnischen Machbarkeit der einzelnen Verfahren
- Vergleich der Wirksamkeit bzw. der hydraulischen Systemdurchlässigkeiten
- Ermittlung der Wirtschaftlichkeit der einzelnen Verfahren
- Ermittlung der erforderlichen Qualitätssicherungsmaßnahmen

### **2. Ausführung des Testfeldes**

Das Testfeld sowie das begleitende Versuchsprogramm wurde im Zeitraum September 1994 bis April 1996 am Nordrand der Altlast Münchehagen ausgeführt. Das Testfeld besteht im wesentlichen aus drei Kästen, die jeweils mit unterschiedlichen Verfahren erstellt worden sind [1]:

1. Dichtwand im Zweiphasenverfahren bis 15 m Tiefe und Fortsetzung bis in Tiefen von 30 bis 50 m im Injektionsverfahren
2. Dichtwand im Einphasenverfahren bis in Tiefen von ca. 30 m
3. Dreiseitig Dichtwand im Zweiphasenverfahren bis in Tiefen von 30 m sowie einseitig Dichtwand im Einphasenverfahren bis 30 m Tiefe

Zusätzlich wurden einige Lamellen außerhalb der Kästen im Einphasenverfahren bis ca. 43 m und im Zweiphasenverfahren bis ca. 50 m Tiefe erstellt. Die Mächtigkeit der Dichtwand beträgt jeweils 0,80 m. Die Gesamtlänge (abgewickelt) der Dichtwände beziffert sich auf ca. 70 m. Der detaillierte Aufbau des Testfeldes ist dem Lageplan sowie dem idealisierten Schnitt (**Abb. 1**) zu entnehmen.



**Abb. 1:** Schematisierter Schnitt durch das Testfeld

Die Ausführung der Baumaßnahme erfolgte durch eine Arbeitsgemeinschaft der Firmen Bilfinger & Berger AG, Hannover + Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen + Keller Grundbau GmbH, Dorfmark. Die Gesamtplanung und Bauleitung der Baumaßnahme wurde durch das Ingenieurbüro IBE Dr. Born - Dr. Ermel GmbH, Achim wahrgenommen.

Als Sonderfachingenieure waren die Ingenieurgesellschaft Grundbauinstitut Hannover mbH sowie die Geo-Infometric GmbH, Hildesheim am Projekt beteiligt. Arbeitsbegleitende Messungen wurden vom TÜV Niedersachsen/Sachsen-Anhalt durchgeführt. Auftraggeber der Maßnahme war das Land Niedersachsen vertreten durch das Staatliche Amt für Wasser und Abfall Sulingen. Begleitende Landesfachbehörden waren das Niedersächsische Landesamt für Bodenforschung sowie das Niedersächsische Landesamt für Ökologie.

## 2.1. Dichtwände

Im Rahmen eines vorab durchgeführten, mehrjährigen Laborversuchsprogramms mit mehreren verschiedenen Dichtmassen erwiesen sich sowohl eine Einphasen- als auch eine Zweiphasen-Dichtmasse (s. **Tab. 1**) als ausreichend resistent gegenüber einer Beanspruchung mit verschiedenen Sickerwässern sowie als gering durchlässig und gut verarbeitbar.

Zuschlagstoff	Einphasenmasse [Gew. %]	Zweiphasenmasse [Gew. %]
Kies-Sand-Gemisch 0/8	-	74,30
Tonmehl Secursol 3101	14,3	12,93
EFA-Füller	-	2,29
Mikrodur AR	14,3	-
Wasserglas HK 30	-	1,68
Reaktiv 1: DYNAGROUT DWR – A	-	0,13
Reaktiv 2: DYNAGROUT DWR - B	-	0,26
Wasser	71,4	8,45

**Tab. 1:** Standardrezepturen Dichtmassen

Der Aushub der Lamellen erfolgte im Pilgerschrittverfahren. Dabei werden in einem ersten Arbeitsschritt die Primärlamellen hergestellt. Zwischen den Primärlamellen bleibt zunächst ein Gebirgsabschnitt erhalten. Erst im zweiten Arbeitsschritt werden diese

Gebirgsabschnitte ausgefräst (Sekundärlamellen). Um einen optimalen Übergang zwischen Primär- und Sekundärlamelle zu gewährleisten wird beidseitig ein Teil der benachbarten Primärlamelle mit ausgefräst. Eine optimale Lagegenauigkeit und gleichmäßige Wandbeschaffenheit des Schlitzaushubs im geklüfteten Ton-/Schluffstein wurde durch den Einsatz einer Hydrofräse, Typ Bauer BC 20, erreicht. Der Fräsfortschritt lag unabhängig vom Verfahren bei durchschnittlich 12 m/h [2].

Die Primär- und Sekundärlamellen der Einphasenwand werden jeweils in einem Arbeitsgang hergestellt. D. h., die Stützsuspension des Erdschlitzes ist gleichzeitig auch die Dichtmasse. Dies setzt einen geringen Feststoffanteil (s. **Tab. 1**) und eine ausreichend lange Fließfähigkeit der Suspension voraus. Die frisch aufbereitete Einphasensuspension wies dementsprechend eine mittlere Dichte von lediglich ca. 1,22 g/cm<sup>3</sup> auf [2]. Trotz laufender Aufbereitung der Suspension in der dafür installierten Regenerationsanlage führten die Feinbestandteile aus dem gelösten Ton-/Schluffsteinfräsgut in Verbindung mit dem Abbindeprozeß darüber hinaus zu einer relativ schnellen Andickung der Dichtwandsuspension. Dadurch ergab sich eine maximal erreichbare Tiefe der Einphasenwand von etwas mehr als 43 m u. GOK.

Der Schlitzaushub für die Zweiphasenwand erfolgte im Schutze einer konventionellen Na-Bentonit-Suspension. Die Zweitmasse wurde über Betonierrohre im Kontraktorverfahren eingebracht. Die aufbereitete Zweiphasenmasse hatte aufgrund des hohen Feststoffanteils (s. **Tab. 1**) im Mittel eine Dichte von rd. 2,03 g/cm<sup>3</sup>. Nach einer Abbindezeit von mindestens 21 Tagen wurden die Sekundärlamellen gefräst. Mittels eingestellter Inklinometer konnte die Standfestigkeit der Primärlamellen beim Anschnitt durch die Sekundärlamellen überprüft werden. Dabei wurden auch bei den 50 m tiefen Primärlamellen keine relevanten Verschiebungen festgestellt. Im Anschluß an die Fertigstellung der Zweiphasendichtwand wurde eine geneigte Kernbohrung durch den Grenzbereich Primär- zu Sekundärlamelle abgeteuft. Hinweise auf Fugen oder gar Filterkuchenreste konnten nicht ermittelt werden.

## 2.2. Injektionen

Nach Fertigstellung des Testkasten 1 mit 15 m tiefen Zweiphasendichtwänden, wurden unmittelbar außerhalb der Kastenaußenseite mehrere Serien von Injektionsbohrungen abgeteuft, die den Testkasten ausgehend vom Dichtwandfuß bis in eine Tiefe von 30 m u. GOK verlängern sollten. Die Tiefen der Bohrungen reichten dementsprechend bis 30 m bzw. an der Nordseite des Testkastens bis 50 m u. GOK. Aus den Bohrungen heraus

wurde das Gebirge mit zwei unterschiedlichen Injektionsmitteln unterhalb des Dichtwandkörpers, im wesentlichen in 5 m - Teufenabschnitten, injiziert (s. **Tab. 2**).

Zuschlagstoff	Injektionsmittel I [Gew. %]	Injektionsmittel II [Gew. %]
Tonmehl Secursol 3101	14,3	-
Mikrodur AR	14,3	-
Wasserglas HK 30	-	34,3
Reaktiv 1: DYNAGROUT DWR – A	-	9,6
Reaktiv 2: DYNAGROUT DWR - B	-	2,5
Wasser	71,4	53,6

**Tab. 2:** Standardrezepturen Injektionsmassen [3]

Insgesamt wurden drei vertikale Injektionsserien ausgeführt, wobei die nachfolgenden Serien jeweils in die Lücken der vorhergegangenen Serien plaziert wurden (s. **Abb. 2**):

A-Serie: in die 4 Kastenecken (ca. 6 m)

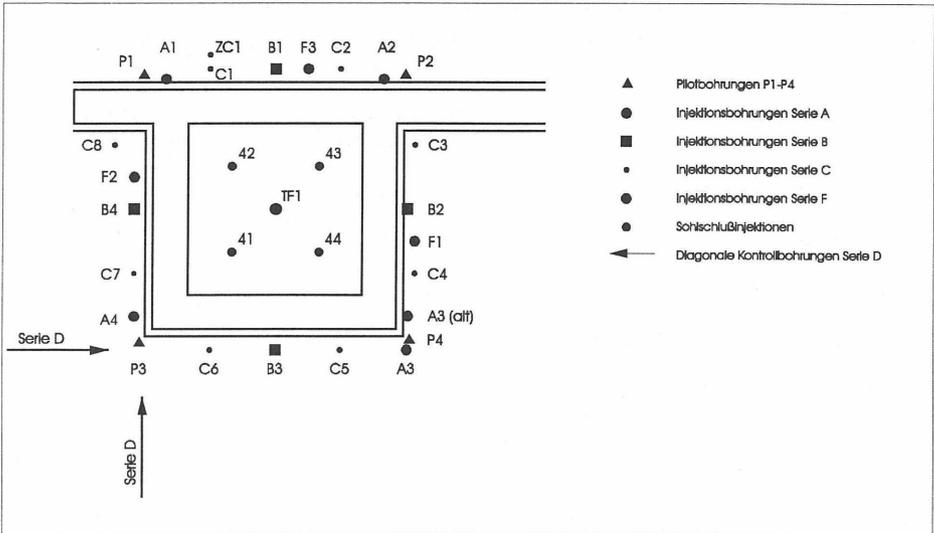
B-Serie: 3,00 m Intervall (4 Bohrungen)

C-Serie: 1,50 m Intervall (8 Bohrungen)

Zusätzlich wurden in Teilbereichen 3 weitere vertikale Bohrungen zwischen den 1,50 m-Intervallen abgeteuft um den Abstand auf 0,75 m zu verringern (F-Serie).

Das Injektionsmittel I diente als Primärinjektion zur Abdichtung der groben Klüfte und das Injektionsmittel II in einer zweiten Phase zur Abdichtung feiner Klüfte. In der B- und C-Serie kam das Injektionsmittel I nur noch in geringem Umfang zum Einsatz, da ansonsten die Eintrittsmöglichkeit des Injektionsmittels II zu stark behindert worden wäre. Die zu injizierenden Bohrlochintervalle wurden größtenteils mit Einfachpackern gegen die Bohrlochsohle abgedichtet.

Nach Durchführung der Wandinjektionen wurden alle drei Testkästen jeweils mit vier vertikalen Injektionsbohrungen im Zentrum jedes Quadranten eines Testkastens im Bereich 27,5 bis 32,5 m u. GOK horizontal abgedichtet.



**Abb. 2:** Lageplan Injektionsbohrungen

Den Schlußpunkt der Bohrarbeiten bildeten zwei Bohrungen die, parallel zu zwei Außenkanten des Testkastens 1, schräg in die vertikalen Injektionsschleier abgeteuft wurden, um den Abdichtungseffekt der vertikalen Injektionen zu überprüfen.

### 2.3. Hydraulische Testarbeiten

Vor Beginn der Fräsarbeiten für die Dichtwände wurden mehrere Erkundungsbohrungen inner- und außerhalb der späteren Testkästen abgeteuft. Mit Absenkttests (Pumptests) wurden in diesen Bohrungen die hydraulischen Verhältnisse im Bereich des Testfeldes ermittelt. Diese Messungen dienten als „Nullmessungen“ für die späteren Messungen nach Bau der Testkästen.

Nach Fertigstellung der Testkästen wurden drei Grundwassermeßstellen jeweils im Zentrum jedes Testkastens sowie sechs Grundwassermeßstellen außerhalb der Testkästen errichtet (s. **Abb. 1**). In diesen Meßstellen wurden die Absenkttests wiederholt (Hauptmessungen).

Ergänzend wurden Zwischenmessungen im Testkasten I (Zustand: Dichtwand ohne Injektionen) und Salinitätsmessungen durchgeführt.

Der Vergleich der Ergebnisse aus den verschiedenen Meßreihen erlaubte Aussagen über die Auswirkungen der Testkästen auf die hydraulischen Verhältnisse. Die Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgte unter Berücksichtigung folgender Parameter:

- Förderrate der Entnahmemessstellen (Zustrom),
- Absenkungsbeträge der Beobachtungsmessstellen,
- Durchlässigkeiten mit "lokalem" Bezug,
- Durchlässigkeiten mit "regionalem" Bezug
- Systemdurchlässigkeit (des jeweiligen Testkastens)

### **3. Ergebnisse**

#### **3.1. Einphasenverfahren**

Die für die im Einphasenverfahren zum Einsatz gekommene, frisch aufbereitete Dichtmasse im Labor ermittelten Durchlässigkeiten lagen im Bereich von ca.  $1 \cdot 10^{-8}$  m/s bis  $2 \cdot 10^{-11}$  m/s [5]. Der vorgegebene Richtwert von  $5 \cdot 10^{-10}$  m/s wurde somit häufig nicht erreicht. Die einaxialen Druckfestigkeiten lagen im Bereich von 0,2 bis 0,8 N/mm<sup>2</sup> und erreichten den vorgegebenen Richtwert von 0,3 N/mm<sup>2</sup> in den meisten Fällen.

#### **3.2. Zweiphasenverfahren**

Die für die frisch aufbereitete Zweiphasenmasse im Labor ermittelten Durchlässigkeiten bewegen sich relativ konstant im Bereich von ca.  $4,5 \cdot 10^{-10}$  m/s bis  $1 \cdot 10^{-11}$  m/s [5]. Der vorgegebene Richtwert von  $5 \cdot 10^{-10}$  m/s wurde durchgehend erreicht.

Die gelgebundene Zweiphasenmasse entwickelte erwartungsgemäß eine sehr geringe Eigenfestigkeit. Der arithmetische Mittelwert für die einaxiale Druckfestigkeit der mindestens 14 Tage abgebundenen Zweiphasenmasse lag bei etwa 0,03 N/mm<sup>2</sup>. Der vorgegebene Richtwert von 0,04 N/mm<sup>2</sup> wurde nicht erreicht. Die Standfestigkeit der Primärlamellen beim Anschnitt durch die Sekundärschlitze wurde dadurch allerdings nicht beeinträchtigt (s. o.).

### 3.3. Injektionen

Die Injektionsgutaufnahmen des Gebirges erwiesen sich bis einschließlich zur C-Serie als relativ hoch [2]. Auch in den drei Injektionsgutaufnahmen der Serie F konnten noch relativ hohe Injektionsgutaufnahmen verzeichnet werden. Die mit Wasserabpreßtests ermittelten Gebirgsdurchlässigkeiten im Bereich der F-Bohrungen nahmen im Vergleich zu den nach der C-Serie ermittelten Wasserdurchlässigkeiten deutlich ab, so daß eine signifikante Abdichtung des Gebirges frühestens ab einem Bohr- bzw. Injektionsabstand von  $\leq 0,75$  m angenommen werden kann. Auch die Ergebnisse der Wasserabpreßtests in den beiden Schrägbohrungen durch den Injektionsschleier belegen dies, da insbesondere in Gebirgsabschnitten ohne F-Bohrungen noch hohe Wasseraufnahmen festgestellt wurden.

Die Zweiphasendichtwand ist aufgrund ihrer geringen Eigenfestigkeit nicht als Injektionswiderlager geeignet. Somit kam es in den oberen Verpreßstufen häufig zu Umläufigkeiten und zu Wasser- beziehungsweise Verpreßmittelaustritten im Bereich des Dichtwandkopfs.

### 3.4. Hydraulische Tests

Die durchgeführten Versuche haben gezeigt [4], daß der Testkasten mit der 30 m tiefen Zweiphasenwand (Testkasten 3) die größte Verminderung der Wegigkeit zwischen Testkasten-Innen- und -Außenbereich aufwies. Die Testkästen 1 und 2 zeigten keine signifikanten Unterschied in der Verminderung der Wegigkeit zwischen Testkasten-Innen- und -Außenbereich. Einschränkend ist zu bemerken, daß ein Restzufluß über die Basisfläche der Testkästen stattgefunden hat. Dies wurde v.a. durch die Salinitätstests nachgewiesen. Daher zeigten alle drei Kästen nicht die erwarteten niedrigen Durchlässigkeiten auf.

Beim Testkasten 1 ohne vertikale und laterale Injektionen (nur 15 m tiefe Zweiphasenwand) konnte eine ebenso deutliche Verminderung der Wegigkeit wie bei Testkasten 3 (30 m tiefe Zweiphasen-Dichtwand mit Basisinjektionen) festgestellt werden.

Die Systemdurchlässigkeit des Testkastenkörpers betrug für den Testkasten 3 etwa  $3 \cdot 10^{-8}$  m/s [4]. Bei rechnerischer Ausgrenzung des unteren Teufenbereiches des Testkastens ergab sich für Testkasten 3 ein Wert für die Systemdurchlässigkeit von ca.  $6 \cdot 10^{-9}$  m/s.

**Referent:**

Dipl.-Geol. Volker Schnibben

IBE Dr. Born - Dr. Ermel GmbH

Finienweg 7

28832 Achim-Baden

Tel.: 04202 758-0

Fax: 04202 758-504

**Literatur**

- [1] IBE DR. BORN – DR. ERMEL GMBH  
Altlast Münnehagen, Testfeld seitliche Umschließung  
Wasserechtlicher Erlaubnis Antrag, Achim 1995
  
- [2] INGENIEURGESELLSCHAFT GRUNDBAUINSTITUT HANNOVER MBH  
Altlast Münnehagen, Testfeld seitliche Umschließung  
Prüfbericht der fachtechnischen Überwachung, Hannover 1996
  
- [3] FRIEDRICH, MÜLLER-KIRCHENBAUER & SCHNIBBEN  
Planung eines Testfeldes zur seitlichen Umschließung der Altlast Münnehagen  
aus: Modellfall Altlast Sonderabfalldeponie Münnehagen, Umweltgeologie heute,  
Bd.4, Berlin 1994
  
- [4] GEOINFOMETRIC GMBH  
Altlast Münnehagen, Testfeld seitliche Umschließung  
Ergebnisbericht Hydraulische Tests, Hildesheim 1997
  
- [5] NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR BODENFORSCHUNG  
Altlast Münnehagen, Testfeld seitliche Umschließung  
Ingenieurgeologische Stellungnahme zum Prüfbericht der fachtechnischen  
Überwachung, Hannover 1997



## **Umschließung der Hausmülldeponie "Am Ziegelofen" in St. Pölten, Ergebnisse von Untersuchungen im Zuge der Herstellung einer Einphasenschlitzwand**

S. Semprich, M. Mauerhofer, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, TU Graz  
R. Völkner, Grün + Bilfinger Ges.m.b.H., Wien

### **1. Projektbeschreibung**

Die bestehende Hausmülldeponie "Am Ziegelofen" am westlichen Stadtrand von St. Pölten, der Landeshauptstadt von Niederösterreich, wurde von Herbst 1996 bis Frühjahr 1997 mit einer Dichtwand in Form einer Einphasenschlitzwand umschlossen. Die Deponie erstreckt sich über eine Fläche vom 15,6 ha (Abb. 1).

Zu Beginn der Projektierung dieses Bauvorhabens war folgende Situation anzutreffen: Nach Einstellung der Ziegelproduktion wurde die unebene Sohle der Tongrube auf einem Niveau von ca. 3 m unterhalb der Geländeoberfläche eingeebnet, bereichsweise ein Flächenfilter mit Drainageleitungen eingebaut und die Deponie aufgefüllt. Die Auffüllung reicht heute an der nördlichen und westlichen Deponiegrenze bis knapp unter die derzeitige Geländeoberfläche, im südlichen und östlichen Bereich bis etwa 10 m über GOF. Langfristig ist geplant, auf dem bestehenden Areal Müll bis zu einer Schütthöhe von ca. 40 m über GOF aufzubringen.

Das Grundwasser im Projektgebiet zeigt ein leichtes Gefälle in Richtung Südost. Die Deponieumschließung ist deshalb im Süden und Osten als Kammersystem ausgebildet.

### **2. Baugrund und Bodenkennwerte**

Zur Erkundung des Untergrundes wurden entlang der geplanten Dichtwand 7 Aufschlußbohrungen als Rotationskernbohrungen ausgeführt (Abb. 1), deren Auswertung in Kombination mit geoelektrischen Untersuchungen den nachfolgenden, vereinfachten Schichtaufbau

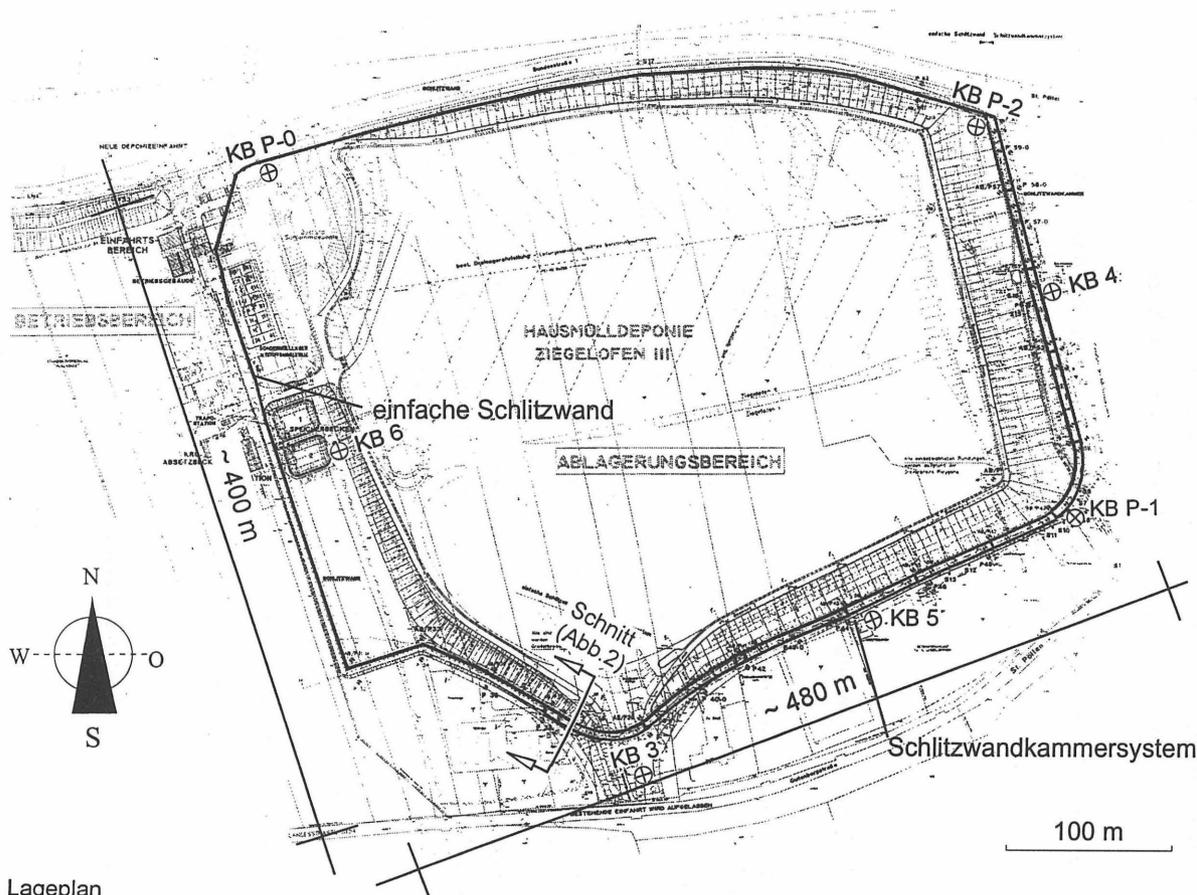


Abb. 1: Lageplan

liefert.

Unter der Geländeoberfläche steht bis in eine Tiefe von 3 bis 12 m eine Schicht aus gelbbraunen bis rötlichbraunen Tonen und Schluffen, im weiteren als Lehm bezeichnet, an. Die unterschiedliche Mächtigkeit dieser Schicht ist auf ein Gefälle der Geländeoberfläche von Nordwesten nach Südosten zurückzuführen.

Die Lehmschicht wird von einer 0,5 m bis 2,5 m dicken schluffigen Sand-Kies-Schicht unterlagert, in welche örtlich dünne, kiesige Schlufflinsen eingeschaltet sind. Darunter folgt eine etwa 1 m mächtige Schicht aus verwitterten Tonen und Schluffen.

Das Liegende wird durch sandige Ton-Schluffe gebildet, die als Schlier bezeichnet werden und bis in große Tiefen reichen.

Die Schichtgrenzen verlaufen im Deponiebereich näherungsweise eben. Abb. 2 zeigt eine Schichtenfolge im Süden der Umschließung (Abb. 1).

In allen Bohrungen wurde Grundwasser angetroffen, das vorrangig in der Sand-Kies-Schicht zirkuliert. Der Grundwasserspiegel liegt im nördlichen und westlichen Bereich der Deponie bis zu 4 m oberhalb der Sand-Kies-Schicht, im südlichen und östlichen Teil innerhalb dieser Schicht.

Der Lehm der Deckschicht besteht aus mittel- bis geringplastischen Tonen und Schluffen im weichen bis steifen Zustand. Die mittlere einachsiale Druckfestigkeit beträgt  $q_u = 130 \text{ kN/m}^2$ , der Durchlässigkeitsbeiwert liegt bei etwa  $k = 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ . Es wurde kein Unterschied der Durchlässigkeit in vertikaler und horizontaler Richtung festgestellt. Die ermittelten Steifemoduln dieser Schicht liegen zwischen  $4 \text{ MN/m}^2$  und  $21 \text{ MN/m}^2$  und die Reibungswinkel zwischen  $24^\circ$  und  $34,5^\circ$ .

Ergebnisse von Rammsondierungen weisen auf eine sehr dichte Lagerung der schluffigen Sand-Kies-Schicht hin. Die Durchlässigkeit dieser Schicht wurde zum einen durch in Bohrlöchern ausgeführte Kurzpumpversuche und Aufspiegelungsversuche, zum anderen durch Laborversuche mit konstanter Druckhöhe ermittelt. Dabei ergaben die Feldversuche Durchlässigkeitsbeiwerte von  $k = 10^{-3}$  bis  $10^{-4} \text{ m/s}$ , die Laborversuche jedoch nur Werte von  $k = 10^{-5}$  bis  $10^{-7} \text{ m/s}$ . Der Grund für diese unterschiedlichen Ergebnisse kann einerseits in einer größeren, sedimentationsbedingten horizontalen Durchlässigkeit liegen, andererseits

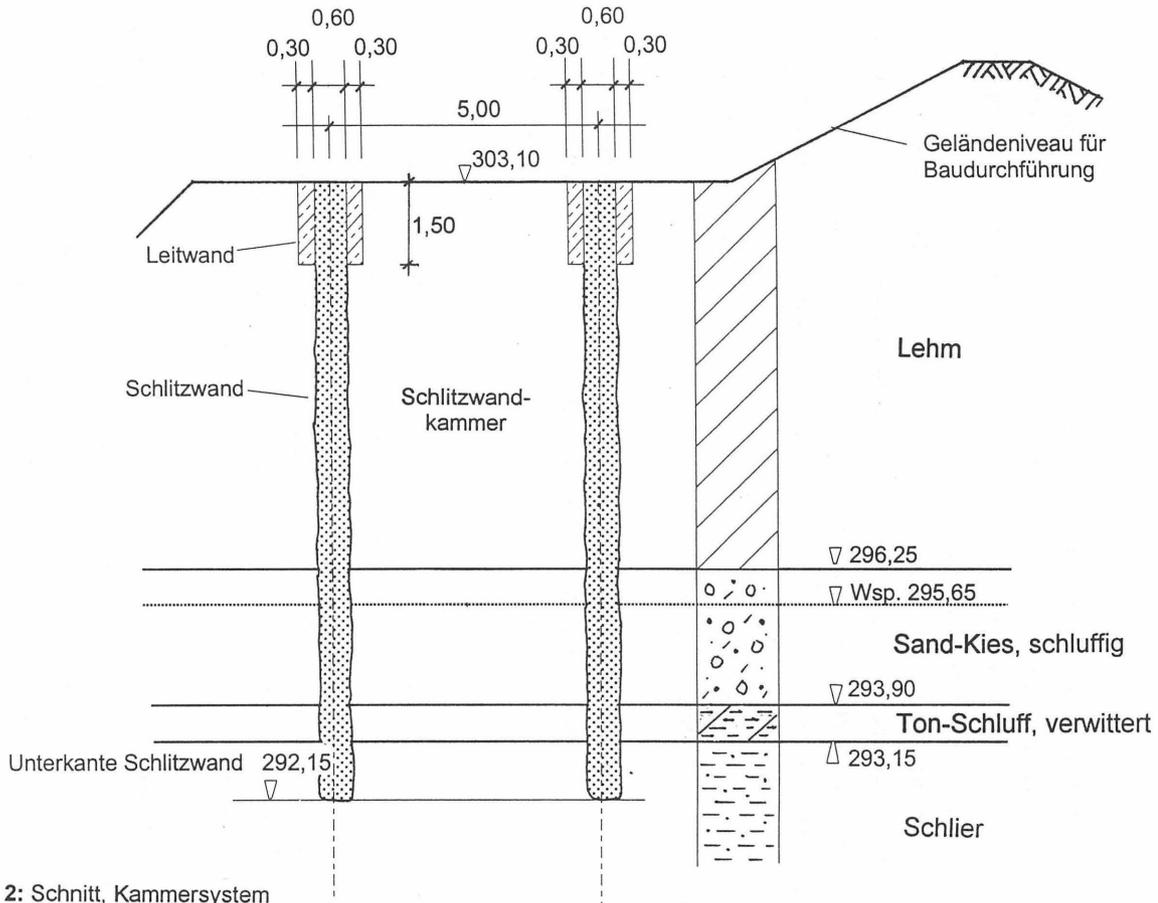


Abb. 2: Schnitt, Kammersystem

können Ausspülvorgänge beim Bohren die insitu-Verhältnisse verändert haben.

Die Schlierschicht ist mittelpastisch und weist eine halb feste bis feste Konsistenz auf. Die gemessenen einachsialen Druckfestigkeiten liegen im Mittel bei  $q_u = 600 \text{ kN/m}^2$ .

Der repräsentative Durchlässigkeitsbeiwert dieser Schicht beträgt in vertikaler Richtung etwa  $k = 5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$  und ist in horizontaler Richtung um eine Zehnerpotenz größer. Die Schlierschicht kann somit als "technisch dicht" eingestuft werden [1].

### **3. Planung und Ausführung der seitlichen Umschließung**

Entsprechend einem Wasserrechtsbescheid der Niederösterreichischen Landesregierung [2] war die seitliche Umschließung als Dichtwand mit einer Mindestwanddicke von 10 cm und einer Mindesteinbindtiefe in den Schlier von 1,0 m herzustellen. Ein Unterschreiten der Wandstärke auf minimal 7 cm war im Bereich der Lehmschicht für den Fall zulässig, daß 10 cm nur mit unverhältnismäßig hohem Aufwand erreichbar sein sollten.

Als minimal zu erzielende einachsiale Druckfestigkeit der Dichtwandmasse nach 28 Tagen wurden  $200 \text{ kN/m}^2$  festgelegt. Der im Labor zu bestimmende Durchlässigkeitsbeiwert für Leitungswasser sollte  $k = 5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ , und jener für Deponiesickerwasser  $k = 1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$  nicht überschreiten.

Weiterhin war sicherzustellen, daß der Wasserspiegel innerhalb der Umschließung maximal bis 0,5 m unter die Schichtgrenze Lehm/Sand-Kies ansteigt und eine Mindestdruckdifferenz von 0,35 m zum Deponieinneren stets eingehalten wird.

Zusätzlich war die Funktionsfähigkeit der Dichtwand nach erfolgter 40 m hohen Müllaufschüttung nachzuweisen.

Entsprechend den Auflagen des Wasserrechtsbescheides wurde zunächst die Ausführung der Dichtwand in Form einer Rüttelschmalwand als zweckmäßig angesehen.

Anhand von Probefeldern sollte der Nachweis der Eignung dieser Dichtwandart erbracht und zugleich eine Optimierung des Herstellverfahrens erreicht werden. Dafür wurden

insgesamt etwa 20 Varianten ausgeführt, die jedoch alle nach Freilegung den gewünschten Qualitätsanforderungen hinsichtlich Maßhaltigkeit und Fehlstellenfreiheit nicht entsprachen. Im einzelnen wurden dabei Wände im Normalstich- und Halbstichverfahren hergestellt sowie die Bohlenform, Rammgeschwindigkeit, Ziehgeschwindigkeit, Injektionsdruck, Suspensionsmischung und Dichte variiert.

Als Problemzone stellte sich die unter der Geländeoberfläche anstehende, von Trennflächen durchzogene Lehmschicht heraus, in der es nicht möglich war, fehlstellenfreie Wände herzustellen.

Schließlich wurde auf der Grundlage der Vorgaben des Wasserrechtsbescheides für die Schmalwand die Umschließung als Einphasenschlitzwand ausgeführt.

Der Aushub des 10 bis 15 m tiefen, 60 cm breiten Schlitzes erfolgte mittels Greifer.

In einer ersten Bauphase wurde die Deponie ringförmig mit insgesamt 384 Lamellen von jeweils 4 m Länge umschlossen. Im südlichen und östlichen Umschließungsbereich wurde mit einem Abstand von 5 m eine zweite Wand mit 160 Lamellen hergestellt, so daß sich mittels Querschotts insgesamt 11 Kammern ergaben.

Als Dichtwandmischung kam das Produkt der Fa. Dyckerhoff, Solidur 274 MS, zum Einsatz. Dieses, aus mineralischen Bindemitteln und Tonkomponenten bestehende Fertigprodukt, wurde auf der Baustelle mit Wasser hochtourig aufgeschlossen und als Suspension zur Einsatzstelle gepumpt. Ein m<sup>3</sup> Suspension wurde mit einem Mischungsverhältnis von 225 kg Feststoffanteil und 921 l Wasser hergestellt.

#### **4. Durchgeführte Untersuchungen der Dichtwandmaterialien**

Im Zuge der Bauausführung wurde das Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz beauftragt, Untersuchungen im Zusammenhang mit der Errichtung der Umschließung der Hausmülldeponie "Am Ziegelofen" durchzuführen. Der Untersuchungsumfang gliederte sich wie folgt:

- Eignungsversuche an im Labor hergestellten Suspensionen mit Dyckerhoff Solidur

### 274 MS

- Eigen- bzw. Fremdüberwachung der Suspension an Proben, die auf der Baustelle dem Mischer entnommen wurden
- Untersuchungen der Dichtwandmasse, die dem frisch hergestellten Schlitz entnommen wurden
- Untersuchungen an Proben, die der erhärteten Dichtwand entnommen wurden

Die Eignungsversuche sowie die Eigen- bzw. Fremdüberwachung wurden nach den einschlägigen Regelwerken durchgeführt.

Dementsprechend wurden bei den Eignungsuntersuchungen Rohdichte, Auslaufzeit nach Marsh, Fließgrenze, Absetzmaß, Filtratwasserabgabe, pH-Wert und Temperatur der Suspensionen jeweils unmittelbar nach dem Anmischen bzw. nach einem 8-stündigen Intervallrühren bestimmt. An Rückstellproben wurde die zeitabhängige Entwicklung des Durchlässigkeitsbeiwertes, der einachsialen Druckfestigkeit, der Dichte und des Wassergehaltes der erhärteten Dichtwandmasse bestimmt.

Im Zuge der Eigen- bzw. Fremdüberwachung wurden die rheologischen Eigenschaften der dem Mischer entnommenen Suspension auf der Baustelle untersucht.

An etwa 100 Rückstellproben wurden Durchlässigkeitsbeiwert, einachsiale Druckfestigkeit, E-Modul, Dichte und Wassergehalt nach 28 Tagen bestimmt.

Die Mittelwerte der relevanten Kennwerte sind in folgender Tabelle dargestellt.

			Mittelwert
Durchlässigkeitsbeiwert	$k_{10}$	m/s	$2,4 \cdot 10^{-10}$
Einachsiale Druckfestigkeit	$q_u$	kN/m <sup>2</sup>	672
Elastizitätsmodul	E	MN/m <sup>2</sup>	73
Dichte	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1,16

Zur Entnahme von Proben aus dem frisch hergestellten Schlitz diente ein druckluftgesteuertes Probennahmegerät der Fa. Grün + Bilfinger. An diesen Proben wurden folgende Kennwerte bestimmt:

- Massenanteil des beim Schlitzabteufen eingetragenen Bodens
- Korngrößenverteilung des eingetragenen Bodens
- Organischer Anteil des eingetragenen Bodens
- Durchlässigkeitsbeiwert nach 28 Tagen
- einachsiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen
- Dichte und Wassergehalt nach 28 Tagen

Der Massenanteil des eingetragenen Bodens wurde ermittelt, indem jeweils 2 l Dichtwandmasse durch ein Sieb mit 0,125 mm Maschenweite gewaschen wurden, der Siebrückstand getrocknet und danach seine Masse bestimmt wurde. Der gemessene Massenanteil berücksichtigt folglich nicht die in die Dichtwandmasse eingetragenen Feinstteile des Bodens.

Beispielhaft sind nachfolgend die Ergebnisse entsprechender Untersuchungen von einem 11 m tiefen Schlitz dargestellt, aus dem Proben in verschiedenen Tiefen unterhalb der Leitwandoberkante entnommen wurden (Abb. 3).

- Abb. 3a) zeigt den Bodeneintrag in Abhängigkeit von der Entnahmetiefe und der Zeit der Probenentnahme. Die Masse des getrockneten Siebrückstandes beträgt etwa 25 bis 50 g je Liter Dichtwandmasse und nimmt über die Tiefe kontinuierlich zu. Weiters ist keine Abhängigkeit des Eintrages von der Zeit der Probennahme zu erkennen.
- Nach Durchführung von Siebanalysen stellten sich alle Siebrückstände als kiesige Sande mit einem Sandanteil von etwa 90 % heraus.  
Der organische Anteil des Bodeneintrages ist verhältnismäßig hoch und beträgt etwas mehr als 40 Gewichtsprozent.
- Die Dichten der Dichtwandmasse hat proportional zur Masse des Bodeneintrages erwartungsgemäß mit der Tiefe zugenommen. Sie sind gegenüber den Dichten der Proben aus dem Mischer um etwa  $\Delta\rho = 0,3$  bis  $0,6 \text{ g/cm}^3$  erhöht.
- Die Durchlässigkeitsbeiwerte liegen zwischen  $k = 2 \cdot 10^{-10}$  und  $2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$  und somit maximal eine Zehnerpotenz höher als der mittlere Durchlässigkeitsbeiwert der aus dem

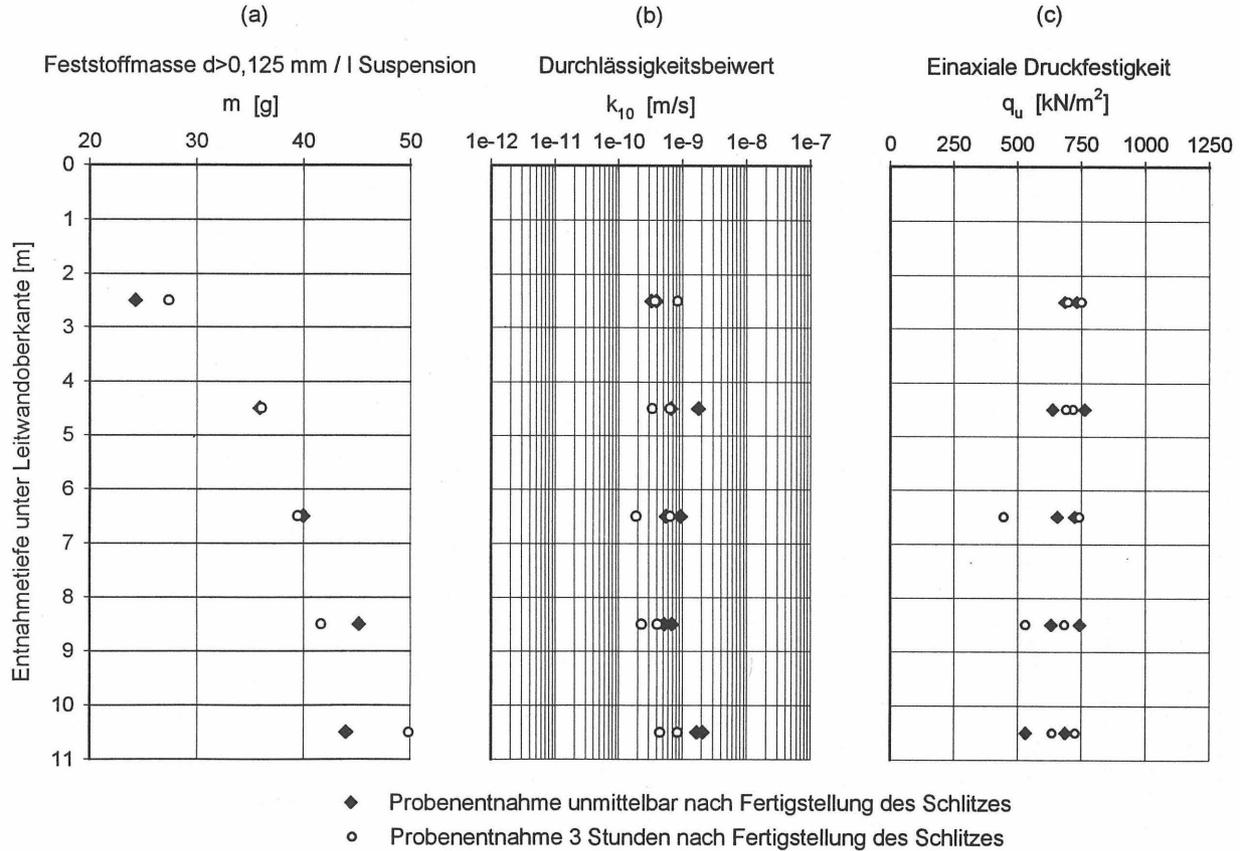


Abb. 3: Kennwerte der Dichtwandmasse

Mischer entnommenen Proben (Abb. 3b). Es ist keine signifikante Abhängigkeit von der Entnahmetiefe der Proben erkennbar, wohl aber scheinen Proben, die nach 3 Stunden entnommen wurden, etwas undurchlässiger als jene die sofort nach Fertigstellung des Schlitzes gezogen wurden.

- Die einachsiale Druckfestigkeit entspricht im wesentlichen dem Mittelwert der aus dem Mischer entnommenen Proben. Eine Zeit bzw. Tiefenabhängigkeit ist nicht erkennbar (Abb. 3c).

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß in dem vorliegenden Fall der Bodeneintrag in die Dichtwandmasse während der Herstellung der Einphasenschlitzwand von untergeordneter Bedeutung ist und eine Herstellung der Dichtwand in Form der wirtschaftlich aufwendigeren Zweiphasenschlitzwand nicht gerechtfertigt hätte.

## **5. FE-Berechnung zur Beurteilung der Beanspruchung bzw. Dichtigkeit der Einphasenschlitzwand infolge zukünftiger Müllaufschüttung**

Wie eingangs erwähnt, soll im Laufe der nächsten Jahrzehnte die Deponie um weitere 40 m aufgeschüttet werden. Damit sind Lasten verbunden, die erst nach Herstellung der Dichtwand wirksam werden und diese somit zusätzlich beanspruchen.

Die im folgenden beschriebenen, numerischen Berechnungen, dienen dem Zweck, Hinweise zur Beanspruchung bzw. Dichtigkeit der Dichtwand infolge der geplanten Deponieaufschüttung sowie möglicher Wasserspiegelschwankungen zu erlangen. Als maßgebliche Situation für die Untersuchung wurde etwa die Mitte des südlichen Teiles des Kammer-systems angesehen. Hier reichen die Schlitzwände bis in eine Tiefe von etwa 8,5 m unter Geländeoberfläche. Für die Berechnung wurde folgender, vereinfachter Schichtenverlauf im Baugrund angenommen:

GOF	bis	-4,5 m	Lehm
		-4,5 bis	-6,5 m Sand-Kies
		-6,5 bis	-7,5 m Ton, Schluff, verwittert
		unterhalb	-7,5 m Schlier

Der Grundwasserspiegel befindet sich im Ausgangszustand bei -6,5 m und damit in Höhe der Schichtgrenze zwischen den Sand-Kiesen und den verwitterten Tonen und Schluffen.

Für die numerischen Berechnungen wurde das Programmsystem BEFE verwendet. BEFE ermöglicht zwei- und dreidimensionale Berechnungen nach der Finite-Elemente-Methode und der Randelemente-Methode bzw. von gekoppelten Systemen und wurde speziell für Anwendungen in der Geotechnik entwickelt.

Der gewählte Berechnungsausschnitt und die Randbedingungen des FE-Modells sind in Abb. 4 dargestellt. Das FE-Netz besteht aus etwa 2000 8-knotigen isoparametrischen Elementen. Den Berechnungen wurde ein ebener Verzerrungszustand zugrunde gelegt. Aus Vorberechnungen mit dem elastisch-ideal plastischen Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb ging hervor, daß für die gegenständliche Aufgabenstellung der Einfluß des nichtlinearen Materialverhaltens vernachlässigbar ist. Für die weiteren Berechnungen wurde daher linear elastisches Materialverhalten angenommen.

Zwischen Dichtwand und Boden wurden Interface-Elemente mit einer geringen Steifigkeit normal zur Wand angeordnet um den Einfluß des als externe Belastung aufgebracht Wasserdruckes zutreffend simulieren zu können.

Den die Dichtwand repräsentierenden Elementen wurde als Primärspannung der hydrostatische Zustand der Suspension zugeordnet. Um den Einfluß einer möglichen Bandbreite der Kennwerte zu erfassen, wurden für den Boden und den Müll jeweils "steife" und "weiche" Kennwerte angenommen (Tab. 1).

Die Dichtwand wird zum einen durch die zusätzlich aufgebrachte Müllauflast, zum anderen durch sich ändernde Grundwasserstände beansprucht. Das sich über lange Zeiträume erstreckende Aufbringen des Mülls wurde in den Berechnungen durch den Einbau von 3 Lagen simuliert. Die ungünstigste Grundwassersituation ergibt sich, wenn der Grundwasserspiegel innerhalb der Kammer 1,5 m tiefer liegt als im Deponieinneren bzw. außerhalb der Umschließung. Allerdings haben die Berechnungen ergeben, daß sich unterschiedlich angenommene Wasserspiegel praktisch nicht auf die Beanspruchung der Dichtwand auswirken.

Die Erläuterung der Berechnungsergebnisse beschränkt sich im Folgenden auf die maxima-

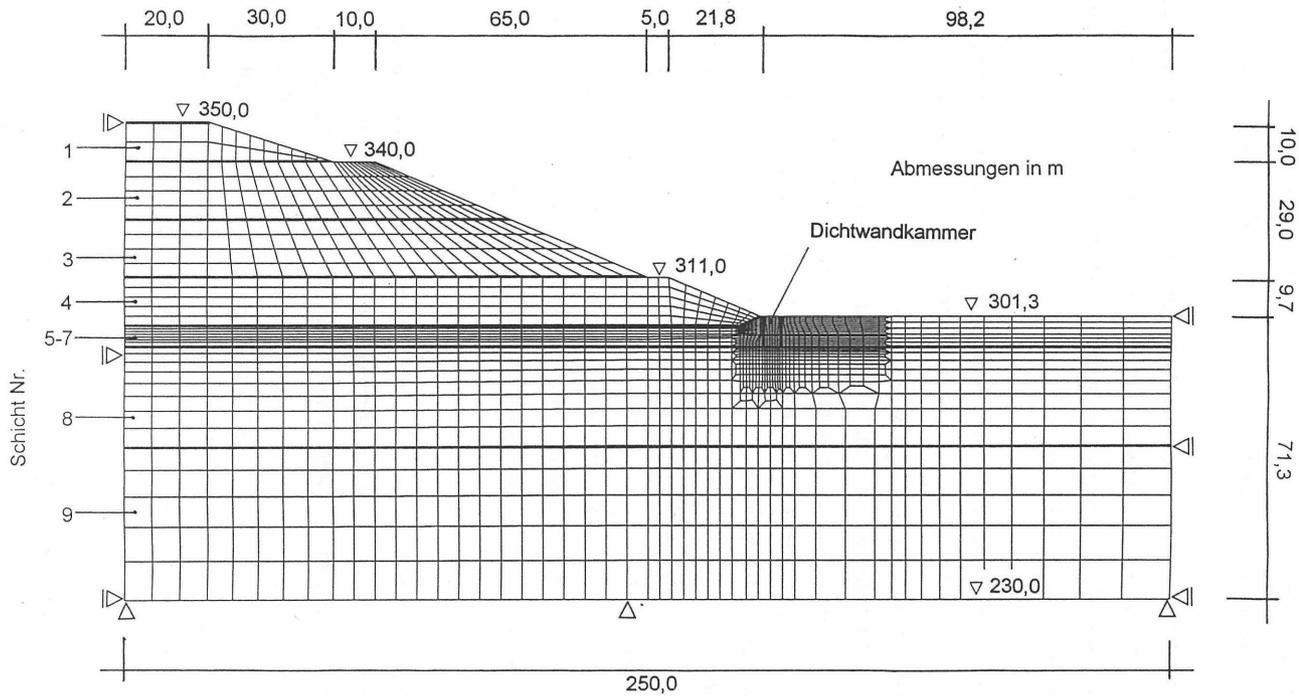


Abb. 4: Netzgeometrie und Randbedingungen

Schicht Nr.	Beschreibung	Wichten		Quer- dehnungs- zahl	Erd- ruhedruck- beiwert	E-Modul	
		$\gamma$	$\gamma'$			$E_{\text{steif}}$	$E_{\text{weich}}$
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	-	-	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>
1	Anschüttung	20	-	0,37	-	2	3
2	2. Lage Müll	12	-	0,37	-	20	3
3	1. Lage Müll	12	-	0,37	-	20	3
4	Müll vorhanden	12	-	0,37	-	20	3
5	Lehm	20	-	0,37	0,6	30	10
6	Kies	22	13	0,30	0,4	60	25
7	Ton, Schluff, verwittert	20	10	0,36	0,55	40	20
8	Schlier	21	11	0,35	0,55	100	30
9	Schlier *)	21	11	0,35	0,55	250	75

\*) in einer Tiefe von 26,3m bis 76,3m unter GOF

Schlitzwand	11,5	-	0,17	1	100
Leitwand	24,0	-	0,17	-	21.000

**Tabelle 1:** Materialkennwerte für die FE-Berechnung

len Hauptspannungen in den Dichtwänden.

Die Berechnungen mit den "steifen" Kennwerten ergaben für Dichtwandtiefen unterhalb möglicher Wasserspiegel keine Zugspannungen, sodaß in der Dichtwand keine Zugrisse infolge Müllauflast und Wasserspiegelschwankungen entstehen, und somit die Funktionsfähigkeit der Wand gegeben ist.

Eine entsprechende Aussage hat sich auch für den Fall einer Berechnung mit einem rotationssymmetrischen Verzerrungszustand ergeben, bei dem die Deponieumschließung kreisförmig angenommen wurde um auch die in Folge Müllauflast zu erwartenden Zugspannungen in tangentialer Richtung in ihrer Auswirkung erfassen zu können.

Die Untersuchungen mit den "weichen" Bodenkennwerten ergaben in Tiefen unterhalb des

Wasserspiegels maximale Zugspannungen von  $18,2 \text{ kN/m}^2$ . Dieser Wert liegt deutlich unter der Zugfestigkeit von Dichtwandmassen, so daß selbst bei Annahme unrealistisch niedrig angenommener Kennwerte die Gefahr des Auftretens von Zugrissen nicht gegeben ist. Die im Bereich unmittelbar unter der Leitwand in allen Berechnungsfällen auftretenden Zugspannungen sind für Dichtigkeitsbetrachtungen nicht relevant, da an dieser Stelle mit keinen Wasserzutritten zu rechnen ist.

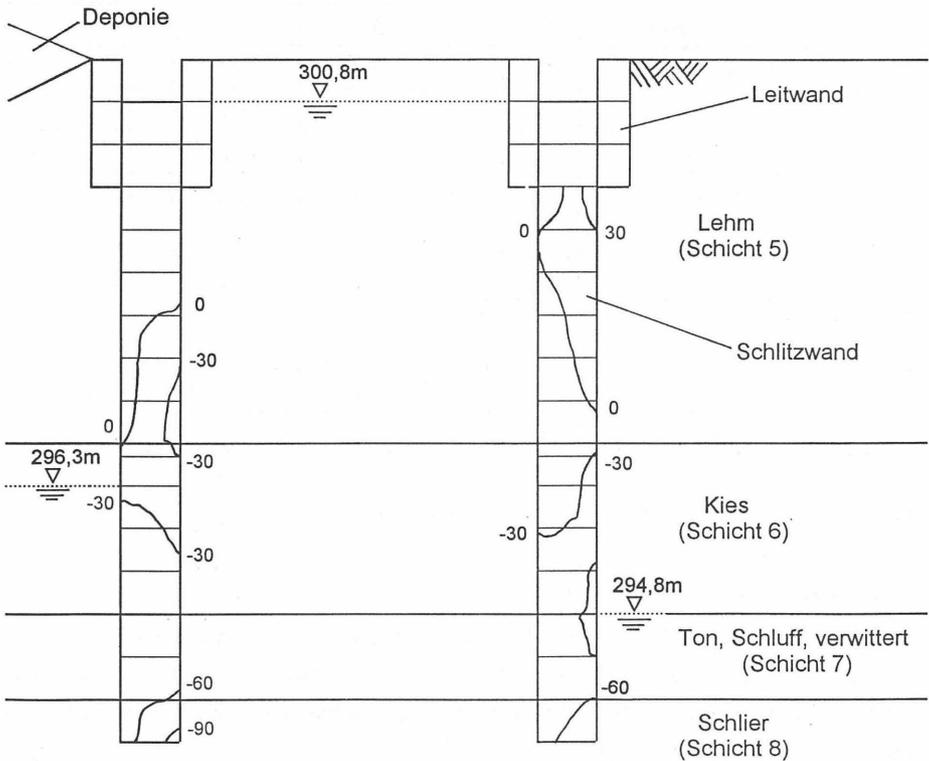


Abb. 5: Linien gleicher maximaler Hauptspannung [ $\text{kN/m}^2$ ] (- Druck, + Zug)

Für alle Untersuchungen war jener Lastfall maßgeblich, bei dem bereits die gesamte Müllaufflast, d. h. alle 3 Lagen, simuliert wurden.

Abb. 5 zeigt beispielhaft maximale Spannungen in den Dichtwänden für den Fall eines

angenommenen Pumpenausfalls in der Schlitzwandkammer. Diesem Ergebnis liegt eine Berechnung mit ebenem Verformungszustand und "weichen" Bodenkennwerten sowie vollständiger Müllaufschüttung zugrunde.

## **6. Zusammenfassung**

Im gegenständlichen Beitrag werden zwei Teilaspekte bei einer in Einphasenschlitzwandtechnik hergestellten Deponieumschließung behandelt.

Zum einen wird über Kennwerte der Dichtwandmasse berichtet, die an Proben bestimmt wurden, die aus dem Mischer und dem frisch hergestellten Schlitz gezogen wurden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen zeigen, daß zumindest für die bei diesem Projekt vorherrschenden Baugrundverhältnisse, eine Umschließung in Form einer Einphasenschlitzwand als geeignete Technik angesehen werden kann. Der häufig vermutete Effekt einer Verschlechterung der Qualität der Dichtwand mit der Tiefe durch einen Eintrag des anstehenden Bodens während der Schlitzherstellung ist in diesem Fall nicht eingetreten.

Der zweite Teil des Beitrages beschreibt Finite-Elemente-Berechnungen mit denen die Beanspruchung bzw. die Dichtigkeit der Dichtwand infolge einer zusätzlichen Müllaufschüttung bei gleichzeitigen Grundwasserschwankungen untersucht wird.

Die Ergebnisse dieser Berechnungen zeigen, daß die zusätzlichen Belastungen die Dichtigkeit der Schlitzwand nicht in Frage stellen.

## **7. Unterlagen**

- [1] Geotechnisches Gutachten über den Ausbau der Mülldeponie in St. Pölten, Ziegelofen, Dipl.-Ing. Gernot Püchl, Zivilingenieur für Bauwesen, 24.01.1992, unveröffentlicht
- [2] Bescheid, Landeshauptstadt St. Pölten, Abfalldeponie Ziegelofen, Sanierung und Erweiterung, wasserrechtliche Baubewilligung, Untersuchungsumfang, Sicherstellung und Bestellung eines Deponieaufsichtsorganes, Amt der Niederösterreichischen Landesregierung, 28.05.1993, unveröffentlicht

**Anschriften:**

O.Univ.-Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. Stephan Semprich  
Institut für Bodenmechanik und Grundbau,  
Technische Universität Graz  
Rechbauerstraße 12  
A-8010 Graz, Österreich

Dipl.-Ing. Manfred Mauerhofer  
Institut für Bodenmechanik und Grundbau,  
Technische Universität Graz  
Rechbauerstraße 12  
A-8010 Graz, Österreich

Reinhold Völkner  
Grün + Bilfinger Ges.m.b.H.  
Schönbrunnerstraße 213-215  
A-1120 Wien, Österreich

## **Filtratverluste bei Einphasenschlitzwandmassen**

C. Schlötzer, W. Friedrich, H. Müller-Kirchenbauer

### **1 Einleitung**

Gegriffen oder gefräst aufgefahrene Einphasenschlitzwände dienen im wesentlichen der Herstellung spezialtiefbaulicher Dichtelemente. Der Aushub erfolgt allgemein lamellenweise im sogenannten Pilgerschrittverfahren, wobei die Schlitzwandungen durch eine feststoffhaltige Suspension gestützt werden. Die Wanddicke liegt je nach Anwendungsfall etwa zwischen 0,60 m und 1,00 m. Die Länge einer einzelnen Lamelle richtet sich zunächst nach der Schnittweite des Aushubwerkzeuges. Bei ausreichender Standsicherheit kann eine einzelne Lamelle auch aus mehreren nebeneinanderliegenden Schnitten bestehen. Nach der Fertigstellung einer Schlitzwandlamelle verbleibt die feststoffhaltige Suspension beim Einphasenverfahren im Schlitz und bindet dort allmählich zur Dichtmasse ab.

Wenn der Aushub mit einem seilgeführten Schlitzwandgreifer erfolgt, wird der Boden in einzelnen Greiferspielen an der Lamellensohle gelöst, an die Oberfläche gefördert und hier, nachdem die nach oben mitgeschleppte Suspension weitgehend aus dem Greifer durch seitlich angebrachte Öffnungen abgelaufen ist, abgeworfen. Beim gefrästen Aushub wird der Boden dagegen kontinuierlich durch hydraulisch getriebene Fräsräder gelöst, in der Stützflüssigkeit suspendiert durch eine Rohrleitung an die Tagesoberfläche gepumpt und dort einer Regenerationsanlage zugeführt. Anschließend kann die gereinigte Suspension wieder in den Schlitz gegeben werden. Die Vorteile des Fräsens liegen allgemein in einem rascheren Arbeitsfortschritt sowie in dem weitgehend gekapselten System beim Transport der gelösten Erdstoffe [1], [2].

Einphasenschlitzwände wurden ursprünglich zur Herstellung von vertikalen Dichtungen gegenüber nichtkontaminierten Wässern eingesetzt. Seit mehreren Jahren kommt dieses Verfahren im Rahmen von Altlastensicherungen verstärkt auch zur Einkapselung von Untergrundkontaminationen zur Anwendung. Dabei ergeben sich allgemein höhere Anforderungen an die verfahrenstechnische Ausführung der Schlitzwandarbeiten, die Rezeptur und Verarbeitbarkeit der verwendeten Suspensionen und insbesondere an die auch gegenüber den bauchemisch relevanten Grundwasser- oder Bodenbelastungen angestrebte langfristige Abdichtungswirkung der abgebundenen Dichtmassen.

Ein weiteres Anwendungsgebiet von Einphasenschlitzwänden liegt in der Herstellung tiefeichender Baugruben im dichtbebauten innerstädtischen Bereich, für die eine

weiträumige Grundwasserabsenkung aus unterschiedlichen Gründen nicht in Frage kommt. In derartigen Fällen werden die Baugruben als sogenannte Dichtungströge ausgebildet, wobei die vertikalen Verbau- oder Dichtelemente häufig aus Schlitzwänden mit eingehängter Spundwand bestehen. Die Spundwandprofile werden dabei bis zur statisch erforderlichen Tiefe in einen suspensionsgefüllten Schlitz eingehängt und im Bereich der Leitwände fixiert. Vom Spundwandfuß bis zur wirksamen Anbindung an ein horizontales natürliches oder künstlich geschaffenes Dichtelement bestehen die sogenannten Schlitzspundwände aus unbewehrter abgebundener Dichtmasse [3], [4].

Die im Einphasenverfahren hauptsächlich eingesetzten Suspensionen bestehen aus Wasser, Bentoniten und Zementen beziehungsweise verzögert reagierenden Bindemitteln. Insbesondere bei der Einkapselung von Untergrundkontaminationen werden vorwiegend Calciumbentonite sowie hydraulisch reagierende Bindemittel mit einem besonders hohen Hüttensandanteil eingesetzt. Zusätzlich können den Rezepturen weitere Zuschläge sowie verflüssigend oder verzögernd wirkende Additive zugemischt werden. Die Wichten solcher Rezepturen liegen etwa zwischen  $11 \text{ kN/m}^3$  und  $13 \text{ kN/m}^3$ . In letzter Zeit werden oftmals auch Fertigprodukte eingesetzt, die auf der Baustelle nur noch mit Wasser aufzubereiten sind.

Beim Abteufen von Einphasenschlitzwänden kann es aufgrund verschiedener Ursachen zu sogenannten Suspensionsverlusten kommen. Darunter wird der Mehrverbrauch an Suspension verstanden, der über das Volumen des ausgehobenen Schlitzes hinausgeht. Suspensionsverluste jeder Art sind während der Wandherstellung zwangsläufig auszugleichen, um den Suspensionsspiegel während des Aushubs und auch noch im Anschluß daran immer im erdstatisch vorgesehenen Toleranzbereich am Lamellenkopf zu halten. Unter ungünstigen Bedingungen kann der Mehrverbrauch in seiner Gesamtheit das eigentliche Schlitzvolumen wesentlich übersteigen und deshalb einen nicht unerheblichen Kostenfaktor darstellen.

Suspensionsverluste ergeben sich einerseits aus der beim Aushub im Greifer mitgeschleppten Suspension. Bei gefrästen Wänden entstehen vergleichbare aushubbedingte Verluste im Bereich der Regenerationsanlage, wo ein Teil der Suspension an den abgetrennten Bodenpartikeln haften bleibt. Andererseits kommt es unabhängig von dem gewählten Aushubgerät auch im Schlitz zu Suspensionsverlusten. Hier können die Verluste bei sedimentationsstabilen Rezepturen, wie sie allgemein gefordert werden, aus einer Penetration von Suspension in das Porensystem der durchörterten Bodenschichten

sowie aus einer Filtration von Suspension an den seitlichen Erdwänden resultieren [5], [6], [7], [8]. Während die Penetration zu einem Abfließen von Suspension aus dem Wandquerschnitt heraus führt, kann eine Filtration infolge des Abpressens von Wasser aus der Suspension in den angrenzenden Boden eine nicht unerhebliche Feststoffanreicherung im Schlitz bewirken. Der Feststoffgehalt kann sich dabei einerseits in Filterkuchen, die sich an den Schlitzwandungen bilden und in den Schlitzwandquerschnitt hinein anwachsen, und andererseits dazwischen in der zunächst noch fließfähigen, aber bereits andickenden Suspension erhöhen [5], [7], [9]. Darüber hinausgehend können während des Abteufens der Schlitzwandlamelle Teile der Filterkuchen beim Ziehen des Greifers beziehungsweise der Fräse abgeschabt und in die Dichtsusension eingearbeitet werden.

## 2 Filtrationsverhalten von Einphasendichtsusensionen

Das Filtrationsverhalten von Einphasendichtsusensionen ist ausführlich in [5], [7] und [8] beschrieben. Mit modifizierten Filterpreßversuchen, wie sie prinzipiell in der DIN 4127 beschrieben sind, sowie mit Versuchen in sogenannten Filtrationstöpfen (Bild 1) konnte nachgewiesen werden, daß es bei feststoffhaltigen Dichtsusensionen an der Grenze zu Fein- bis Mittelsanden zunächst zu einer Oberflächenfiltration kommt. Sofern die Filtration mechanisch nicht gestört wird, schließt sich eine Kuchenfiltration an, durch die ungehindert Filterkuchen entstehen können. Auf der Sandoberfläche wächst der inkompressible Filterkuchen aus ausfiltrierten Suspensionspartikeln an, während gleichzeitig Filtratwasser in die Porenmatrix der anstehenden Erdstoffe abgepreßt wird. Bei einem konstanten Filtrationsdruck verläuft die Filtratwasserabgabe im Fall der ungestörten Filtration aufgrund des bei zunehmender Filterkuchendicke mit der Zeit abnehmenden Filtrationsgradienten allgemein degressiv (Bild 2). Dieser Filtrationsvorgang, der zunächst bei noch fehlendem Filterkuchen auf hohem Niveau beginnt, läßt sich näherungsweise durch die einparametrische Wurzelfunktion

$$f(t) = a \cdot \sqrt{t} \quad (1)$$

abbilden, wobei  $f(t)$  die zeitliche Entwicklung der Gesamtiltratwasserabgabe beschreibt. Der Koeffizient  $a$  stellt einen aus Laborversuchen abschätzbaren Summenparameter dar, der maßgeblich von den Suspensionseigenschaften und den Eigenschaften des bereits gebildeten Filterkuchens abhängt. Weitere wesentliche Einflußgrößen sind der Filtrationsdruck und das Alter der filtrierenden Suspension [5], [8].

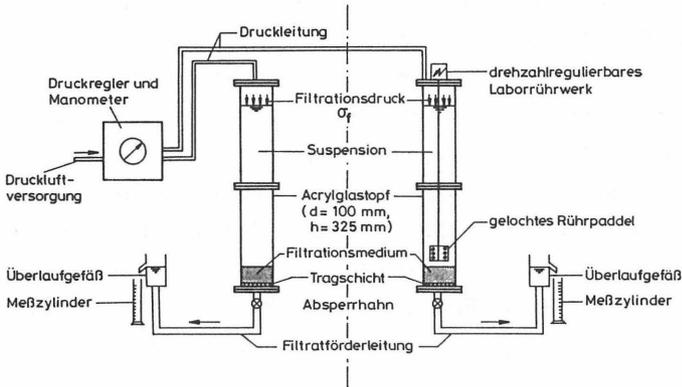


Bild 1: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus für ungestörte und mechanisch gestörte Filtrationsversuche im Filtrationstopf [8]

Wird demgegenüber das Anwachsen des Filterkuchens laufend mechanisch gestört, entwickelt sich die Summenfunktion der Filtratwasserabgabe weitgehend linear (Bild 2) [7], [8]. Für den idealisierten Fall einer mechanisch laufend gestörten Filterkuchenbildung bleibt der Filtrationsgradient konstant auf hohem Niveau. Behält die filtrierende Suspension gleichzeitig ihre Filtrationscharakteristik, kann über längere Zeit Wasser mit annähernd konstanter Rate abgepreßt werden. Diese reine Oberflächenfiltration läßt sich mit einer einparametrischen Geradengleichung annähern, wonach sich die gesamte Filtratwasserabgabe  $f_g(t)$  zu

$$f_g(t) = b \cdot t \quad (2)$$

ergibt. Die Größenordnung des im wesentlichen nur von den Suspensionseigenschaften abhängigen Koeffizienten  $b$  kann ebenfalls mittels Laborversuchen bestimmt werden. Aufgrund des zeitlich konstanten Filtrationsgradienten ist die Filtrationsintensität und damit auch die Filtratwasserabgabe der mechanisch gestörten Filtration höher als bei der ungestörten Filtration. Im Bild 2 ist exemplarisch die zeitliche Entwicklung der Gesamtfiltratwasserabgabe einer mechanisch gestörten Filtration aufgetragen und dem entsprechenden Verlauf einer ungestörten Filtration gegenübergestellt. Zwar wird bei der gestörten Filtration kein in den Schlitzwandquerschnitt hineinwachsender Filterkuchen ent-

stehen, statt dessen wird jedoch die fließ- und damit filtrierfähig verbleibende Suspension aufgrund der höheren Wasserabgabe mit der Zeit deutlich andicken.

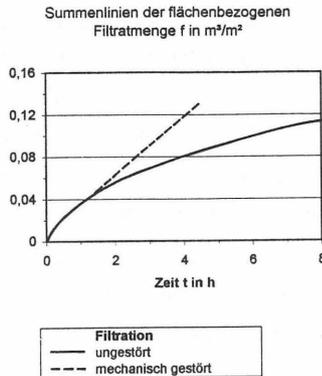


Bild 2: Exemplarischer Verlauf der Gesamfiltratwasserabgaben aus einem ungestörten sowie aus einem mechanisch gestörten Filtrationsversuch [5]

Die in den experimentellen Untersuchungen vorgegebenen Versuchsbedingungen einer vollständig ungestörten sowie einer kontinuierlich mechanisch gestörten Filtration (Bild 1), bei der das laufende Abschaben des anwachsenden Filterkuchens simuliert wird, stellen hinsichtlich der baupraktischen Verhältnisse Grenzzustände dar. Die Filtration mit einer ungestörten Filterkuchenbildung entsteht eher beim quasi kontinuierlichen Auffahren des Wandquerschnitts mit einer Schlitzwandfräse. Demgegenüber läßt sich ein gegriffener Aushub wegen der ständigen Greiferspiele eher dem Fall einer mechanisch gestörten Filtration zuordnen.

Ein Suspensionsverlust, der als Folge der Filtratwasserabgabe entsteht und sich den aus anderen Gründen entstehenden Verlusten überlagert, wird im allgemeinen dadurch ausgeglichen, daß eine entsprechende Menge an frischer Suspension in den Schlitz nachgefördert wird. Die Filterkuchenbildung beziehungsweise Suspensionsandickung kann gleichzeitig zu einer nicht unerheblichen Erhöhung der Aushubwiderstände führen, die unter Umständen so stark ansteigen, daß die Endtiefe einzelner Schlitzwandlamellen nicht mehr ohne weiteres erreicht werden kann oder bei besonders ungünstigen Situationen beziehungsweise Abfolgen ein Greiferverlust auftritt.

### 3 Versuchsmethoden

#### 3.1 Ungestörte Filtration

Durch ausgedehnte Versuchsreihen beziehungsweise Vergleichsuntersuchungen konnte nachgewiesen werden, daß sich die Filtrationsentwicklung einer sogenannten ungestörten Filtration mit dem Filterpreßversuch gemäß DIN 4127 oder DIN 1538 (Entwurf) abschätzen läßt, wenn die Versuchsdauer entsprechend verlängert und die Filtrationsdrücke den tatsächlich im Schlitz zu erwartenden Druckverhältnissen angepaßt werden [7]. Diese Modifikation des Filterpreßversuchs hat mittlerweile auch in die GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten Eingang gefunden [10].

Aus dem Ergebnis eines einzelnen modifizierten Filterpreßversuchs kann die Filtratwasserabgabe für die in der betrachteten Tiefenlage herrschenden Druckverhältnisse sowie für eine beliebige Filtrationszeit hinreichend genau aus der Filtrationsbeziehung nach Gleichung (1) prognostiziert werden. Die nach einer beliebigen Filtrationszeit  $t$  insgesamt zu erwartende Filtratwassermenge  $f(t)$  läßt sich aus der Filtrationszeit  $t_1$  des modifizierten Filterpreßversuchs sowie der zugehörigen Filtratwasserabgabe  $f(t_1)$  extrapolieren zu

$$f(t) = f(t_1) \cdot \sqrt{\frac{t}{t_1}} \quad (3)$$

Unter der Annahme, daß sich die Wichten des Filterkuchens über seine Höhe nicht wesentlich ändert, verläuft das Filterkuchenwachstum proportional zur Filtratwasserabgabe gemäß Gleichung (1).

#### 3.2 Mechanisch gestörte Filtration

Zur experimentellen Simulation einer mechanisch gestörten Filtration reicht ein modifizierter Filterpreßversuch nicht mehr aus. Hierzu werden in jedem Fall Filtrationsversuche in einem speziellen Versuchstopf erforderlich, wie sie zum Beispiel im Bild 1 dargestellt sind. Bei dieser ausführlich in [7] und [8] beschriebenen Versuchsmethodik bewirkt ein rotierendes Rührpaddel die Störung des Filterkuchenwachstums. Aufgrund eines ver- suchstechnisch erforderlichen Abstands zwischen dem Rührpaddel und der Filtrations- fläche verläuft der mechanisch gestörte Filtrationsversuch in seiner Anfangsphase zunächst weitgehend analog dem ungestörten Filtrationsversuch. Demnach gilt in dieser ersten Filtrationsphase die Beziehung für die ungestörte Filtration nach Gleichung (1). Im

weiteren Verlauf der Filtration ergibt sich dann der für eine mechanisch gestörte Filtration erwartete lineare Verlauf nach Gleichung (2).

#### **4 Ergebnisse von Filtrationsversuchen**

Bei einer ungestörten Filtration entwickeln sich die Gesamtfiltratwasserabgabe wie auch das Filterkuchenwachstum entsprechend Gleichung (1) zeitlich ansteigend, jedoch degressiv mit zeitlich abnehmenden Zuwächsen. Somit besteht bei vergleichsweise langen Filtrationszeiten die Gefahr, daß der Schlitzwandquerschnitt durch den beidseitig anwachsenden Filterkuchen zumindest stark eingeengt wird.

Bei der ungestörten Filtration wird die fließfähig verbleibende Dichtsusension kaum beeinflußt, weshalb auch deren Wichte nahezu unverändert bleibt. Demgegenüber wird die Wichte des Filterkuchens aufgrund des abgepreßten Wassers wesentlich höher liegen als in der Dichtsusension. Ausgehend von der Schlitzwandung nimmt die Wichte über die Dicke des Filterkuchens ab. An der Filtrationsfläche kann die Wichte des Filterkuchens im Vergleich zur Wichte der Frischsusension um etwa 30 % höher liegen. Aus der kompakten Lagerung resultiert sofort ein gewisser Scherwiderstand des Filterkuchens. Dieser muß beim Ziehen des Greifers oder der Fräse überwunden werden, wenn die an den Schlitzwandungen anwachsenden Filterkuchen bis in den vom Aushubgerät durchfahrenen Schlitzquerschnitt hineinwachsen. Die an den Schlitzwandungen anhaftenden Filterkuchen weisen nach ihrem Abbinden im Vergleich zur abgebundenen Frischsusension eine deutlich höhere Festigkeit sowie eine geringere Durchlässigkeit gegenüber Wasser auf [8].

Im Gegensatz zur ungestört ablaufenden Filtration ergibt sich als Folge einer ständigen mechanischen Störung der Filtration zunächst ein allgemein konstanter Filtrationsgradient auf vergleichsweise hohem Niveau, woraus vergleichsweise hohe zeitliche Filtratwassermengen resultieren (Abschnitt 2). Die Filtratwasserabgabe führt zu einem deutlichen Andicken der Suspension, wodurch sich deren Wichte gegenüber der Frischsusension um bis zu etwa 15 % und gegebenenfalls noch darüber hinaus erhöhen kann [5].

#### **5 Abschätzung von Filtrationsverlusten**

Auf der Basis der experimentell gewonnenen Ergebnisse konnte zunächst die prinzipielle Gültigkeit der Filtrationsbeziehungen nach den Gleichungen (1) und (2) nachgewiesen

werden. In der Praxis hängt die Filtration allerdings von einer Reihe verschiedener Einflüsse ab:

- der erforderlichen Endtiefe der Schlitzwand und den daraus in der Einphasensuspension resultierenden Druckverhältnissen,
- den Untergrundverhältnissen, insbesondere den zu durchörternden Bodenarten und der hydrogeologischen Situation,
- der Höhe des Suspensionsspiegels über dem Grundwasserniveau,
- der für die Herstellung der Schlitzwand vorgesehenen Dichtwandmischung,
- der Herstdauer einer Lamelle und der damit zusammenhängenden Alterung der Dichtsuspension und
- der Aushubtechnik zum Auffahren des Schlitzwandquerschnitts.

Deshalb ist das Filtrationsverhalten hinsichtlich seiner quantitativen Entwicklung jeweils im Einzelfall besonders abzuschätzen. Mit den Gleichungen (1) und (2) existiert für die beiden Grenzfälle einer ungestörten und einer mechanisch gestörten Filtration jedoch die Möglichkeit, die zeitlichen Filtrationsverluste näherungsweise rechnerisch abzuschätzen. Die Eingangsgrößen für eine solche modellhafte Betrachtung ergeben sich einerseits aus der hydrogeologischen Situation vor Ort (Bild 3) sowie andererseits aus den Ergebnissen vorab durchgeführter Laboruntersuchungen zur Bestimmung der Koeffizienten a und b in den Filtrationsgleichungen (1) und (2). Die für die Laborversuche maßgebenden Filtrationsdrücke  $\sigma_f$  ergeben sich nach Bild 3 unter Berücksichtigung der Suspensionswichte  $\gamma_{sus}$  aus der jeweiligen Tiefenlage z der betrachteten Stelle sowie aus der Tiefenlage des Grundwasserhorizontes  $z_{gw}$  zu

$$\sigma_f = z \cdot \gamma_{sus} \quad \text{für } z \leq z_{gw} \quad \text{und} \quad (4)$$

$$\sigma_f = z \cdot (\gamma_{sus} - \gamma_w) + z_{gw} \cdot \gamma_w \quad \text{für } z > z_{gw}. \quad (5)$$

Für eine zwischen den Schichtgrenzen i und i+1 liegende Bodenschicht j (Bild 3) ergibt sich nach einer Filtrationszeit t beidseitig des Schlitzes ein auf einen Meter Wandlänge bezogener rechnerischer Filtratwasserverlust  $V_{f,j}$ , der im Fall der ungestörten Filtration

$$V_{f,j} = (z_{i+1} - z_i) \cdot [a(z_{i+1}) + a(z_i)] \cdot \sqrt{t} \quad (6)$$

und im Fall der mechanisch gestörten Filtration

$$V_{f,j} = (z_{i+1} - z_i) \cdot [b(z_{i+1}) + b(z_i)] \cdot t \quad (7)$$

beträgt. Die gesamte über die Schlitztiefe je Meter Wandlänge entstehende Filtratmenge  $V_f$  ergibt sich aus der Summation dieser Anteile für jede einzelne Bodenschicht  $j$  zu

$$V_f = \sum_{(j)} V_{f,j} \quad (8)$$

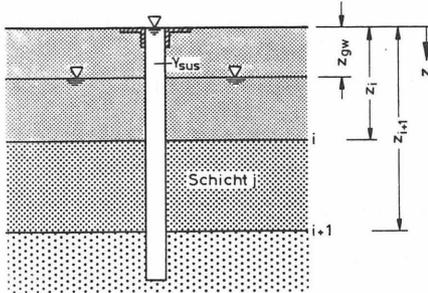


Bild 3: Abschätzung eines Filtrationsverlustes bei geschichteter Bodenfolge

In Tabelle 1 sind für den Fall einer ungestörten Filtration auf der Grundlage von Laborergebnissen beispielhaft berechnete flächenbezogene Filtratwasserabgaben angegeben, wobei von zwei verschiedenen Schlitztiefen und unterschiedlich langen Filtrationszeiten zwischen einer und sechs Stunden ausgegangen wurde. Die Tabellenwerte gelten als Näherung für einen 3 m unter Gelände liegenden Grundwasserspiegel und für eine baupraktisch bereits mehrfach verwendete Dichtsusensionsrezeptur mit einer Wichte von  $13 \text{ kN/m}^3$  [5].

Die in Tabelle 1 beispielhaft angegebenen Größenordnungen für die flächenbezogenen Filtratwasserabgaben können sich durch eine mechanische Störung der Filtration, die auch aus einem Abschaben des anwachsenden Filterkuchens resultieren kann, noch erhöhen (Abschnitt 4).

Tabelle 1: Rechnerische Filtratwasserabgaben für eine ungestörte Filtration nach unterschiedlich langen Filtrationszeiten in verschiedenen Schlitztiefen (Suspensionswichte  $13 \text{ kN/m}^3$ , Grundwasserspiegel 3 m unter Gelände)

Filtrationszeit in h	Filtratwasserabgabe in $\text{m}^3$ je $\text{m}^2$ Schlitzwand	
	in etwa 7 m Tiefe	in etwa 55 m Tiefe
1	0,06	0,10
2	0,08	0,16
4	0,12	0,22
6	0,16	0,26

## 6 Kompensation von Filtrationsverlusten

Beim Auffahren eines Schlitzwandquerschnitts auftretende Filtratwasserverluste sind, vergleichbar den aushubbedingten Suspensionsverlusten und den Penetrationsverlusten (Abschnitt 1), auf jeden Fall so weit zu kompensieren, daß der Spiegel der beim Aushub als Stützflüssigkeit wirkenden Dichtsuspension nicht unter das erdstatisch erforderliche Maß absinkt. Hierzu wird allgemein gefordert, den Suspensionspiegel durch Zuführung von Frischsuspension ständig auf einem vorgegebenen Niveau zu halten. Da die Filtration auch noch nach dem Abschluß der Aushubarbeiten andauert, muß das Suspensionsreservoir in der Regel auch noch nach dem Aushubende versorgt werden.

Die vorangehend erläuterten Filtrationsmechanismen können nicht unerhebliche zusätzliche Aushubwiderstände bewirken, die beim Abteufen der Schlitzwandlamellen zu überwinden sind. Wird der filtrationsbedingte Suspensionsverlust durch eine kontinuierliche Zuführung von Frischsuspension ausgeglichen, gelangen damit laufend auch weitere Feststoffe in den Schlitz. Da der Filtrationsprozeß weiterhin anhält, können die filtrationsbedingten Aushubwiderstände letztlich immer weiter ansteigen (Abschnitt 2 beziehungsweise [5]).

Die bekannten baupraktischen Probleme aus den Filtratwasserverlusten waren der Anlaß, die bereits zum prinzipiellen Verlauf der Filtrationsentwicklung durchgeführten Laborversuche um ein Versuchsprogramm zu ergänzen, mit dem alternative Möglichkeiten zum Ausgleich von Filtratwasserverlusten überprüft werden sollten [7]. Diese Untersuchungen wurden ebenfalls mit einer Suspension durchgeführt, deren Wichte nach der Aufbereitung etwa  $13 \text{ kN/m}^3$  betrug. In der Rezeptur war ein Additiv mit verflüssigend und verzögernd

wirkenden Eigenschaften enthalten, ohne das die verwendete Dichtwandmischung von Anfang an so dickflüssig ist, daß ein Einsatz in der Praxis nicht in Frage kommt.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden im wesentlichen mechanisch gestörte Filtrationsversuche im Filtrationstopf durchgeführt (Abschnitt 3.2 beziehungsweise Bild 4). Die Versuche liefen zunächst ohne eine Kompensation der Filtratwasserverluste, um Vergleichsdaten zur zeitlichen Wichteveränderung der weiterhin fließ- sowie filterfähigen Dichtsuspension zu erhalten [5]. Hierbei ergab sich ein Anstieg der Wichte bis auf eine Größenordnung von nahezu  $15 \text{ kN/m}^3$ , die damit gegenüber der Wichte der Frischsuspension um etwa 15 % erhöht war (Abschnitt 4).

In einem zweiten Schritt des Versuchsprogramms wurde das abgepreßte Filtratwasser nach bestimmten zeitlichen Filtrationsintervallen wieder in die fließfähig verbliebene Dichtsuspension zurückgeführt, wodurch die Suspensionswichte im Filtrationstopf über die gesamte Versuchsdauer etwa konstant auf dem Niveau der Frischsuspension gehalten wurde. Mit dieser Vorgehensweise konnte erreicht werden, daß keine über das übliche Maß hinausgehende Andickung der Suspension zustande kam. Demgegenüber ergab sich bei der versuchten Kompensation des Filtratwasserverlustes mit Trinkwasser das Problem, daß sich dieses mit der gewählten Versuchsmethodik nicht mehr homogen in die ausgewählte Dichtsuspension einarbeiten ließ [5]. Dies wurde darauf zurückgeführt, daß das rückgeführte Filtratwasser im Gegensatz zum Trinkwasser einen gewissen, jedoch unbekanntem Anteil des in der Dichtwandmischung gelösten Additivs enthielt.

Zur Verifizierung dieser Annahme wurde in einem weiteren Schritt des Versuchsprogramms ein Wasser-Additivgemisch zugeführt, wie es ähnlich auch als Filtrat in den Porenraum der anstehenden Erdstoffe abgepreßt wird. Als Vorstufe wurden zunächst Aufbereitungsversuche durchgeführt, in denen der Anteil des Dichtmassenadditivs variiert wurde. Hierbei sollte der Additivanteil zunächst soweit verringert werden, daß die angestrebte anfängliche Verflüssigung der Frischsuspension gerade noch erreicht wurde. Dafür genügen lediglich etwa 20 % der insgesamt vorhandenen Additivmenge. Der restliche Anteil dient damit maßgeblich einer Verzögerung der Hydratationsreaktion in der fließfähigen Suspension. Dieser Anteil wurde anschließend zusammen mit dem zur Kompensation von Filtratwasserverlusten zuzugebenden Trinkwasser in die Dichtsuspension eingebracht [5].

Durch diese Vorgehensweise konnte nahezu der gleiche Effekt erreicht werden wie in den Versuchen, in denen das abgepreßte Filtrat selbst zur Kompensation des Filtratverlustes

rückgeführt wurde. Das eingebrachte Wasser-Additivgemisch ließ sich unter den gewählten Versuchsrandbedingungen gut in die fließfähig verbliebene Suspension einmischen und es ergaben sich keine erkennbaren Phasentrennungen innerhalb des mit dem Rührpaddel bewegten Suspensionsvolumens. Dieses Ergebnis läßt sich eventuell durch gleichartige Grenzflächenverhältnisse innerhalb der Suspension und des zugegebenen Wasser-Additivgemisches erklären. Es ist jedoch zu erwarten, daß bei einer Verwendung von Fertigmischungen auch eine Kompensation von Filtrationsverlusten mit Wasser möglich ist, was derzeit in einem entsprechenden Untersuchungsprogramm überprüft wird.

Im Rahmen von weitergehenden Untersuchungen konnte festgestellt werden, daß sich sowohl die Filtratwasserrückführung als auch die Kompensation von Filtrationsverlusten durch die Zugabe eines entsprechend dimensionierten Wasser-Additivgemisches insgesamt nur geringfügig auf das Spannungs-Verformungs- und das Durchlässigkeitsverhalten der abgebundenen Dichtmassenproben auswirken [5]. Die festgestellten Veränderungen der Materialkennwerte können auch im Hinblick auf eine Einkapselung kontaminierter Standorte noch als tolerierbar angesehen werden. In diesem Zusammenhang werden derzeit noch ergänzende Untersuchungen unter anderem zur chemischen Beständigkeit durchgeführt.

## **7 Empfehlungen zur Schlitzwandherstellung und zur Auswahl von Dichtsuspen-sionsrezepturen**

Für eine Einphasenschlitzwand, die gegebenenfalls als Schlitzspundwand auch statischen Erfordernissen genügen soll (Abschnitt 1), ist in der Planungsphase unter anderem auch die Rezeptur der Dichtsuspension festzulegen. Hierfür ist zunächst das Anforderungsprofil zu definieren, welches einerseits für die Herstellphase die Verarbeitbarkeit der Suspension und die Abstützung der seitlichen Erdwände und für die abgebundene Dichtmasse eine ausreichende Abdichtungswirkung und im Fall langfristiger Einkapselungen auch eine ausreichende Beständigkeit sicherzustellen hat. Aus baubetrieblicher Sicht wird für die Herstellung der Schlitzwand allgemein die zusätzliche Forderung gestellt, die Aushubwiderstände so gering wie möglich zu halten. Dazu können unter anderem die nachfolgend genannten Maßnahmen beitragen [5], [8]:

- Auswahl einer Dichtsuspension mit vergleichsweise geringer Filtrationsintensität,
- zwischenzeitliches ein- oder mehrfaches Ziehen des Aushubgerätes, bevor die Filterkuchen in den vom Aushubgerät durchfahrenen Schlitzwandquerschnitt hineingewachsen sind, und
- gegebenenfalls Kompensation der Filtratwasserverluste nicht durch Frischsuspension, sondern durch Wasser beziehungsweise durch ein Wasser-Additivgemisch.

Im Rahmen der Auswahl und Festlegung von Dichtsuspensionsrezepturen läßt sich das allgemeine Filtrationsverhalten zunächst mit dem vergleichsweise einfachen Filterpreßversuch gemäß Abschnitt 3.1 abschätzen. Für den Fall allerdings, daß

- eine mechanische Störung der Filtration berücksichtigt werden soll,
- die Möglichkeit einer Kompensation von Filtratwasserverlusten durch eine gezielte Zugabe von Wasser beziehungsweise eines Wasser-Additivgemisches laborativ untersucht beziehungsweise die Zusammensetzung der Grundrezeptur und der zugegebenen Flüssigkeit optimiert werden sollen oder
- Probekörper aus dem anwachsenden Filterkuchen oder aus der allmählich andickenden Dichtsuspension gewonnen werden sollen,

sind ungestörte oder mechanisch gestörte Filtrationsversuche im Filtrationstopf nach Bild 1 durchzuführen. Solche Filtrationsversuche liefern in Verbindung mit den Gleichungen (1) und (2) auch die erforderlichen Kennwerte, um die Filtratwasserabgaben sowie das Filterkuchenwachstum für den betrachteten Anwendungsfall rechnerisch prognostizieren zu können. Damit ergibt sich außerdem die Möglichkeit, die zur Kompensation von Filtratwasserverlusten erforderlichen Flüssigkeitszugaben abzuschätzen.

Neben den filtrationsbedingten Einflüssen auf die Schlitzwandherstellung sind auch mögliche Auswirkungen auf die abgebundenen Dichtmassen abzuklären. Hierfür sind vor allem Versuche zum Spannungs-Verformungsverhalten, beispielsweise die Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit, und zum Durchlässigkeitsverhalten gegenüber Wasser sinnvoll. Dabei sollten auch die zuvor erläuterten Möglichkeiten einer Kompensation von Filtratwasserverlusten berücksichtigt werden. Sollen die überprüften Dichtmassen zur Einkapselung kontaminierter Standorte eingesetzt werden, sind ergänzende Untersuchungen zur Beständigkeit abgebundener Dichtmassenprüfkörper gegenüber den bauchemisch relevanten Grundwasser- oder Bodenbelastungen zu empfehlen [1], [9]. Dazu werden die

Prüfkörper in spezielle Prüfflüssigkeiten eingelagert und mögliche Beeinflussungen auf die Dichtmassen beobachtet. Die Ergebnisse aus solchen Lagerungsversuchen weisen nach [9] darauf hin, daß die Durchlässigkeit des abgebundenen Filterkuchens aufgrund der erhöhten Wichte und des damit verringerten Porenvolumens im allgemeinen geringer ausfällt als bei der entsprechenden Dichtwandmischung. Auch für die chemische Beständigkeit des Filterkuchens ist eine Verbesserung gegenüber der Dichtwandmischung zu erwarten, wenn ein lösender Angriff vorliegt. Aus der exemplarischen Darstellung nach Bild 4 wird erkennbar, daß die prüfflüssigkeitsbedingten Veränderungen, die durch Beprobungen mit der Vicat-Nadel bestimmt wurden, für abgebundene Filterkuchenproben im Vergleich zu nichtfiltrierten Proben geringer waren [9]. Bei einem treibenden Angriff ist dagegen zu beachten, daß die aus der Volumenexpansion resultierenden Quelldrücke aufgrund des verringerten Porenraums im Filterkuchen einen stärkeren Angriff bewirken können als in der eigentlichen Dichtmasse, sofern dieser Vorgang nicht durch die Arretierung des Dichtelements im Untergrund behindert ist. Demgegenüber dürfte ein erhöhter Feststoffgehalt wegen der zu erwartenden vergrößerten Retardation und Tortuosität zu einem vergleichsweise geringeren effektiven Diffusionskoeffizienten und damit zu einem gegenüber den filtrationsbedingt unbeeinflussten Dichtmassen verzögerten diffusiven Schadstoffeintrag in die Dichtwand führen [9].

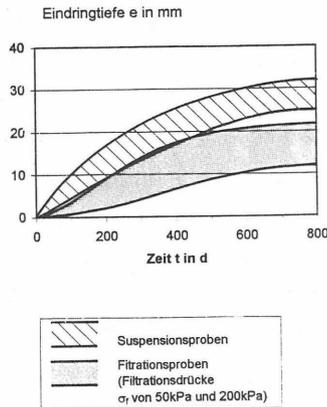


Bild 4: Gegenüberstellung von Eindringtiefen der Vicat-Nadel für abgebundene Filterkuchenproben sowie nichtfiltrierte Suspensionsproben [9]

## 8 Schlußbemerkungen

Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen liefern die Grundlage, um Filtrationsvorgänge von Einphasenmassen mittels sogenannter Filtrationsbeziehungen hinreichend genau näherungsweise beschreiben zu können. Damit lassen sich die filtrationsbedingten Einflüsse sowohl auf die Herstellung von Dichtungsschlitzwänden als auch auf die Eigenschaften der abgebundenen Dichtmassen abschätzen. Die laborativen Voruntersuchungen, die bisher üblicherweise zur Auswahl der Suspensionsrezeptur gemäß den bestehenden Richtlinien und Empfehlungen durchgeführt wurden, sollten jedoch im Hinblick auf die erläuterten Zusammenhänge noch ergänzt werden. Dabei sollte hinsichtlich der Bauausführung und der Herstellungskosten insbesondere auch die Möglichkeit überprüft werden, inwieweit Filtrationsverluste, die sich stets als ein volumetrischer Anteil des gesamten Suspensionsverlustes niederschlagen, nicht durch ein entsprechendes Volumen an Frischsuspension, sondern durch die Zugabe von Wasser oder eines Wasser-Additivgemisches auszugleichen sind.

Art und Umfang der im einzelnen erforderlichen Voruntersuchungen sowie der besonders zu berücksichtigenden Parameter werden in jedem Einzelfall wesentlich von den projektspezifisch relevanten Bedingungen geprägt. Somit ist auch für jeden Anwendungsfall ein besonders darauf abgestimmtes Versuchsprogramm zu empfehlen, um die Dichtwandmischung einerseits im Hinblick auf das spezielle Anforderungsprofil und andererseits unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten optimal zusammensetzen beziehungsweise auswählen zu können. Gleichzeitig sollten die laborativen Ergebnisse für das Bauvorhaben herangezogen werden, um die Auswirkungen der Filtrationsvorgänge auf die qualitätsbestimmenden Materialkennwerte und auf die baubegleitenden Maßnahmen zur Qualitätslenkung entsprechend zu berücksichtigen.

## Literatur

- [1] Friedrich, W., Müller-Kirchenbauer, H., Schlötzer, C. und Rogner, J.: Sicherung von Altlasten mit Schlitz- oder Schmalwänden. Handbuch Altlasten und Grundwasserschadensfälle. Materialien zur Altlastenbearbeitung 23. Landesamt für Umweltschutz, Baden-Württemberg (1995).
- [2] Seitz, J. M. und Haß, S.: Gefräste Dichtwände im Einphasensystem. Bautechnik 70 (1993). Heft 8. Seite 451 - 461.
- [3] Nußbaumer, M.: Große Baugruben in Berlin - Entwicklungen von der Jahrhundertwende bis heute, derzeitige Problemstellungen. Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.. Seite 5 - 23.
- [4] Müller-Kirchenbauer, H., Wichner, R., Friedrich, W. und Schlötzer, C.: Zur Bemessung vertikaler und horizontaler Dichtelemente sohlgedichteter Baugruben. Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.. Seite 99 - 113.
- [5] Schlötzer, C., Müller-Kirchenbauer, H. und Friedrich, W.: Prognose und Kompensation von Filtratverlusten bei der Herstellung von Einphasen-Schlitzwänden. Bautechnik 74 (1997). Heft 8. Seite 494 - 504.
- [6] Müller-Kirchenbauer, H.: Einflüsse der Filtratbildung auf die Stabilität von Schlitzwänden. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.. Seite 843 - 860.
- [7] Schlötzer, C. und Müller-Kirchenbauer, H.: Filtrationsverhalten von Dichtsuspensionen für Einphasenschlitzwände. Bautechnik 72 (1995). Heft 9. Seite 600 - 607.
- [8] Schlötzer, C.: Filtrationsverhalten von Dichtsuspensionen an flüssigkeitsgestützten Erdwänden. Mitteilungen Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover (1995). Heft 42.
- [9] Kuk, M., Rogner, J., Schlötzer, C. und Müller-Kirchenbauer, H.: Filtrationsbedingte Einflüsse auf die Beständigkeit von Dichtwänden des Einphasensystems. ITVA Symposium Altlasten. Flächenrecycling und innovative Sanierungsverfahren. Jena. 20. - 21.11.1997. Seite 217 - 213.

- [10] GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten. 3. Auflage. Herausgeber: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften. Berlin. 1997.

**Autoren dieses Beitrages:**

Dr.-Ing. Carsten Schlötzer, Dr.-Ing. Werner Friedrich

IGH Ingenieurgesellschaft Grundbauinstitut Hannover

Dr.-Ing. Karl Weseloh - Prof. Dr.-Ing. Hanno Müller-Kirchenbauer mbH  
Volgersweg 58, 30175 Hannover

Prof. Dr.-Ing. Hanno Müller-Kirchenbauer

Universität Hannover, Welfengarten 1, 30167 Hannover



## **Einfluß der Temperatur auf Dichtwandmassen**

Th. Schulz

### **1 Einleitung**

Der Schutz des Grundwassers vor Kontamination ist eine der wichtigsten Aufgaben der Umwelttechnik. Um kontaminierte Wässer vom Grundwasserstrom abzutrennen, werden im Grundbau und in der Umwelttechnik vertikale Abdichtungen im Untergrund erstellt. Ein Anwendungsgebiet stellt z.B. die Einkapselung von Schadstoffquellen bei Deponien oder Altlasten dar.

Ein besonders wirtschaftliches und flexibles Verfahren ist die Herstellung von Dichtwänden im Einphasenverfahren. Hierbei stützt eine Bentonit-Zement-Suspension im frischen Zustand zunächst den offenen Schlitz, verbleibt in diesem und härtet dort aus. Nach der Aushärtung bildet die Einphasen - Dichtwandmasse eine gering durchlässige vertikale Barriere.

Im Rahmen der Qualitätssicherung für Dichtwände sind zum einen die Eigenschaften der frischen Bentonitsuspension zu überprüfen, zum anderen werden Anforderungen an das Spannungs-Verformungs-Verhalten und die Durchlässigkeit der erhärteten Dichtwandmasse gestellt. Für die Untersuchungen werden die Bentonitsuspensionen in der Regel mit einer Anmachwassertemperatur von 20°C angesetzt, die auch der anschließenden Lagerungstemperatur entspricht.

Das thixotrope Verhalten der Suspension und die Verfestigung der Dichtwandmasse wird im wesentlichen durch die Verfestigungszeit und die Temperatur während der Herstellung und der Hydratation zur eigentlichen Dichtwand beeinflusst. Aus der Betontechnologie liegen Untersuchungen vor, die zeigen, daß die Temperatur einen deutlichen Einfluß auf die Zementerhärtung hat.

Bei den meisten Bauvorhaben herrschen in situ andere Temperaturverhältnisse als die im Rahmen von Qualitätssicherungsmaßnahmen beschriebenen. Die maßgebende Temperatur ist hierbei die Grundwassertemperatur, da sie sowohl beim Anmischen als auch während der Lagerung und Durchströmung in situ vorliegt. Inwiefern unterschiedliche Temperaturen die Kennwerte der frischen Suspension, das Spannungs-Verformungs-Verhalten und die Durchlässigkeit beeinflussen, wird im folgenden aufgezeigt.

## **2 Temperatur**

### **2.1 Grundwassertemperatur**

Beim Erstellen einer Dichtwand wird das zum Anmischen benötigte Wasser üblicherweise aus Brunnen (Grundwasser) oder dem Trinkwassernetz entnommen. Beim Abbinden der Bentonit-Zement-Suspension zur Dichtwandmasse im Schlitz herrscht eine Umgebungstemperatur, die der Grundwassertemperatur entspricht. Diese Temperatur liegt analog auch bei der Durchströmung der Dichtwand vor. So entsprechen also die Herstell-, Lagerungs- und Durchströmungstemperaturen den Grundwassertemperaturen.

In den gemäßigten Breiten werden bei der Betrachtung der Grundwassertemperaturen der oberflächennahe Bereich und die indifferente Zone unterschieden. In dem bis in eine Tiefe von ca. 15 - 20 m reichenden oberflächennahen Bereich unterliegt die Grundwassertemperatur den jahreszeitlichen Schwankungen der Lufttemperatur. Die Abhängigkeit der Grundwassertemperatur von der Lufttemperatur verringert sich mit zunehmender Tiefe exponentiell. Der jahreszeitliche Einfluß ist bereits mehrfach untersucht worden. Zusammenfassend und unter Vernachlässigung der anthropogenen Einflußfaktoren kann für eine Tiefe von ca. 10 m eine Grundwassertemperatur von 9 °C bis 10 °C angenommen werden, wobei die jahreszeitlichen Temperaturschwankungen  $\pm 0,5$  °C betragen. (KAPPELMEYER; DOHR; SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL)

Im Bereich der indifferenten Zone kann für die Grundwassertemperatur grundsätzlich die mittlere Jahrestemperatur der Luft angesetzt werden. Für das Gebiet Mitteleuropa ergibt sich hieraus eine Temperatur von 8 °C - 9 °C. Mit zunehmender Tiefe nimmt die Temperatur in Abhängigkeit von der Beschaffenheit des Bodens und seiner Wärmeleitfähigkeit

zu. Die Änderung der Temperatur in diesem Bereich ist so gering, daß sie in bezug auf ihren Einfluß auf Dichtwandbaumaßnahmen vernachlässigt werden kann.

## 2.2 Einfluß auf Bentonit

RHUNAU (1985) erforschte den Temperatureinfluß auf das Quellverhalten von Bentonit. Hierbei stellte er fest, daß bei allen Proben der gleiche Endwert beim Quellen erreicht wurde, allerdings bei höheren Temperaturen schneller als bei niedrigen Temperaturen. Bereits nach kurzer Zeit stellte er bei Proben mit einer höheren Anmachwassertemperatur ein sehr viel höheres Quellmaß fest.

Eigene Untersuchungen zum Quellverhalten von Bentonit bestätigten die Untersuchungen von RHUNAU. Zwei Bentonitsuspensionen (50 kg und 75 kg aktivierter Calciumbentonit je m<sup>3</sup>) wurden mit drei verschiedenen Anmachwassertemperaturen angesetzt und anschließend die Suspensionskennwerte bestimmt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen enthält Tabelle 1.

Tabelle 1: Suspensionskennwerte von Bentonitsuspensionen bei unterschiedlichen Anmachwassertemperaturen

Mischungsverhältnis	Temperatur [°C]	Auslaufzeit [s]	Fließgrenze [N/m <sup>2</sup> ]
50 kg Bentonit auf 1 m <sup>3</sup> Suspension	9	30,4	12,4
	18	30,5	17,2
	27	30,6	25,8
75 kg Bentonit auf 1 m <sup>3</sup> Suspension	9	33,6	28,4
	18	36,4	35,6
	27	38,5	54,2

Es ist evident, daß Bentonit bei höheren Temperaturen stärker quillt, weil die Auslaufzeit und die Fließgrenze ansteigt. Bei höheren Temperaturen reagieren die Kationen des Bentonits schneller mit den Wassermolekülen des Anmachwassers. Eine Verringerung der Viskosität der Suspension ist die Folge.

### **2.3 Einfluß auf Zement**

Die Hydratation des Zementes bewirkt durch die Bildung von Zementstein eine Zunahme der Festigkeit. Dieser zeitabhängige Vorgang wird in drei Prozesse, das Ansteifen, das Erstarren und das Erhärten unterteilt. Während der Hydratation laufen verschiedene chemische Reaktionen ab, wobei die Erhärtung durch die Verfilzung der langen Calciumsilicathydratnadeln (CSH-Phasen) bedingt ist.

Der Einfluß der Temperatur auf die Hydratation von Zement ist bereits seit Jahren bekannt und wird in der Betontechnologie in Form von Wärmebehandlungen gezielt eingesetzt. Bei der temperaturabhängigen Festigkeitsentwicklung von Zement werden fünf Temperaturbereiche unterschieden, wobei unter Berücksichtigung der Grundwassertemperatur niedrige Temperaturen (0 °C bis 10 °C) und Normaltemperatur (10 °C bis 30 °C) bei der Erhärtung von Dichtwandmassen betrachtet werden müssen.

Bei niedrigen Temperaturen findet im Gegensatz zur Normaltemperatur ein verlangsamter Hydratationsfortschritt statt, wodurch die Frühfestigkeit negativ beeinflusst wird. Jedoch werden bei niedrigen Temperaturen eine größere Anzahl von langfaserigen CSH-Phasen ausgebildet, die wiederum zu einer höheren Endfestigkeit führen.

### **3 Anforderungen**

Im Rahmen einer Baumaßnahme werden sowohl an die Frischsuspension als auch an die erhärtete Dichtwandmasse Anforderungen gestellt. Die einzuhaltenden Kennwerten basieren zum einen auf Erfahrungswerten zum anderen sind projektspezifische Forderungen maßgebend.

Die Suspensionskennwerte werden für jede Baumaßnahme neu festgelegt und richten sich u.a. nach den verwendeten Mischungsverhältnissen, den Abmessungen des Schlitzes sowie dem anstehenden Boden. Da die Suspensionskennwerte nach den GDA-Empfehlungen (1997) temperaturabhängig sein können, sollen zusätzlich zu den Prüfungen bei 20 °C Misch- und Rührtemperatur von 10 °C untersucht werden. DIN V 4126-100 (1996) fordert bei der Angabe der Fließgrenze zusätzlich die Kennzeichnung der jeweiligen Temperatur, unter der die Fließgrenze ermittelt wurde.

Für die Erhärtungstemperatur, unter der die Proben bis zur Ermittlung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens und der Durchlässigkeit gelagert werden, ist durchgehend eine Temperatur von  $18\text{ °C} \pm 2\text{ °C}$  vorzusehen (GDA-Empfehlungen 1997).

Für die einaxiale Druckfestigkeit, die auch ein Maß für die Erosionsbeständigkeit darstellt, fordern STROBL (1982) und KAYSER (1995) einen Wert von  $q_u \geq 350\text{ kPa}$  nach 28 Tagen. Nach den EAU (1997) sind i.d.R. Druckfestigkeiten von  $q_u = 200$  bis  $300\text{ kPa}$  erforderlich, wobei aus Gründen der Erosionssicherheit das hydraulische Gefälle auf  $i = 20$  begrenzt sein sollte.

Bei der Festlegung der Durchlässigkeitsbeiwerte für Dichtwände bei Deponieumschließungen werden üblicherweise Werte kleiner  $k_{10} \leq 10^{-10}$  bis  $10^{-8}\text{ m/s}$  verlangt. Die geforderten Durchlässigkeitsbeiwerte richten sich dabei nach den Anforderungen an die jeweilige Baumaßnahme und können stark differieren.

## **4 Untersuchungen zur Anmachwassertemperatur**

### **4.1 Allgemeines**

Das Anmischen der Bentonit-Zement-Suspension sowie die Herstellung und Lagerung der Probekörper erfolgte in Anlehnung an die GDA-Empfehlungen (1997). Als Bentonit wurde der aktivierte Calciumbentonit Tixoton MMC der Firma Süd-Chemie AG, Moosburg verwendet. Als Zement ist ein Hochofenzement CEM III/B (HOZ 35 L NW HS NA) der Firma Teutonia Zementwerke AG, Hannover der Bentonitsuspension beigemischt worden. Die Mischungsverhältnisse betragen 40 bzw. 50 kg Bentonit und 200 kg Zement je Kubikmeter Frischsuspension.

Bei den ersten Untersuchungen wurden zunächst mehrere Chargen Bentonit-Zement-Suspension mit 8 verschiedenen Anmachwassertemperaturen angemischt und hinsichtlich ihrer Suspensionskennwerte untersucht. Im Anschluß an diese Untersuchungen wurden Probekörper hergestellt, die unter Wasser bei  $18\text{ °C} \pm 2\text{ °C}$  bis zum Prüftermin gelagert wurden.

## 4.2 Suspensionskennwerte

Die Ergebnisse aus den Untersuchungen an der Frischsuspension enthält Tabelle 2. Hierbei wurden alle aufgeführten Werte jeweils aus mehreren Chargen gemittelt.

Tabelle 2: Entwicklung der Suspensionskennwerte bei Variation der Anmachwassertemperatur

Anmachwassertemperatur	$T_A$	[°C]	2,5	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	30,0	40,0
Dichte	$\rho_f$	[t/m <sup>3</sup> ]	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16
Fließgrenze	$\tau_f$	[Pa]	27,3	28,7	29,7	30,4	34,1	52,0	70,0	-*
Auslaufzeit	$t_M$	[s]	34,8	35,0	35,2	35,7	37,7	44,7	57,0	> 120*
Filtratwasserabgabe	f	[cm <sup>3</sup> ]	85,0	84,8	81,5	77,0	77,7	74,9	70,5	62,0
pH-Wert	pH	[-]	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0
Leitfähigkeit	$L_f$	[mS/cm]	6,0	5,8	6,0	6,2	6,6	8,4	9,1	10,8
Absetzmaß	a	[ml/2h]	5	5	5	5	5	4	2	1

\* Werte nicht bestimmbar

Die Anmachwassertemperatur übt auf die Dichte und den pH-Wert einer Suspension keinen Einfluß aus. Bei der Fließgrenze, der Auslaufzeit und der Leitfähigkeit ist mit der Erhöhung der Anmachwassertemperatur ein Anstieg zu konstatieren. Durch die zugeführte thermische Energie findet eine beschleunigte Reaktion der Kationen des Bentonits mit den Wassermolekülen statt, wodurch der Bentonit stärker quillt. Bei einem höheren Quellmaß können die Feststoffpartikel besser in Schwebelage gehalten werden und die Viskosität der Suspension sinkt. Die Änderung der Leitfähigkeit zeigt, daß bei hohen Temperaturen eine vermehrte Ionenabgabe des Zementes stattfindet.

Eine mit steigenden Anmachwassertemperaturen fallende Filtratwasserabgabe sowie das abnehmende Absetzmaß zeigen, daß die Suspension bei höheren Temperaturen stabiler ist. Die Ursache hierfür ist ebenfalls darin zu sehen, daß die Feststoffteilchen besser in Schwebelage gehalten werden und dadurch die Sedimentation verringert wird.

### 4.3 Erhärtete Dichtwandmasse

#### Einaxialer Druckversuch

Nach einer Lagerungsdauer von 14 bzw. 28 Tagen wurde die einaxiale Druckfestigkeit der Probekörper ermittelt. Für jede Anmachwassertemperatur standen je Termin 5 Proben zur Verfügung. Die sich aus den insgesamt 80 Versuchen ergebenden Bruchspannungen sind als Regressionskurven in Bild 1 aufgeführt.

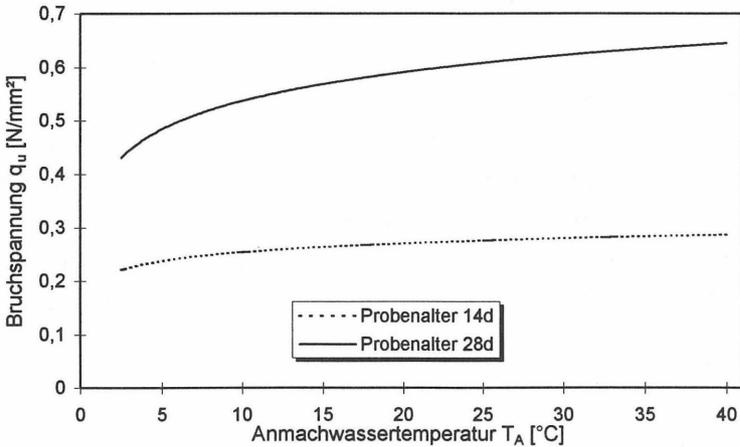


Bild 1: Einfluß der Anmachwassertemperatur auf die Bruchspannung

Wie das Bild zeigt, hat die Änderung der Anmachwassertemperatur auch einen Einfluß auf die erhärtete Dichtwandmasse. Im weiteren werden die mit einer Anmachwassertemperatur von  $T_A = 20$  °C angemischten Proben als Bezugswerte gewählt. In einem Probenalter von 14 Tagen weisen die mit höheren Temperaturen angemischten Proben eine Festigkeitssteigerung von ca. 5 % auf, wohingegen niedrigere Anmachwassertemperaturen zu einem Festigkeitsverlust bis zu 18 % führen. Ein äquivalentes Verhalten weisen auch die 28 Tage alten Proben auf. Jedoch ist bei diesen Proben insbesondere der Einfluß von niedrigen Temperaturen noch prägnanter. Die Festigkeitswerte liegen bis zu 25 % unter den Werten von 20 °C.

Dieser Effekt läßt sich ebenfalls durch das Quellverhalten des Bentonits erklären. Ein stärker gequollener Bentonit kann die Zementkörner besser in Schwebelage halten, so daß die Struktur und die Verteilung des sich bei der Hydratation bildenden Zementsteins innerhalb des Probekörpers homogener ist. Demgegenüber weisen Probekörper, bei denen die Sedimentation stärker ausgeprägt ist, zementreichere und zementärmere Bereiche auf, die entsprechend in ihrem Festigkeitsverhalten variieren. Ausschlaggebend für den Bruch der Probe ist immer der Bereich mit den geringsten Festigkeitseigenschaften. Bei den Proben, bei denen die Sedimentation ausgeprägt war, ist dies immer der obere Bereich.

### **Durchlässigkeitsuntersuchungen**

Aus den Durchlässigkeitsuntersuchungen ist keine eindeutige Beziehung ableitbar, da die Auswirkungen der Anmachwassertemperatur auf die Ergebnisse im Vergleich zu den Versuchsstreuungen für einen Durchlässigkeitsversuch relativ gering sind. Aus der Gesamtheit der Versuchsergebnisse zeichnet sich jedoch der Trend ab, daß die Proben bei höheren Anmachwassertemperaturen eine leicht geringere Durchlässigkeit besitzen.

## **5 Untersuchungen zur Lagerungswassertemperatur**

### **5.1 Allgemeines**

Um die Einflüsse der Lagerungstemperaturen auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten und die Durchlässigkeit einer Dichtwandmasse näher zu untersuchen, wurden Proben bei unterschiedlichen Anmach- und Lagerungswassertemperaturen hergestellt. Da der Einfluß der Anmachwassertemperatur im Vergleich zur Lagerungswassertemperatur jedoch sehr gering ist, werden im weiteren die Ergebnisse aus den unterschiedlichen Anmachwassertemperaturen zusammengefaßt, so daß nur noch die Lagerungswassertemperaturen variieren.

Für die Erhärtung bei niedrigen Lagerungstemperaturen wurden die Schalkkörper in einer isolierten Versuchskammer aufbewahrt. Mit Hilfe eines Kühlaggregates und einer selbständig aufgebauten Meß- und Regeleinheit ließen sich die gewünschten Lagerungs-

temperaturen bei einer Meßgenauigkeit von  $\pm 1\text{ }^\circ\text{C}$  einstellen. Hierbei wurden die Temperaturen des Lagerungswassers und nicht die der Luft gemessen und eingeregelt.

## 5.2 Einaxialer Druckversuch

An insgesamt 160 Probekörpern wurde der Einfluß der Lagerungstemperatur auf die Festigkeit untersucht. Die sich aus diesen Versuchen ergebenden Abhängigkeiten sind in Bild 2 dargestellt.

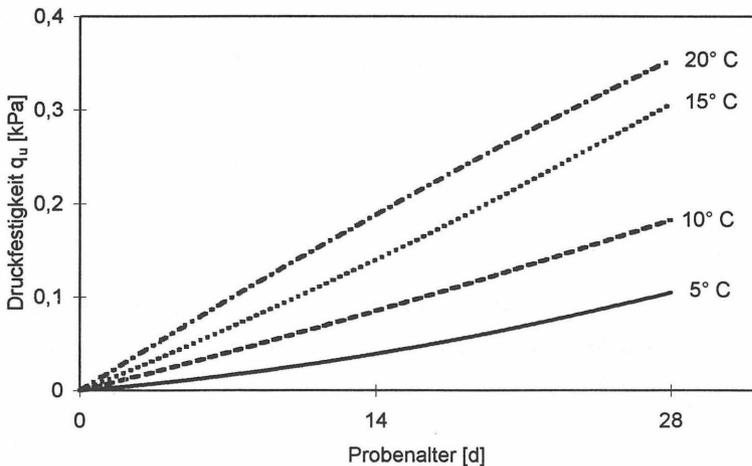


Bild 2: Verlauf der Druckfestigkeit bei verschiedenen Lagerungstemperaturen

Sowohl mit dem Probenalter als auch mit steigender Lagerungstemperatur ist eine Festigkeitssteigerung zu konstatieren. Werden die Festigkeiten der unter  $20\text{ }^\circ\text{C}$  erhärteten Proben als Bezugswert gewählt, so erreichen die unter  $10\text{ }^\circ\text{C}$  gelagerten Proben, deren Temperaturen im wesentlichen den Verhältnissen in situ entsprechen, nach 14 Tagen ca. 45 % und nach 28 Tagen ca. 51 % der Festigkeit bei  $20\text{ }^\circ\text{C}$  Lagerung. Die Festigkeitswerte unter  $5\text{ }^\circ\text{C}$ -Lagerung erreichen nach 28 Tagen sogar nur ein viertel der auf  $20\text{ }^\circ\text{C}$  bezogenen Festigkeit.

So ist bei den Angaben der Druckfestigkeit einer Dichtwandmasse nicht nur das Probenalter zu berücksichtigen, sondern auch die Temperatur. In der Betontechnologie wird der Einfluß aus Probenalter und Umgebungstemperatur auf die Würfeldruckfestigkeit eines Betons über den Reifegrad beschrieben. Der Reifegrad basiert auf der Überlegung, daß Betone gleicher Zusammensetzung und Herstellungsart bei unterschiedlichen Lagerungstemperaturen und verschiedenen Probenaltern aber bei gleichem Grad-Stunden-Wert (gleicher Reifegrad) auch die gleiche Festigkeit besitzen.

KAYSER (1995) untersuchte den Einfluß von hohen Lagerungstemperaturen auf Dichtwandmassen. Er verweist auf die Definition des Reifegrades von MIRINOV und GANIN,

$$R = (T + 30)^{2,5} * t$$

mit: R: Reifegrad [Kh]  
T: Temperatur [°C]  
t: Erhärtungszeit [h]

die eine gute Übereinstimmung zu seinen Ergebnissen lieferte.

Für den Bereich von niedrigen Lagerungstemperaturen differieren die nach dieser Beziehung sowie nach anderen Reifebeziehungen ermittelten Reifegrade. Aus den vorliegenden Untersuchungen läßt sich folgende Reifebeziehung ableiten:

$$R = (T + 27,5)^{3,5} * t.$$

### 5.3 Durchlässigkeitsuntersuchungen

Der Einfluß der Lagerungstemperatur auf die Durchlässigkeit einer Dichtwandmasse wurde zunächst an 70 Probekörpern untersucht. Bei der Durchströmung von unter identischen Anmach- und Lagerungsbedingungen hergestellten Proben zeigte sich eine sehr gute Korrelation der Durchflußmengen pro Tag. Die Entwicklung des Durchlässigkeitskoeffizienten für Probekörper, die nach 14 Tagen Lagerung in die Triaxialzellen eingebaut wurden, zeigt Bild 3. Insgesamt verblieben die Proben 56 Tage in den Zellen. Die Temperatur während der Durchströmung betrug hierbei einheitlich 20 °C.

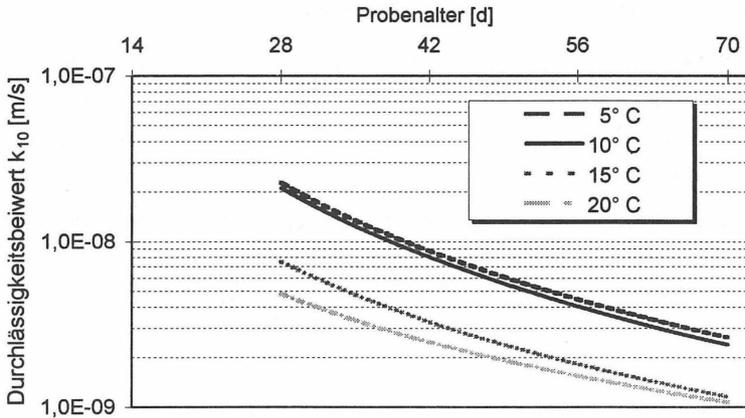


Bild 3: Entwicklung der Durchlässigkeitsbeiwertes von 14 Tage unter verschiedenen Temperaturen gelagerten Proben

Wird hier ein geforderten Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_{10} < 1 \cdot 10^{-8}$  m/s zugrunde gelegt, so erfüllen in einem Probenalter von 28 Tagen nur die bei 15 °C und 20 °C gelagerten Proben die Anforderungen. Ab einem Probenalter von ca. 42 Tagen wird dieser Wert von allen Proben erreicht. Grundsätzlich zeigt sich, daß die Temperatur, unter der die Dichtwandmassen im jungen Alter erhärtet sind, einen gravierenden Einfluß auf die Durchlässigkeit ausübt. Bei niedrigen Lagerungstemperaturen, die zu einem niedrigeren Reifegrad führen, werden die Proben von einer größeren Wassermenge durchströmt. Somit ist vergleichbar zu den einaxialen Druckfestigkeiten der Reifegrad und nicht nur das Probenalter ausschlaggebend für den Durchlässigkeitsbeiwert.

Des weiteren muß der Hydratationszustand zu Durchströmungsbeginn berücksichtigt werden. Es zeigte sich, daß Proben mit einem niedrigen Reifegrad nach dem Durchströmen einen sehr viel höheren Feststoffverlust aufweisen, d.h. daß Feinstteilchen vom durchströmenden Wasser aus der Probe ausgewaschen wurden.

### 5.4 Durchströmung bei verschiedenen Temperaturen

Für diese Versuchsreihe wurde der Versuchsaufbau so variiert, daß sowohl die Umgebungstemperatur als auch die des für die Durchströmung verwendeten Wassers eingeregelt werden konnte. Hierzu wurden die Triaxialzellen sowie die Vorratsbehälter in die bereits erwähnte Klimakammer gestellt. Zur Steuerung der Kühlaggregate wurde ein Thermometer in einen Wasserbehälter gehängt, so daß die Wassertemperatur gemessen wurde und eine Temperaturträgheit wie in den Triaxialzellen vorhanden war. Bild 4 zeigt den um die Kühlanlage erweiterten Aufbau einer Durchlässigkeitszelle.

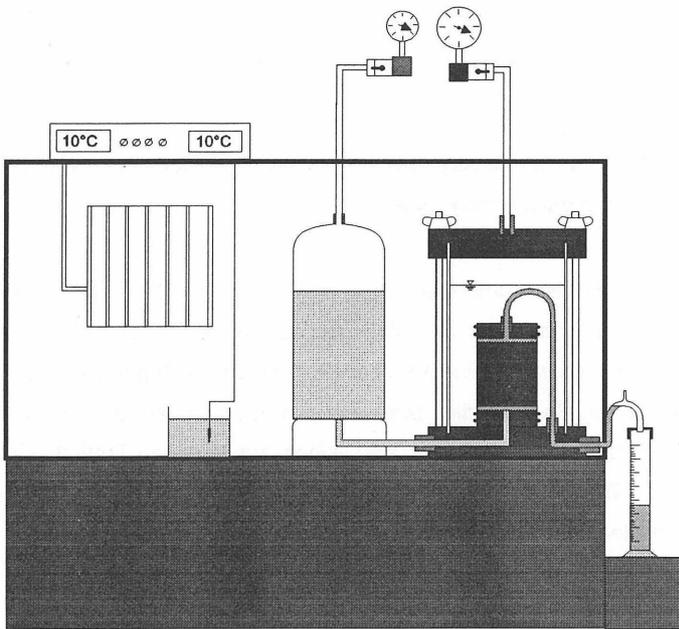


Bild 4: Versuchsaufbau bei Durchströmung mit einregelbaren Temperaturen

Da in der Testphase bereits deutlich wurde, daß mit großen Durchströmungsmengen zu rechnen ist, wurde bei diesen Untersuchungen der hydraulische Gradient auf  $i = 20$  gesenkt. Um eine Vergleichbarkeit zu den unter „Normalbedingungen“ ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerten zu gewährleisten, wurden zusätzlich Untersuchungen mit dem

gleichen hydraulischen Gefälle durchgeführt, da im Gegensatz zu Durchlässigkeitsuntersuchungen an Böden das hydraulische Gefälle einen Einfluß auf den Durchlässigkeitsbeiwert von Dichtwandmassen ausübt.

Die Durchlässigkeitsentwicklung der einzelnen Probenreihen enthält Bild 5. Bei den Kurven handelt es sich um Mittelwerte aus 3 bis 8 Einzelversuchen. Die Probenreihen sind wie folgt gekennzeichnet: Lagerungstemperatur vor dem Einbau / Prüftemperatur (RT = Raumtemperatur) / Probenalter beim Einbau.

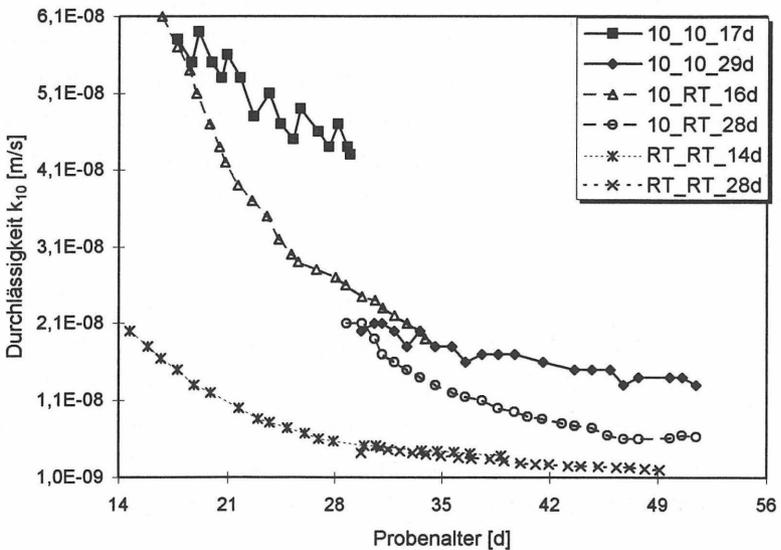


Bild 5: Durchlässigkeitsentwicklung bei unterschiedlichen Lagerungs- und Durchströmungstemperaturen

Zunächst zeigt sich bei den unter Raumtemperatur gelagerten und durchströmten Proben ein einheitlicher Durchlässigkeitsverlauf. Wie bereits bekannt, sinkt die Durchlässigkeit mit dem Probenalter. Die nach 28 Tagen eingebauten Proben schließen an die Endwerte der bereits nach 14 Tagen Lagerung eingebauten Proben in einem leicht niedrigeren Niveau an. Dieser leicht niedrigere Wert ergibt sich daraus, daß bei Beginn der Durchströmung noch keine Feststoffpartikel aus den Proben ausgespült wurden, wohingegen

die bereits 14 Tage durchströmten Proben einen leichten Austrag an Feststoffen aufweisen.

Beim Vergleich der unter 10 °C gelagerten Probenserien stellt sich unabhängig von der Durchströmungstemperatur zu Beginn des Versuches ein identischer Durchlässigkeitsbeiwert ein. Mit ansteigender Durchströmungsdauer laufen die Kurven, die ein Maß für das durchströmende Wasservolumen darstellen, immer weiter auseinander. Das Gesetz nach Poisseuille (DIN 18 130, 1989), mit dem die Durchlässigkeitsbeiwerte aufgrund einer unterschiedlichen Zähigkeit des Wassers bei verschiedenen Temperaturen auf eine Vergleichstemperatur von 10 °C umgerechnet werden können, ist für Dichtwandmassen somit nur zu Beginn der Durchströmung anwendbar. Der Grund hierfür ergibt sich aus der bei Beginn der Durchströmung noch nicht abgeschlossenen Hydratation. Während der Versuche hydratisiert der Zement unter verschiedenen Temperaturen. Hierdurch ergeben sich unterschiedliche Reifegrade, aus denen sich unterschiedliche Durchlässigkeitskoeffizienten ergeben.

Weiterhin wird in Bild 5 ersichtlich, daß die Kurvenverläufe der unter 10 °C gelagerten Proben für die jeweils identischen Durchströmungstemperaturen nicht aneinander anschließen. Je später die Durchströmung beginnt, desto geringer sind die Durchlässigkeitsbeiwerte. Dies weist darauf hin, daß eine Durchströmung bei Dichtwandmassen mit einem noch geringen Reifegrad einen prägnanten Einfluß auf die Struktur der Proben ausübt. Es ist wahrscheinlich, daß teilweise Calciumhydroxid ausgespült wird.

Alle Proben, die sowohl unter 10 °C gelagert als auch durchströmte wurden, zeigen starke Schwankungen beim Verlauf der Durchlässigkeit über das Probenalter. Die Schwankungen treten im Abstand von 2 Tagen auf. Dies entspricht dem Zeitraum, in dem der Vorratsbehälter (ca. 10 Liter Volumen) wieder aufgefüllt werden mußte. Hierfür mußte der Wasserdruck kurzfristig ausgestellt werden. Des weiteren betrug die Temperatur des Wassers nach dem Auffüllen zunächst ca. 20 °C und hatte somit eine geringere Zähigkeit und Dichte.

Weitere Versuche bei 5 °C Lagerungs- und Durchströmungstemperatur bestätigen die oben aufgezeigten Einflüsse. Bei der Versuchsdurchführung traten jedoch Probleme auf. Bereits nach kurzer Zeit trat kein Wasser mehr aus dem Probekörper aus. Nach

mehrmaligen Aus- und Einbau sowie weiteren Untersuchungen zeigte sich, daß sich die Filtersteine und das Filterpapier zusetzten. Bestätigt wurde diese Feststellung durch einen relativ hohen Feststoffverlust nach dem Probenausbau. Weitere Einflußmöglichkeiten bestehen in der hohen Zähigkeit des durchströmenden Wassers und in einem möglichen Zusammenziehen der Filtersteine bei niedrigen Temperaturen.

## 6 Zusammenfassung

Aus allen durchgeführten Untersuchungen wurde ersichtlich, daß unterschiedliche Temperaturen einen Einfluß auf die Kennwerte einer Dichtwandmasse ausüben. Beim Ansatz einer Temperatur von 10 °C, die ungefähr der Grundwassertemperatur entspricht und somit ein Maß für die Anmach-, Lagerungs- und Durchströmungstemperatur darstellt, verschlechtern sich die für eine Einphasen-Dichtwandmasse relevanten Kennwerte Durchlässigkeit und einaxiale Druckfestigkeit.

Insbesondere bei den Untersuchungen mit verschiedenen Lagerungstemperaturen wurden deutliche Unterschiede aufgezeigt. Die erzielte Bruchspannung einer Dichtwandmasse beträgt bei 10 °C Lagerung nur ca. 50 % der Bruchspannung bei 20 °C Lagerung. Vergleichbare Ergebnisse lieferten die Durchlässigkeitsuntersuchungen. Beispielsweise wurden bei einer Versuchsdauer von 14 Tagen die unter 10 °C gelagerten Proben im Gegensatz zu 20 °C Lagerung vom drei- bis vierfache Wasservolumen durchströmt.

Aus diesen Gründen ist - vergleichbar zur Betontechnologie - ein Bezug der Kennwerte auf den Reifegrad erforderlich, der den Erhärtungszustand in Abhängigkeit von dem Probenalter und der Lagerungstemperatur beschreibt.

## 7 Literatur

- |                           |      |  |
|---------------------------|------|--|
| Altner, W.<br>Reichel, W. | 1981 | „Betonschnellerhärtung: Grundlagen und Verfahren“, 3., vollst. neu gefaßte Auflage, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf. |
| DGGT                      | 1997 | „GDA - Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten“, 3. Auflage, Hrsg.: DGGT, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.  |
| DIN 1164 - 1              | 1994 | „Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.                   |

- DIN 4127 1984 „Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- DIN 18 130, Teil 1 1989 „Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes - Laborversuche“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- DIN 18 136 1996 „Einaxialer Druckversuch“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- DIN V 4126-100 1996 „Schlitzwände - Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten“, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- Dohr, F. 1989 „Die Grundwassertemperatur im oberflächennahen Grundwasser des Stadtgebietes München“, Dissertation, Universität München, Fakultät für Geowissenschaften, München.
- EAU 1997 „Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen - EAU 1996“, 9. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- Geil, M. 1989 „Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand“, Mtg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 28, Braunschweig.
- Kayser, J. 1995 „Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen“, Mtg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 49, Braunschweig.
- Knoblauch, H. Schneider, U. 1992 „Bauchemie“, Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf.
- Mattheß, G. 1994 „Die Beschaffenheit des Grundwassers“, Lehrbuch der Hydrogeologie Band 2, 3. überarbeitete Auflage, Verlag Gebrüder Borntraeger, Berlin.
- Meseck, H. 1987 „Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen“, Mtg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 25, Braunschweig.
- Ruhnau, R. 1985 „Bemessungskriterien für die Anwendung von Natriumbentoniten als Bauwerksabdichtung“, Dissertation vom Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Berlin.
- Richartz, W. 1979 „Zementaschenbuch“, 47. Auflage, Verein deutscher Zementfabrikanten, Bauverlag.
- Rodatz, W. Kayser, J. Schulz, Th. 1997 „Spannungs-Verformungs-Verhalten zementgebundener Dichtwandmassen“, Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Förderer: DFG, Ro 749/10-1, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, unveröffentlicht.
- RdErl. d. MU 1988 „Runderlaß des Niedersächsischen Umweltministers zur Abdichtung von Deponien für Siedlungsabfälle“, Niedersächsisches Umweltministerium, Referat für Umweltberichterstattung und Öffentlichkeitsarbeit, Hannover.
- Rostásy, F. S. 1983 „Baustoffe“, Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart.
- Scheffer, F. Schachtschabel, P. 1984 „Lehrbuch der Bodenkunde“, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart.

- Strobl, T.                    1982 „Ein Beitrag zur Erosionssicherheit von Einphasen-Dichtungswänden“,  
Wasserwirtschaft 72, H. 7/8, S. 269-272.
- Walz, K.                    1961 „Festigkeitsentwicklung verschiedener Zemente bei niedrigerer Temperatur“,  
Bonzel, J.                    Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen, Nr. 1005,  
Westdeutscher Verlag, Köln und Opladen.

Diese Veröffentlichung beruht auf einem von der Stiftung der Niedersächsischen Bauindustrie geförderten Forschungsvorhaben.

Thomas Schulz  
Institut für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig  
Gaußstraße 2

38106 Braunschweig

Tel.: 05 31 / 391 27 30

E-Mail: [igb@tu-bs.de](mailto:igb@tu-bs.de)



## Sicherung von Altlasten mit "in-situ-Reaktionswänden" und "funnel-and-gate-Systemen" – eine Alternative zu Dichtwandssystemen?

R. Hermanns Stengele

### 1. Einleitung

Für die Sanierung einer Grundwasserverunreinigung wird häufig das Abpumpen des kontaminierten Wassers im Abstrom des Schadensherdes mit anschliessender Reinigung (*pump-and-treat*) vorgesehen. Dieses hydraulische Verfahren wird überall dort angewendet, wo der Schadensherd entweder nicht lokalisierbar, nicht zugänglich oder in seinem Ausmass zu gross ist, um ausgegraben oder eingekapselt zu werden. Allerdings zeigt die Erfahrung der letzten 20 Jahre, dass die hydraulische Boden- und Grundwassersanierung in vielen Fällen sehr ineffektiv ist. Gründe hierfür sind u.a. die geringe Löslichkeit bestimmter Schadstoffe, ungünstige geologische und hydrogeologische Bedingungen des Untergrundes, Rückdiffusion von Schadstoffen aus der Gesteinsmatrix. Die Konsequenz sind neben lang andauernden und damit auch kostenintensiven Pump- und Aufbereitungsmassnahmen auch die Unsicherheit in der Vorhersage des Sanierungserfolges (*Teutsch et. al., 1996*).

Aufgrund dieser Problematik wird in den letzten Jahren vor allem in Nordamerika die Entwicklung von passiven in situ Sanierungsmassnahmen, den sogenannten in situ Reaktionswänden (*permeable reactive wall systems*), zur Sanierung von kontaminierten Grund- und Sickerwässern vorangetrieben.

Durchströmte Reaktionswände werden als langfristig wirksame Einrichtung zur Dekontamination von mit Schadstoffen belastetem Grund- oder Sickerwasser unterirdisch, quer zur Fliessrichtung installiert. Mit geeigneten Füllstoffen, die sorgfältig auf die vorhandenen Schadstoffe abgestimmt werden müssen, können diese ausgefällt, sorbiert oder abgebaut (umgewandelt) werden. Der eigentliche Schadensherd wird dabei nicht saniert. Strenggenommen handelt es sich deshalb bei diesen in situ Reinigungsverfahren um Sicherungsmassnahmen.

Bei der Sicherung von Altlasten zählen heute vor allem die Einkapselung mit vertikalen und horizontalen Barriersystemen zum Stand der Technik (Abbildung 1). Hierbei werden i.a. der Sickerwasseranfall im Abstrom der Altlast minimiert (vertikale Barriere), der Wasseranfall im Zustrom (vertikale Barriere und/oder Fassung) und durch Niederschläge (Oberflächenabdichtung) reduziert sowie der Wasserspiegel innerhalb des eingekapselten Bereiches abgesenkt (Fassung). Bei den vertikalen Barrieren haben sich vor allem Dichtwände im Einphasen- und Zweiphasenverfahren durchgesetzt.

Bei der Sanierung bzw. Sicherung von Altlasten stellt sich nun für den Fachmann die Frage, ob der Einsatz von permeablen Reaktionswänden eine Alternative zu den vertikalen Dichtwandssystemen darstellt.

## **2. Dichtwände**

Für die Sicherung von Altlasten mit vertikalen Barriersystemen stehen heute verschiedene Verfahren zur Verfügung. Die am häufigsten eingesetzten Verfahren sind vor allem das Einphasen- und das Zweiphasen-Dichtwandverfahren. Eine Übersicht dieser Verfahren ist z.B. bei *Geil (1994)* und bei *Krubasik (1993)* zu finden. Im Rahmen dieses Beitrages wird auf die Erstellung dieser Dichtwände nicht näher eingegangen. Das grundsätzliche Funktionsprinzip und die Elemente einer Einkapselungsmassnahme sind in Abbildung 1 dargestellt.

## **3. In situ-Reaktionswände und funnel-and-gate Systeme**

Technologien für die Herstellung und den Einsatz von permeablen reaktiven Barrieren für die Verminderung und in situ Behandlung von kontaminiertem Grundwasser entwickeln sich derzeit vor allem in Nordamerika schnell. Das Prinzip dieser Barrieren beruht darauf, dass der saubere Grundwasserleiter oder Vorfluter durch eine durchlässige Wand von einer Verunreinigungsfahne, die z.B. von einer Altlast ausgeht, abgeschirmt wird. Diese Wände enthalten Materialien, die in der Lage sind, mit den Schadstoffen während ihrer Durchflusszeit so zu reagieren, dass sie anschliessend für die Umwelt unbedenklich sind (*Mitchell, 1997*).

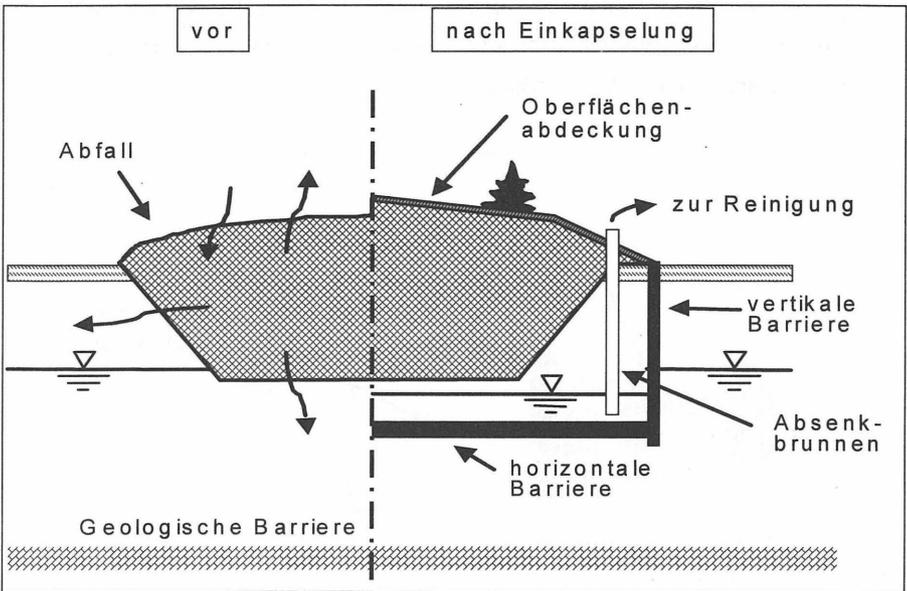


Abbildung 1: Elemente einer Einkapselungsmassnahme, schematisch

Diese sogenannten *reactive walls* oder *in situ Reaktionswände* werden über die gesamte Ausdehnung der Schadstofffahne, quer zur Grundwasserflussrichtung, erstellt (Abbildung 2). Mit geeigneten Füllstoffen, die sorgfältig auf die vorhandenen Schadstoffe abgestimmt werden müssen, können diese ausgefällt, sorbiert oder abgebaut (umgewandelt) werden (Köhler, 1997). Aufgrund der teilweise oft erheblichen Längen der Wände und bei Tiefen über 10 m werden die verwendeten Füllmaterialien der Systeme so konzipiert, dass sie über ihre gesamte Funktions- bzw. Lebensdauer nicht ausgetauscht werden müssen.

Da Kontaminationsfahnen häufig eine grosse Ausdehnung sowohl in vertikaler Richtung als auch in horizontaler Richtung besitzen, sind Reaktionswände zur Erfassung des gesamten Bereichs nicht immer geeignet. Eine Alternative stellen in diesem Fall die *funnel and gate* Systeme dar (Abbildung 3). Hierbei wird das verunreinigte Grundwasser mittels vertikaler Barrieren, den *funnels* (= *Trichter*), wie z.B. Spundwände, Dichtwände, gefasst und zum *gate* (= *Tor*), einem reaktiven permeablen Wandbereich, geleitet. In der Regel binden sowohl der *funnel* als auch das *gate* in den Grundwasserstauer ein; es sind jedoch auch sogenannte hängende Systeme möglich. Das *funnel and gate* System reduziert den

benötigten Durchströmungsquerschnitt mit reaktiven Materialien. Es ist theoretisch möglich, zur Behandlung verschiedener Grundwasserverunreinigungen mehrere gates hintereinanderschalten (Starr & Cherry, 1994).

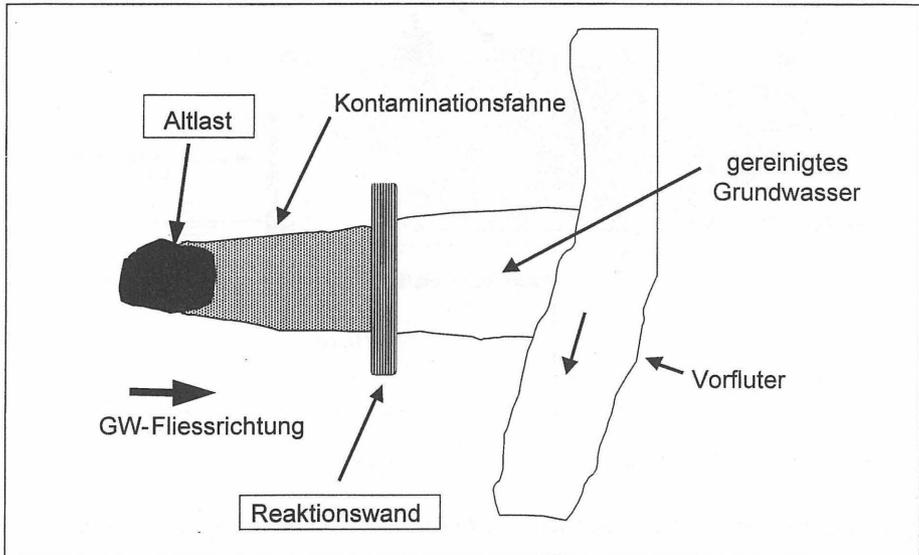


Abbildung 2: Wirkungsweise einer permeablen Reaktionswand, schematisch (nach Teutsch et al., 1996)

Für eine effektive Grundwasserreinigung müssen folgende Bedingungen eingehalten werden (nach Shoemaker et al., 1996):

- Die notwendige Reaktionszeit zur Entfernung der Verunreinigung muss kleiner sein als die Durchströmungszeit des kontaminierten Grundwassers durch die Wand
- Das verwendete Behandlungsmaterial muss seine Funktionsfähigkeit über einen wirtschaftlichen Zeitraum behalten
- Der Einsatz des reaktiven Materials selbst darf zu keinen Verunreinigungen des Grundwassers führen

Die nachfolgende Tabelle 1 zeigt einige der derzeit bekanntesten Technologien, die sich jedoch in sehr unterschiedlichen Entwicklungsstadien befinden. Auf die Verfahren selbst soll an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden. Es sei auf die einschlägige Literatur verwiesen (z.B. Starr&Cherry, 1994; Gillham&O'Hannesin, 1994; Grathwohl, 1995). Für

Das Verfahren zur Behandlung halogenierter Kohlenwasserstoffe mit nullwertigem Eisen existieren bereits Patente, ebenfalls für einige Einbauverfahren.

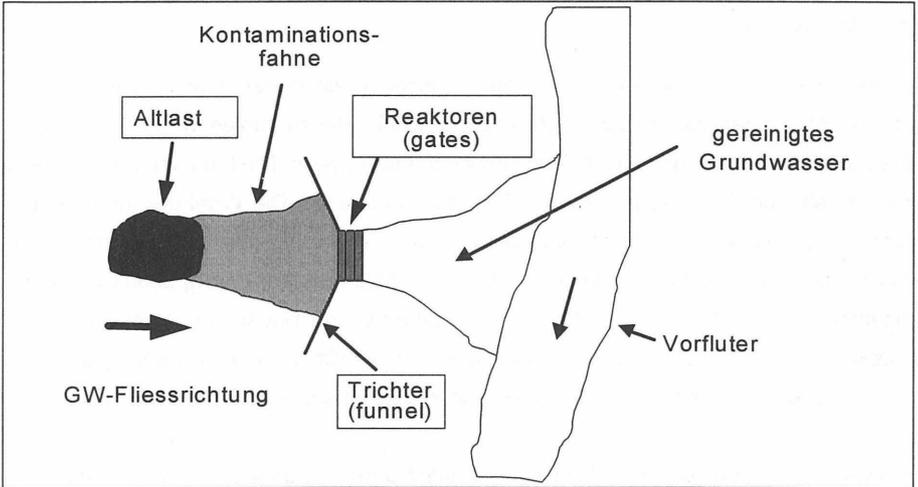


Abbildung 3: Wirkungsweise eines funnel and gate Systems, schematisch (nach Teutsch et al., 1996)

Behandlungsmaterial	behandelbare Kontaminaten	Stand der Technologie
nullwertiges Eisen	halogenierte Kohlenwasserstoffe	kommerzieller Einsatz
nullwertiges Eisen	reduzierbare Metalle (Cr(VI))	Feldeinsatz
Fällungsmittel (Gips)	Metalle	Laboruntersuchungen
Sorptionsstoffe (Eisenhydroxide, GAK*, Zeolite, Kohle)	Metalle und Organika	Feldeinsatz und/oder Laborversuche
Reduzierende Stoffe (organischer Kompost, Wasserstoff-Sulfide)	reduzierbare Metalle	Feldeinsatz
Metallverbindungen**	halogenierte Kohlenwasserstoffe	Laborversuche
Biologische elektronische Akzeptoren (SFV***)	BTEX	Feldversuche

\* GAK = granuliert Aktivkohle  
 \*\* gekoppelte Metalloxydation und Reduktion von halogenierten Kohlenwasserstoffen, um Chloride und Fe<sup>2+</sup> in Lösung zu produzieren  
 \*\*\* SFV = sauerstoffreisetzende Verbindung

Tab. 1: Technologien für permeable reaktive Barrieren (nach Shoemaker et al., 1996)

## 4. Vergleich Dichtwände - Reaktionswände

### 4.1 Materialwahl

Für den Einsatz einer Dichtwand zur Sicherung einer Altlast stehen eine Vielzahl Materialien und Rezepturen zur Verfügung (Hermanns, 1993). Hierzu zählen vor allem hydraulische Bindemittel, Bentonite, Tone, Zuschlagstoffe und Wasser. Die Industrie bietet bereits eine Vielzahl von Fertigmischungen für Einphasenwände an. Die Wahl der eingesetzten Stoffe richtet sich vor allem nach dem Schadstoffinventar und –gehalt des vorhandenen Sickerwassers. Ebenfalls sind die geologischen Verhältnisse des Untergrundes sowie die Einbindetiefe, vor allem bei der Wahl des Verfahrens, von Bedeutung. Für jede Sicherungsaufgabe ist die Eignung der gewählten Dichtwandmischung in vorgängigen Eignungsprüfungen im Labor sowie anschliessend in einem Feldversuch zu überprüfen.

Die wesentliche Aufgabe einer Dichtwand besteht darin, im abgeordneten Zustand die nachfolgend aufgeführten Funktionen über die gesamte Lebensdauer auch bei Angriff von Sickerwasser zu erfüllen:

- geringe hydraulische Durchlässigkeit
- hoher Diffusionswiderstand
- hohes Schadstoffadsorptionsvermögen
- rissfreie Verformbarkeit
- Erosionsstabilität

Für Reaktionswände existieren heute die in Tabelle 1 aufgeführten Materialien, teils erst im Versuchsstadium. Die Einsetzbarkeit richtet sich vor allem nach (Beitinger et al., 1996)

- Einbaumöglichkeit und Durchlässigkeit ( $k_{Wand} > k_{Aquifer}$ )
- Wirksamkeit und Reinigungsleistung
- Zuverlässigkeit und Kontrollierbarkeit
- Lebensdauer
- Umweltverträglichkeit

Bisherige Ergebnisse aus Labor- und Feldversuchen sowie aus ausgeführten Projekten (vor allem  $Fe^0$ -Wände zur Reinigung von halogenierten Kohlenwasserstoffen) sind ermuti-

gend, da es hier gelungen ist, hohe Schadstoffgehalte in akzeptablen Behandlungszeiträumen von einigen Monaten deutlich zu reduzieren.

Derzeit sind vor allem bautechnische und geotechnische Fragestellungen für den Einsatz der Reaktionswände teils offen. Die Wirksamkeit der Wände, die vor allem in der Aufrechterhaltung einer relativ hohen Durchlässigkeit liegt, ist teilweise noch unbefriedigend untersucht (z.B. Verstopfung durch biologische Abbauprodukte, Erosion). Die Dimensionierung der Grundwasserreinigung von bestimmten Schadstoffen, wie z.B. halogenierte Kohlenwasserstoffe, ist chemisch betrachtet relativ einfach. Liegen jedoch mehrere Kontaminaten vor, genügt ein Behandlungsmaterial allein in den meisten Fällen nicht mehr.

#### 4.2 *Hydraulische Gesichtspunkte*

Bei der Sicherung von Altlasten mit Dichtwänden wird in der Regel der Wasserspiegel im Inneren des eingekapselten Bereichs abgesenkt. Das anfallende Wasser muss entfernt und regeneriert werden. Ziel dieser Massnahme ist die Erzeugung eines hydraulischen Gradienten in Richtung des Kontaminationsbereichs, so dass bei eventuellen Undichtigkeiten lediglich sauberes Grundwasser in den eingekapselten Bereich gelangen kann. Allerdings lassen sich durch diese Massnahme Diffusionsvorgänge nicht stoppen, da sie auch entgegen einen hydraulischen Gradienten stattfinden können. Nachteil dieser Massnahme sind sicherlich die teilweise hohen Pump- und Behandlungskosten des Sickerwassers. Ebenfalls ist die Wirksamkeit dieser Massnahmen nur gewährleistet, solange sie auf ihre Funktionsfähigkeit hin überwacht wird.

Die Errichtung von vertikalen Barrieren, vor allem im Anstrom einer Altlast, stellen u.U. einen einschneidenden Eingriff in das Grundwasserregime des Untergrundes dar. Es kann hierbei, werden keine Gegenmassnahmen ergriffen, zu grossen Aufstaus des Grundwasserspiegels im Anstrom und zu einem Absinken des Grundwasserspiegels im Abstrom kommen. Auswirkungen werden häufig im Vorfeld nicht ausreichend erkannt und dementsprechend keine Massnahmen vorgesehen.

Durch den Einsatz von permeablen Reaktionswänden können hydraulische Auswirkungen auf das Grundwasserregime minimiert werden, da in der Regel, zumindest wenn ein Verstopfen der Wand verhindert werden kann, die Durchlässigkeit der Wand mindestens so gross ist wie die des Untergrundes. Ebenfalls entfallen Massnahmen zum Pumpen und zur Aufbereitung von belastetem Sickerwasser.

Bei den funnel and gate Systemen ist der Eingriff in die hydrogeologische Situation des Untergrundes grösser, da hier durch die funnel bewusst eine Änderung der Grundwasserflussrichtung initiiert wird. Die Konstruktion des gates ist somit vor allem auch auf die hydraulischen Einwirkungen des anströmenden Wassers zu dimensionieren.

Erste Modellierungen zur Fragestellung der hydraulischen Dimensionierung wurden u.a. von *Starr&Cherry (1994)*, *Teutsch et al. (1996)*, *Teutsch et al. (1997)* und *Smyth et al. (1997)* publiziert.

#### 4.3 Herstellung

In der Regel binden Dichtwände in geringdurchlässige Bodenschichten (z.B. Ton) oder in Fels ein. Je nach Verfahren und eingesetzten Schlitzwandgeräten sind hierbei Einbindetiefen bis zu 100 m realisierbar. Es liegen heute bereits eine grosse Anzahl ausgeführter Projekte im In- und Ausland vor. Herstellungsverfahren sind oft jahrelang erprobte Verfahren des Spezialtiefbaus. Auch liegt eine Vielzahl an Ergebnissen zum Materialverhalten, zur Beständigkeit und zur Herstellbarkeit sowohl aus umfangreichen Forschungsprojekten als auch aus der Praxis vor. Trotzdem fehlen teilweise immer noch grundlegende Untersuchungen zu einigen Fragestellungen wie z.B. Dichtigkeit von Fugen im Ueberschneidungsbereich von Lamellen, Spannungs-Verformungsverhalten von Dichtwandmaterialien, Einfluss von Sickerwässern auf die mineralogischen Eigenschaften.

Aufgrund relativ weniger bisher ausgeführter Projekte in der Praxis sowohl mit Reaktionswänden als auch mit funnel and gate Systemen befindet sich die praktische Ausführung noch am Anfang. In der Regel werden zur Herstellung der Systeme ebenfalls bekannte Verfahren des Tiefbaus eingesetzt wie Spundwände, Pfähle, Jetgrouting. Es liegen zwar bereits einige Patente zum Einbau vor, z.B. der WCI Umwelttechnik GmbH, jedoch fehlen

teilweise systematische Forschungsarbeiten und Praxisergebnisse zur Beurteilung des hydraulischen und geotechnischen Langzeitverhaltens.

## **5. Zusammenfassung und Ausblick**

Der Einsatz von Dichtwandsystemen ist ein heute häufig angewendetes Verfahren zur Sicherung von Altlasten. Aufgrund umfangreicher Forschungsarbeiten sowie einer Vielzahl an Praxiserfahrungen und -ergebnissen zählen diese Systeme zum Stand der Technik. Vorteil der Einkapselungen ist einerseits die Vielzahl der zur Verfügung stehenden, oft langjährig erprobten bautechnischen Verfahren zur Dichtwandherstellung. Bei geeigneter Auswahl eines Verfahrens sind Dichtwandsysteme sowohl nahezu in jedem Untergrund als auch in grossen Tiefen herstellbar. Andererseits können die eingesetzten Barrierematerialien direkt auf die Anforderungen und auf die zu erwarteten Sickerwässer abgestimmt werden. Es ist möglich, auch für kontaminierte Wässer unterschiedlichster Zusammensetzung geeignete Materialien auszuwählen. Es sind hierbei jedoch immer umfangreiche, teils langdauernde Eignungsprüfungen im Labor notwendig.

Nachteil der Dichtwandsysteme ist ein langfristig funktionsfähiges Absenksystem im Inneren des eingekapselten Bereichs mit anschliessender Reinigung des abgepumpten Wassers. Dieses wirkt sich auf die Folgekosten der gesamten Massnahme aus. Bei Versagen des Abpumpsystems oder bei Aufgabe des Systems muss die Funktionstüchtigkeit der Barriere möglichst lange gewährleistet werden können.

Ein weiterer Nachteil wird häufig in den hydraulischen Eingriffen der Einkapselung in die hydrogeologische Situation des Untergrundes gesehen. Hier müssen vorgängig sämtliche Auswirkungen erfasst, beurteilt und eventuell durch Gegenmassnahmen vermindert werden.

Der Einsatz von permeablen Reaktionswänden und funnel and gate Systemen wird wahrscheinlich in der Zukunft auch im europäischen Raum eine interessante Alternative zu Dichtwandsystemen darstellen, sofern die Eignung dieses Systems gegeben ist. Ein entscheidender Nachteil im Moment ist sicherlich, dass noch keine umfangreichen Erfahrungen

gen und Langzeitergebnisse vorliegen, da sich diese Verfahren noch im Entwicklungsstadium befinden. Vorteile dieser Verfahren zeichnen sich vor allem bezüglich der Kosten ab, da i.a. keine Aufwendungen für das Abpumpen und die Regenerierung von Sickerwasser anfallen. Allerdings sind Kontrollen des Reinigungserfolges unerlässlich.

Für bestimmte Schadstoffe haben sich einfache Füllmaterialien der Wände als gut wirksam herausgestellt. Für die in situ Reinigung von kontaminierten Grundwasser kann, rein chemisch/biologisch betrachtet, auf die Erfahrungen aus der Abwasserreinigungstechnik zurückgegriffen werden. Für Grundwasser, das unterschiedlichste Verunreinigungen enthält, sind reaktive Wände derzeit nicht geeignet. Aber auch hier wird man in der Zukunft weitere Möglichkeiten, wie das Hintereinanderschalten geeigneter Reaktoren in einem funnel and gate System, entwickeln. Es fehlen ebenfalls z.Zt. ausreichende Untersuchungen bezüglich des geotechnischen Verhaltens der Systeme wie z.B. Erosionsstabilität, Filterstabilität, Verformungsverhalten.

Vorteil der reaktiven Wandsysteme ist sicherlich der geringere Eingriff in das Grundwasserregime, wenn die Wände bzw. die gates nach hydraulischen Gesichtspunkten dimensioniert werden.

Es ist davon auszugehen, dass sich sowohl die Forschungsaktivitäten als auch der praktische Einsatz von in situ Reaktionswänden und funnel and gate Systemen auch in Europa verstärken werden und somit die noch offenen Fragestellungen und Probleme einer Lösung näher bringen werden. Damit dürften dann diese Systeme von Fall zu Fall eine echte Variante zu den Einkapselungsmassnahmen mit vertikalen Dichtwänden darstellen.

## 6. Literatur

BEITINGER, E.; BURMEIER, H.; KOPPE, S. (1997): Durchströmte Wände zur In-situ Grundwassersanierung – Technologieüberblick, Stand der Technik, Ausblick auf Anwendungen. In: Grundwassersanierung 1997; Kongress im Rahmen der UTECH Berlin, S. 211

BEITINGER, E.; END, C.; KOPPE, S. (1996): Durchströmte Wände zur in-situ-Grundwasserreinigung. In: TerraTech; Zeitschrift für Altlasten und Bodenschutz – Sonderdruck; WCI Umwelttechnik GmbH, Dreieich, Deutschland

GEIL, M. (1994): Auswahlkriterien für die Wahl eines Dichtwandverfahrens als Sicherungsmassnahme für Altlasten, 10. Bochumer Altlasten-Seminar: Sicherung von Altlasten, 37 - 47, Jessberger (Herausgeber), Balkema

GILLHAM, R.W. & O'HANNESIN, S.F. (1994): Enhanced degradation of halogenated aliphatics by zero-valent iron, Ground Water 32(6): 958 - 967

HERMANN, R. (1993): Sicherung von Altlasten mit vertikalen mineralischen Barriersystemen im Zweiphasen-Schlitzwandverfahren. Veröffentlichung des Instituts für Geotechnik (IGT), ETH Zürich, vdf Verlag, Band 204

KÖHLER, S. (1997): Reaktive Wände; Entwurf im Fach Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, unveröffentlicht

KRUBASIK, K. (1993): Neuere Entwicklungen von seitlichen Altlasten-Umschliessungen mit sicherwasserresistenten Dichtwandmassen, 9. Bochumer Altlasten-Seminar: Sicherung von Altlasten, 127 – 137, Jessberger (Herausgeber), Balkema

SMYTH, D.J.A.; SHIKAZE, S.G. AND CHERRY, J.A. (1997): Hydraulic Performance of Permeable Barriers for in situ Treatment of Contaminated Groundwater. In: Land Contamination & Reclamation, Special Issue, Selected papers from the 1997 International Containment Technology Conference and Exhibition, St. Petersburg, Florida, USA, Volume 5, No. 3, pp. 131 – 137

STARR, R.C. & CHERRY, J.A. (1994): In situ Remediation of Contaminated Ground Water: The Funnel-and-Gate-System. Ground Water, 32, No. 3, 465 – 476

TEUTSCH, G.; GRATWOHL, P.; SCHAD, H.; WERNER, P. (1996): In-situ-Reaktionswände – ein neuer Ansatz zur passiven Sanierung von Boden – und Grundwasserverunreinigungen. In: Grundwasser – Zeitschrift der Fachsektion Hydrogeologie 1/96; S. 12 – 20

TEUTSCH, G.; TOLKSDORF, J.; SCHAD, H. (1997): The Design of in situ Reactive Wall Systems – A Combined Hydraulic-Geochemical-Economical Study. In: Land Contamination & Reclamation, Special Issue, Selected papers from the 1997 International Containment Technology Conference and Exhibition, St. Petersburg, Florida, USA, Volume 5, No. 3, pp. 125 – 130

**Anschrift der Verfasserin:**

Prof. Dr. sc. techn. Rita Hermanns Stengele  
Institut für Geotechnik  
ETH Zürich/Hönggerberg  
CH – 8093 Zürich  
Tel. +41-1-633 25 24  
Fax: +41-1-633 10 79  
e-mail: hermanns@igt.baum.ethz.ch

SECURSOL

## Produkte für Spezialtiefbau und Umwelttechnik



Ihr kompetenter  
Partner  
für anwendungs-  
spezifische  
komponenten...

Tonmehle, Tongranulate und Sondernmischungen

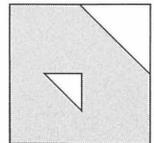
- **langzeitbeständig**
- **sickerwasserresistent**
- **absetzstabil**

Jahrzehntelange Erfahrung in der Herstellung  
qualitätsgerechter Rohstoffe in Großanlagen  
gewährleistet Sicherheit und Flexibilität.

von **A**bdichtungs-Injektionssuspensionen  
bis **Z**weiphasen-Dichtwandmassen

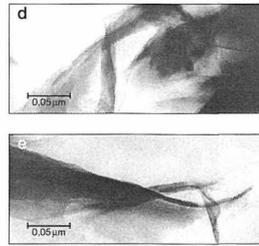
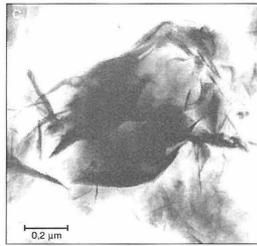
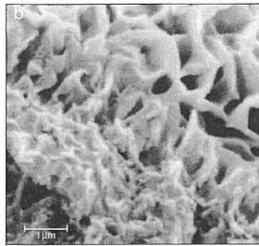
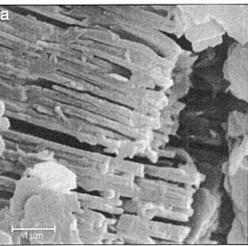
**stephan schmidt**  
gruppe

D-65599 Dornburg - Tel. 06436/609-0 - Fax 06436/609 49





# Bentonit in der Geotechnik



Kaolinite im Pasterelektronenmikroskop

Smekтите im Pasterelektronenmikroskop

Smekтите im Transmissionselektronenmikroskop

Smekтите im Transmissionselektronenmikroskop

Bentonite sind Tone, die überwiegend aus Tonmineralen der Smektit-Gruppe zusammengesetzt sind. Der wichtigste Vertreter der Smekтите ist der Montmorillonit.

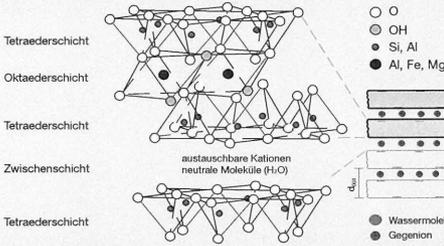
zeigen dagegen einen wesentlich feinteiligeren Aufbau. Die Minerale sind meist kleiner als ein  $\mu\text{m}$  ausgebildet. Nur einige Idiomorphe Kristalle sind größer (b).

ten einzelne Silikatschichten ablösen (siehe Darstellung Zwischen-schichtabstand). Die Silikatschichten sind häufig durch einen flexiblen und biegsamen Charakter gekennzeichnet, der im Transmissionselektronenmikroskop gut erkennbar ist (c-e).

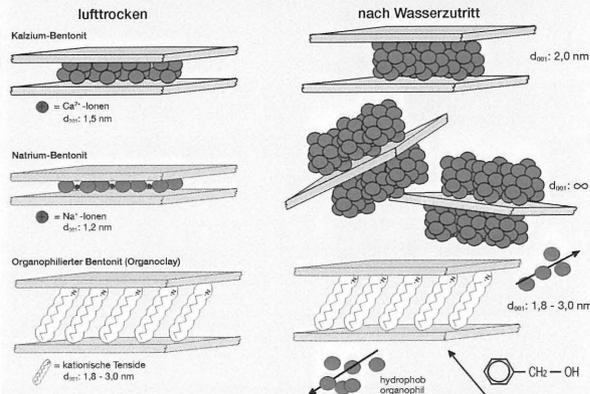
Kaolinit ist häufig aus gedungenen Silikatschichten aufgebaut, die zu "Books" gestapelt sind (a). Montmorillonite

Nach der Dispergierung können sich bei entsprechender Kationenbelegung aus den Montmorillonit-Schichtpaketen

## Kristallstruktur des Montmorillonits



## Zwischenschichtabstand



Montmorillonite bestehen aus einzelnen Silikatschichten, die einen geringen negativen Ladungsüberschuß aufweisen. Dieser wird durch die Anlagerung von austauschbaren Gegenionen in die Zwischenschichten kompensiert. Die Ladung ist so schwach, daß die Kationen (im natürlichen Zustand überwiegend Ca<sup>2+</sup>-, Mg<sup>2+</sup>- oder Na<sup>+</sup>-Ionen) in ihrer Hydrathülle eingebaut werden können (innerkristalline Quellung).

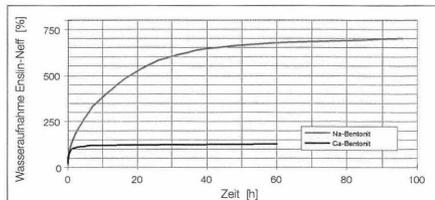
der Silikatschichten eines homoionisch belegten Natrium-Bentonits spiegelt sich in der Kornverteilungskurve in den geringen Partikelgrößen wieder. Somit liegt ein extrem feinkörniges Material vor.

Montmorillonite mit Ca<sup>2+</sup>- oder Mg<sup>2+</sup>-Ionen in den Zwischenschichten besitzen aufgrund der höheren Ladung der Erdalkalitionen ein geringeres Quellvermögen. Die Silikatschichten bleiben auch nach ausreichender Wasserzugabe in größeren Schichtstapeln angeordnet. Erdalkalibentonite weisen gegenüber Alkalibentoniten eine schnellere Wasseraufnahme auf, da hier aufgrund des geringeren Quellvermögens das Wasser kapillar über den Porenraum aufgenommen werden kann. Bei den hochquellfähigen Na-Bentoniten wird der Porenraum dagegen

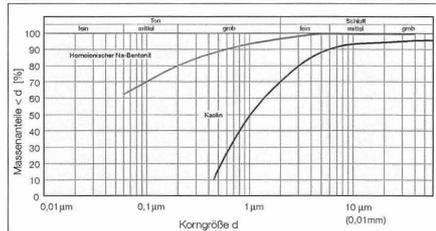
bei Wasserzutritt schnell verschlossen. Wasser kann in diesem Fall nur sehr langsam durch Diffusion vordringen.

Liegen im natürlichen Zustand überwiegend Ca<sup>2+</sup>- und Mg<sup>2+</sup>-Ionen vor, können diese durch einen technischen Prozess gegen Na<sup>+</sup>-Ionen ausgetauscht werden (Aktivierung).

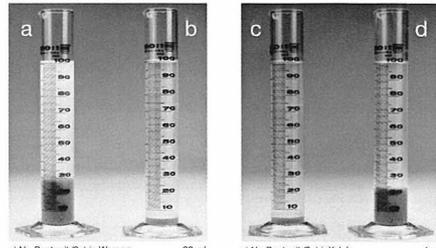
Durch die Einlagerung von quaternären Ammoniumverbindungen in die Zwischenschichten (organische Aktivierung) können die Montmorillonite hydrophobiert werden (Organoclay). Die Tonminerale sind jetzt in der Lage z.B. Kohlenwasserstoffe, unpolare organische Lösungsmittel, etc. zu adsorbieren.



Wasseraufnahme eines Na- und Ca-Bentonits nach Eisen-Naef



Kornverteilung eines homoionischen Na<sup>+</sup>-Bentonits. Zum Vergleich die Kornverteilung eines kaolinitischen Tons.



Quellvolumen von Bentonit in Wasser und Xylol



# Wirksame Spannungen in Feinschlammdeponien am Beispiel Rodewischhafen - Hamburg

Manfred Kiekbusch

Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste (BAW-AK), Hamburg

## 1 Einleitung

Der Oberbegriff Feinschlammdeponien trifft für sehr unterschiedliche Projekte zu, die aber in geotechnischen Fragestellungen vergleichbar sind. Dazu gehören das Konzept der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) über die Unterwasserablagerung von Schlick in Kiesgruben [BERTSCH UND KNÖPP, 1990 ], in Rotterdam die Unterwasserablagerung von Schlick und Klärschlamm in küstennahe Deponien (Slufter) und in Hamburg die Verfüllung von alten Hafenecken mit Schlick, mit dem Ziel durch Sandaufhöhungen neue Industrieflächen zu schaffen. Aber auch die Sanierung von Schlammteichen durch Sandabdeckungen im Bereich der stillgelegten WISMUT-Uranbergwerke in den neuen Bundesländern, gehört zu dieser Thematik. Die Problematik von Schadstoffbelastungen wird nicht behandelt.

Für die praxisnahe Ermittlung von in situ Spannungen in Feinschlammdeponien wird eine Methode zur indirekten Bestimmung der wirksamen Spannungen über die Ergebnisse von Feldflügelsondierungen und Laborversuchen am Beispiel der Schlickdeponie Rodewischhafen-Hamburg vorgestellt.

## 2 Grundlegende Vorgehensweise und notwendige Untersuchungen

Zunächst werden an entnommenen Proben durch Klassifizierungsversuche Kornverteilung, Dichte, Korndichte, Wassergehalt, organischer Anteil und Plastizität festgestellt. Mit bodenmechanischen Laborversuchen werden die geotechnischen Kennwerte Steifemodul, Zeitsetzung, Durchlässigkeit und die Scherparameter bestimmt. Für Setzungsberechnungen und Standsicherheitsuntersuchungen müssen die aktuellen wirksamen Spannungen und Festigkeiten der Deponie bekannt sein, die nur durch Feldmessungen zu ermitteln sind.

## 2.1 Bestimmung der wirksamen Spannungen durch Messungen

Am Beispiel Rodewischhafen wird die direkte Bestimmung der wirksamen Spannungen durch Messungen in situ gezeigt. Ein solches Meßprogramm ist aufwendig und mit hohen Kosten verbunden. Die Messungen am Rodewischhafen wurden allerdings dadurch begünstigt, daß für die Meßanlage eine Eisenbahnbrücke als Festpunkt und Arbeitsplattform zur Verfügung stand. Die Messungen zeigten im Ergebnis, daß bei Deponiematerialien mit Gasbildung geotechnisch ein ungesättigtes Mehrphasensystem entsteht und die Messung des Porenwasserdrucks zur Ermittlung der wirksamen Spannungen allein nicht ausreicht. Eine zusätzliche Messung des Porengasdruckes ist dann erforderlich, die aber geräte-technisch sehr aufwendig und kaum durchführbar ist.

## 2.2 Methode der indirekten Bestimmung wirksamer Spannungen

Eine Alternative zu den Porenwasserdruckmessungen in situ ist die hier vorgeschlagene Methode zur indirekten Bestimmung der wirksamen Spannungen.

Grundlage dafür ist der allgemein bekannte lineare Anstieg der undränierten Scherfestigkeit  $c_u$  mit der Tiefe bzw. der Konsolidationsspannung  $\sigma_v'$  in einem erstkonsolidierten Material. Das Verhältnis von undränkter Scherfestigkeit zur Konsolidationsspannung  $\lambda_{cu} = c_u / \sigma_v'$  ist bei annähernd gleichen Materialien nahezu konstant und korreliert mit der Plastizitätszahl  $I_p$  bei vergleichbaren Scherfestigkeitsprüfungen [SCHULTZE/MUHS, 1967].

Für die genaue Messung der undränierten Scherfestigkeit  $c_u$  im Feld ist der Einsatz einer speziellen Flügelsonde mit eingebautem elektrischen Drehmomentaufnehmer erforderlich. Die Auflösung muß bei 1% des Meßwertes liegen und ist durch die Anpassung der Flügelgröße an den Meßbereich des Drehmomentaufnehmers erreichbar.

Sind die  $c_u$ -Werte in situ bekannt und wird das Verhältnis  $\lambda_{cu}$  über kombinierte Kompressions- und Laborflügelsondenversuche bestimmt, kann die wirksame Konsolidationsspannung  ${}_{cal}\sigma_v' = c_u / \lambda_{cu}$  berechnet werden.

### 3 Messungen im Rodewischhafen-Hamburg

Der Rodewischhafen wurde 1993 als Zwischenlager für etwa 300.000 m<sup>3</sup> Baggergut aus dem Hamburger Hafen eingerichtet. Zur Erfassung des Konsolidationsverlaufs wurden nach dem Einspülen im April 1994 in der etwa 7 m mächtigen Schlickschicht aus feinkörnigem Baggergut in sechs Ebenen mehrere Sensoren (Abbildung 1) eingebaut.

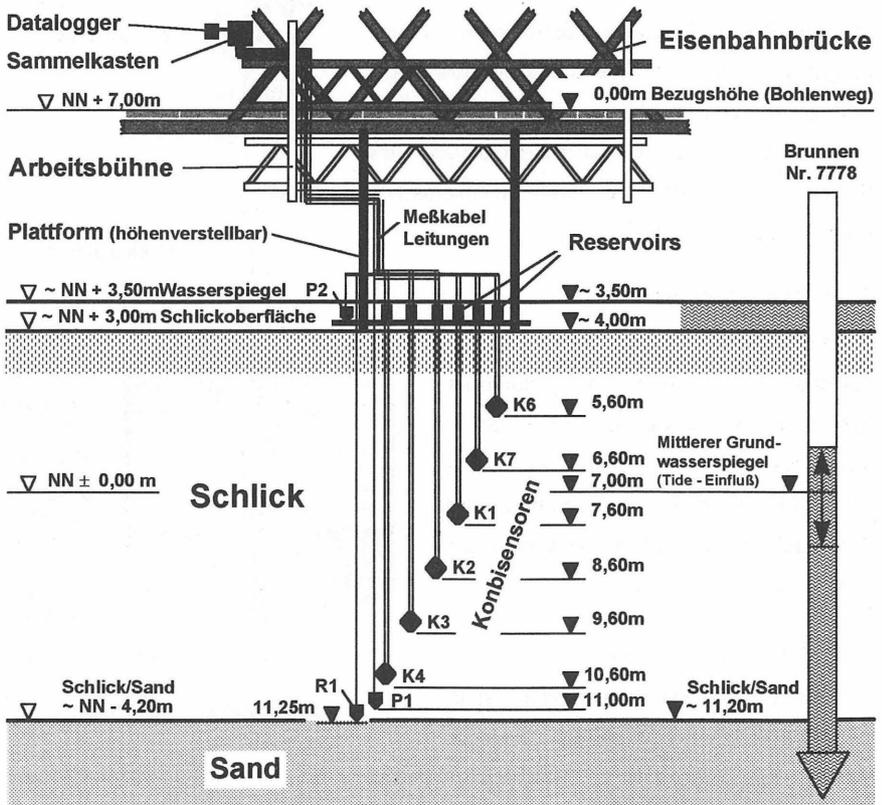


Abbildung 1: Meßanlage im April 1994 (Anfangszustand)

### 3.1 Meßanlage, Meßgeräte und Installation

In der BAW lagen Erfahrungen über von Dataloggern gesteuerte Porenwasserdruckaufnehmer vor. Diese mußten nun mit Setzungs- und Temperatursensoren so kombiniert werden, daß ein möglichst kompaktes Gerät zum nachträglichen Einbau in den Schlick entsteht. Wegen der vorgesehenen jahrelangen Meßzeit wurden Sensoren mit dem Meßsystem "Schwingende Saite" ausgewählt, die eine hohe Langzeitstabilität gewährleisten. Die Entwicklung der kombinierten Sensoren wurden zusammen mit der deutschen Firma SCANROCK aus Celle und ihrem amerikanischen Partner GEOKON realisiert.

#### 3.1.1 Kombisensoren

Die Kombisensoren (K6, K7 und K1 - K4) bestehen aus zwei Teilen, dem unteren im Schlick befindlichen Gehäuse mit 3 Sensoren für Setzungs-, Temperatur- und Porenwasserdruckmessung und dem oberen auf der Plattform installierten Reservoir als Höhenfestpunkt (Abb. 2).

#### 3.1.2 Setzungsmessung

Im mittleren Teil des Kombisensors ist in einer mit Meßflüssigkeit gefüllten Kammer ein Drucksensor angeordnet. Die gefüllte Kammer ist über eine luftfrei gefüllte Schlauchleitung mit dem oberhalb des Schlickhorizontes angeordneten Reservoir und dem darin befindlichen belüfteten Vorratsbehälter verbunden. Der Sensor mißt den Druck der Flüssigkeitssäule, so daß sich über die bekannte Höhenlage des Reservoirs und die Dichte der Flüssigkeit jede Höhenlageveränderung des Kombisensors bestimmen läßt. Diese Meßwerte müssen mit den Daten des Luftdrucksensors korrigiert werden.

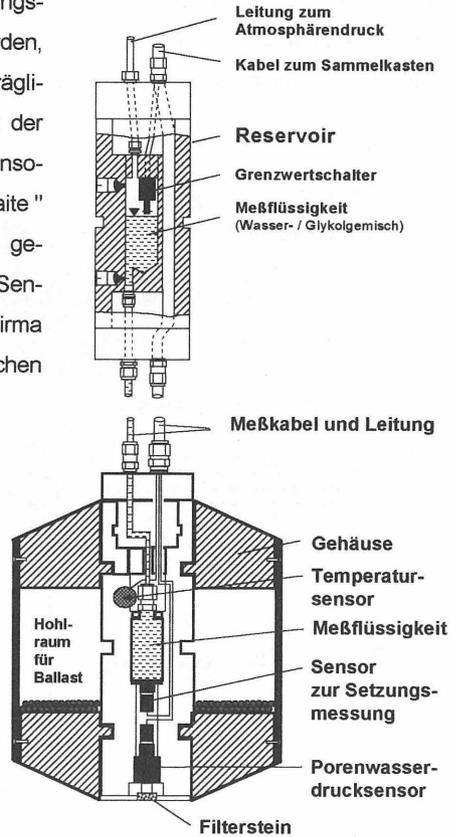


Abbildung 2: Kombisensor

Mit dieser Meßanordnung sind die Schlicksetzungen in einer Genauigkeit von ca. 2 cm zu erfassen. Die Meßflüssigkeit mit der Dichte  $1,065 \text{ g/cm}^3$  bei  $20^\circ\text{C}$  ist ein frostsicheres Wasser/Glykolegemisch.

### **3.1.3 Porenwasserdruckmessung**

Im Boden des Kombisensors sitzt hinter einem Filterstein der Drucksensor zum Messen der Porenwasserdrücke. Die Meßgenauigkeit liegt bei 2 cm Wassersäule ( $\sim 0,2 \text{ kN/m}^2$ ). Die Meßwerte werden über die getrennte Messung des Atmosphärendruckes mit einem Luftdrucksensor ebenfalls korrigiert.

Der Keramikfilterstein hat einen Lufteintrittswiderstand von größer 1 bar und gewährleistet, daß bei den vorherrschenden Wasserdrücken unter 1 bar keine Gasdiffusion erfolgt und nur der Wasserdruck gemessen wird.

### **3.1.4 Temperaturmessung**

In der Mitte des Kombisensors ist der Temperatursensor, Meßgenauigkeit ca.  $0,1^\circ\text{C}$ , eingebaut. Seine Messungen dienen grundsätzlich der Temperaturkompensation der Meßsensoren. Abweichungen in den Temperaturganglinien sollen eventuell vorhandene Erwärmungszonen im Schlick aufzeigen, die durch Umwandlung organischer Bestandteile entstehen.

### **3.1.5 Installation**

Damit der Kombisensor nach dem Einbau (Eindrücken mittels Gestänge) in den beinahe noch flüssigen Schlick weder auftreibt noch absinkt, wurde er mit einem Gehäuse umgeben. Durch kontrolliertes Einbringen von Bleikugeln in den geschaffenen Hohlraum wurde für den Kombisensor eine "Einbaudichte" erreicht, die der umgebenden Schlickdichte entspricht.

### **3.1.6 Sonstige Meßeinrichtungen**

Zusätzlich zu den sechs Kombisensoren sind noch drei Drucksensoren zur Erfassung der Wasserspiegelhöhe des Hafenbeckens (P2), der Porenwasserdrücke im Übergangsbereich vom Schlick zum Sand (P1) und der Wasserdrücke im Sand unter dem Schlickhorizont (R1) installiert worden. Des weiteren werden Luftdruck, Wasser- und Lufttemperatur und die Zeit erfaßt. Als ausreichende Abtastrate hat sich ein 30 Minutenabstand bewährt. Der nahegelegene Pegelbrunnen Nr. 7778 wurde zeitweise zur Kontrolle des tideabhängigen Grund-

wasserstandes im Sand mit herangezogen. Der mittlere Grundwasserstand lag zum Meßbeginn 1994 ca. 4 Meter unterhalb des Wasserspiegels im Hafenbecken. Ein nach unten gerichteter Druckgradient mit Strömungsdruck im Schlick ist stets vorhanden.

### **3.1.7 Meßwerterfassung**

Die Meßkabel und die Flüssigkeitsleitungen sind über das Reservoir zu einem Sammelkasten mit Meßstellenwandler geführt. In einem Datalogger werden die Meßdaten aller Sensoren kontinuierlich erfaßt, gespeichert und in regelmäßigen Abständen über Telefonmodem von der BAW abgerufen und in einer Auswerteroutine weiterverarbeitet.

## **3.2 Bodenuntersuchungen**

Durch halbjährliche Probenentnahmen und Feldflügelsondierungen wurden die Änderungen der bodenmechanischen Parameter infolge Konsolidation bestimmt. Die erste Beprobung fand im März 1994 kurz vor Installation der Meßanlage statt. Dazu wurden mit dem Beekersampler abschnittsweise etwa 1 m lange Kerne entnommen. Die Arbeitsweise des Beekersamplers, eine Art Kernlot, ist in [ARGE SCHLICKTECHNIK, 1992] beschrieben. Die gewonnenen Bodenkerne wurden anschließend im Labor klassifiziert. Parallel zu den Kernentnahmen wurden Feldflügelsondierungen zur Messung der undränierten Scherfestigkeit  $c_u$  im Tiefenabstand von 50 cm durchgeführt.

### **3.2.1 Bodenkennziffern**

Von den Bodenkernen wurden im Labor grundsätzlich die Kornverteilungen, Wassergehalte, Glühverluste und Korndichten bestimmt. Die Dichte konnte über die Kernentnahmen wegen Probestörungen nicht fehlerfrei gemessen werden und wurde daher über die Beziehungen Wassergehalt, Korndichte und 100% Wassersättigung, trotz der nicht vollständigen Sättigung des Materials durch die Gasbildung, annähernd berechnet. In der Abb. 3 sind die Kornverteilungsbänder für den Schlick und den unteren Sand dargestellt. Der Sandgehalt nimmt im Schlick nach unten hin stetig zu, so daß die Wassergehalte (Abb. 4) mit der Tiefe abnehmen und umgekehrt die Dichten (Abb. 5) mit der Tiefe größer werden. In diesen Abbildungen sind der Dichteverlauf und die Änderung des Wassergehaltes für unterschiedliche Beprobungszeiten aufgetragen. Veränderungen der Kennwerte durch den Konsolidationsverlauf sind wegen des relativ großen Streubereichs der Versuchsergebnisse nur tendentiell zu erkennen.

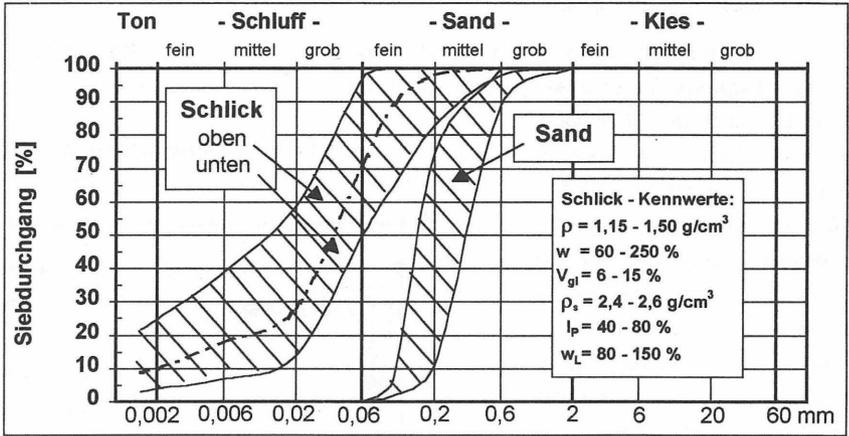


Abbildung 3: Kornverteilungskurven und Kennwerte

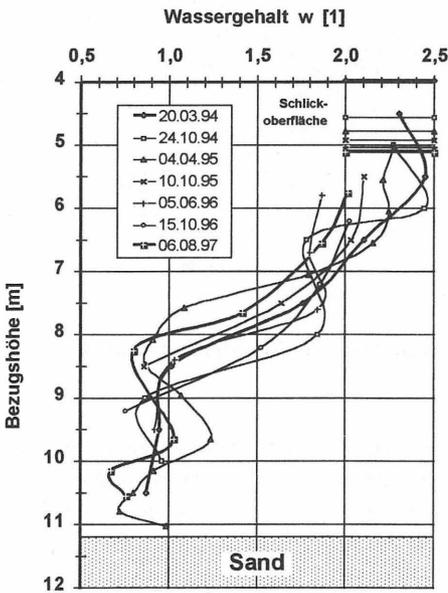


Abbildung 5: Wassergehalte

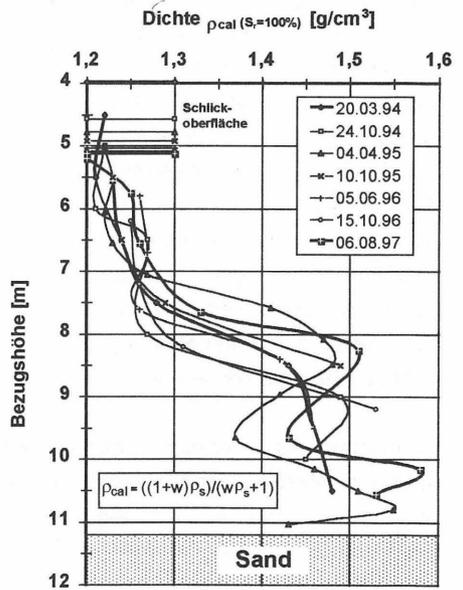


Abbildung 4: Dichten ( $S_r = 100\%$ )

### 3.2.2 Feldflügelsondierungen

Für die Bestimmung der undrÄnrierten Scherfestigkeit  $c_u$  wurde bei allen Beprobungen eine spezielle FlÜgelsonde eingesetzt. Das Drehmoment wird mit einem Meßaufnehmer unmittelbar über dem MeßflÜgel gemessen. Durch die Verwendung unterschiedlich großer MeßflÜgel zur Anpassung des Aufnehmermeßbereichs an die jeweilige Schlickfestigkeit liegt die erzielte Genauigkeit bei ca.  $0,1 \text{ kN/m}^2$ . Die Umdrehungsgeschwindigkeit des MeßflÜgels wurde mit  $U = 0,2 \text{ %/s}$  gewählt. Die Ergebnisse der FlÜgelsondierungen sind als Tiefenprofile der undrÄnrierten Scherfestigkeit  $c_u$  für alle Beprobungen auf Abb. 6 dargestellt. Die zeitlichen Veränderungen sind in den unteren Bereichen am deutlichsten. Die Festigkeitszunahme entspricht hier der Zunahme der wirksamen Konsolidationsspannung (Abb. 9) und ist nicht auf den höheren Sandanteil im unteren Schlickbereich zurückzuführen, was aus dem Verlauf der ersten Messung im März 1994 zu erkennen ist.

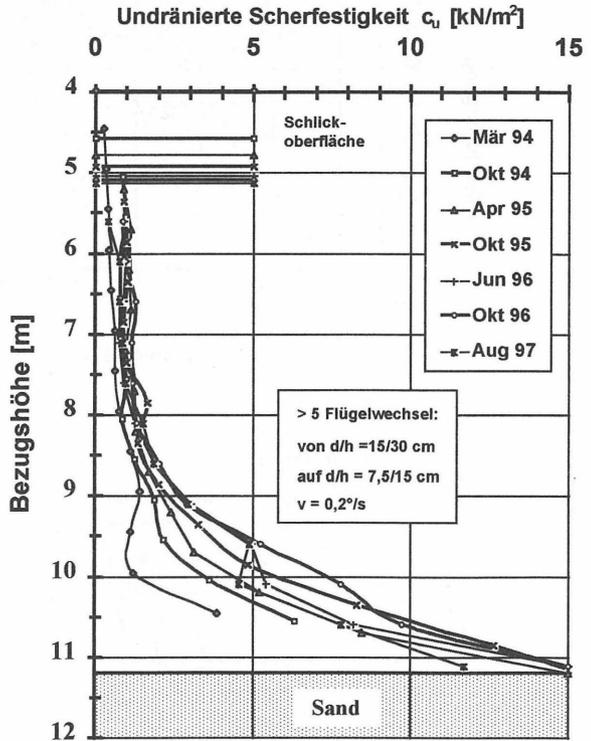


Abbildung 6: FlÜgelsondierungen

Die FeldflÜgelsonde mit einer hohen Meßgenauigkeit eignet sich in Feinschlammdeponien am besten zur Messung von Festigkeitsänderungen infolge Konsolidation, da diese Messungen weitestgehend materialunabhängig sind [KIEBUSCH, 1984]. Die Bestimmung der undrÄnrierten Scherfestigkeit  $c_u$  über eine Korrelation zum Wassergehalt setzt dagegen grundsätzlich homogene Böden voraus.

### 3.3 Auswertung der Setzungsmessungen

Die Setzungen im Schlick wurden mit den Kombisensoren in unterschiedlichen Einbautiefen erfaßt (Abb.1). Bei den Kombisensoren K1 und K3 traten Meßfehler auf, die bisher

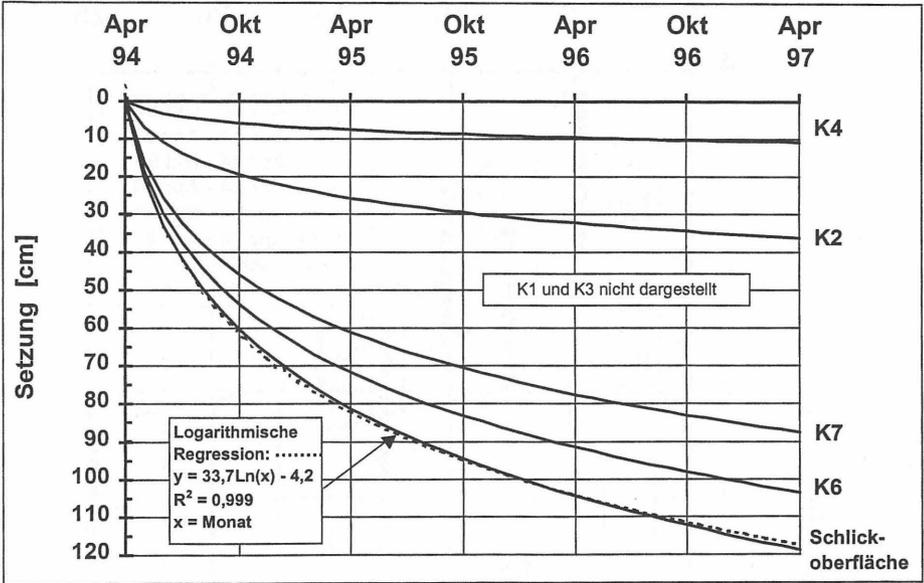


Abbildung 7: Zeitsetzungslinien

nicht zu lokalisieren sind. Daher wurden diese beiden Sensoren für die weitere Auswertung nicht berücksichtigt. Die Ergebnisse der anderen Kombisensoren zusammen mit den Setzungsmessungen der Schlickoberfläche reichen jedoch aus, um den zeitlichen Setzungsverlauf der Schlickeinlagerung zu beschreiben. Die Meßwerte wurden über eine potentielle Regression geglättet und daraus die Zeitsetzungslinien der Kombisensoren (Abb. 7) ermittelt. Eine einfache Hochrechnung für 25 Jahre zeigt, daß für diesen Zeitraum als Gesamtsetzung der Schlickeinlagerung ca. 190 cm zu erwarten sind. Zum jetzigen Zeitpunkt sind nach dieser Abschätzung ca.  $\frac{2}{3}$  der Gesamtsetzungen eingetreten.

Aus den Differenzen der Zeitsetzungslinien lassen sich die Zusammendrückungen  $\epsilon_v$  der einzelnen Schlickschichten zwischen den jeweiligen Sensoren errechnen. Die auf den

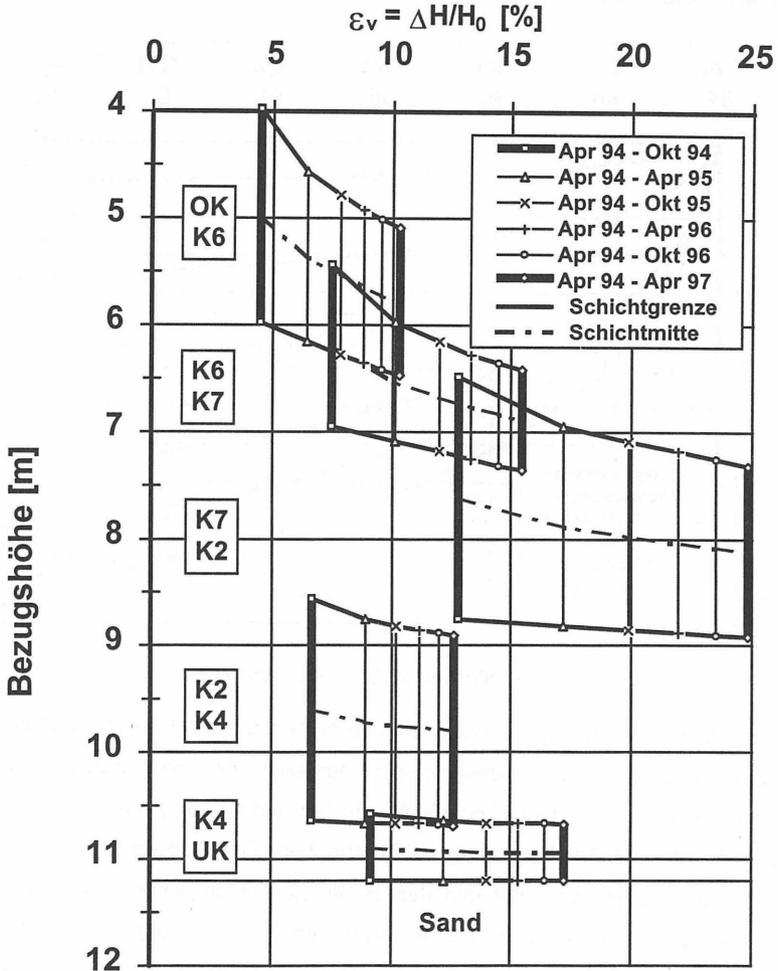


Abbildung 8: Zusammendrückung der Schlickschichten

Bezugszeitpunkt erreichte Zusammendrückung  $\Delta H$  ist auf die Anfangshöhe  $H_0$  (April 94) der Schlickschicht bezogen und in Abb. 8 dargestellt. Um diese Zusammendrückungen mit den Ergebnissen von Kompressionsversuchen zu vergleichen, müssen die wirksamen

Konsolidationsspannungen in situ zeitgleich bekannt sein. Das Zusammendrückungsverhalten der Schlickschichten wird, neben den wirksamen Konsolidationsspannungen, von den wechselnden Sandanteilen im Schlick (vergl. Abb. 3 bis 5) beeinflusst.

### 3.4 Auswertung der Porenwasserdruckmessungen

Zur Erfassung der Porenwasserdrücke im Schlick dienen die sechs Kombisensoren und der Drucksensor P1 im Übergang vom Schlick zum Sand (Abb. 1). Der vom hydrostatischen Wasserstand abweichende Grundwasserstand im Sand wurde mit dem Rammsensor R1 gemessen. Der jahreszeitlich wechselnde und mit den Setzungen absinkende Wasserspiegel im Hafenbecken wurde mit dem Drucksensor P2 erfaßt.

Alle Porenwasserdrucksensoren messen summarisch den hydrostatischen Wasserdrucks aus dem Wasserspiegel über dem Schlick, der im unteren Bereich auf den geringeren Druck im Grundwasser abfällt und den durch die Konsolidation entstehenden Porenwasserüberdruck  $\Delta u$ . Für die Berechnung der Wasserdrücke müssen die Höhenlageänderungen der Kombisensoren infolge der Setzungen bekannt sein; wegen ihrer Meßfehler wurden auch hier die Kombisensoren K1 und K3 nicht berücksichtigt.

In der Geotechnik werden Spannungsverläufe als Linien der totalen bzw. wirksamen Spannungen dargestellt. Zur Beurteilung des Konsolidationsverhaltens sind nur die wirksamen Spannungen maßgebend. In der Abb. 9 wurde daher die maximale Auflastspannung aus dem Eigengewicht des Schlicks unter Wasser  $\sigma_v = \gamma' \times h$  als Bezugsgerade zum hydrostatischen Wasserdruck (Nullpunktordinate) eingetragen. Zur besseren Übersicht wurden unter Berücksichtigung der Setzung der Schlickoberfläche dafür nur Geraden für drei Zeitpunkte dargestellt. Den Verlauf des Porenwasserüberdrucks  $\Delta u$  aus der Differenz zwischen gemessenem Porenwasserdruck und hydrostatischen Wasserdruck für ausgewählte Zeitpunkte kennzeichnen ebenfalls Differenzdrucklinien. Die zum betrachteten Zeitpunkt zu ermittelnde wirksame vertikale Konsolidationsspannung  $\sigma_v'$  kann damit bestimmt werden  $\sigma_v' = \sigma_v - \Delta u$ . Zusätzlich ist in dem Diagramm die Mitte der Schlickschicht K2 - K4 mit ihren Setzungsbeträgen, als Bezugshöhe für die zeitbezogene Bestimmung der mittleren wirksamen Spannung dieser Schicht, eingetragen.

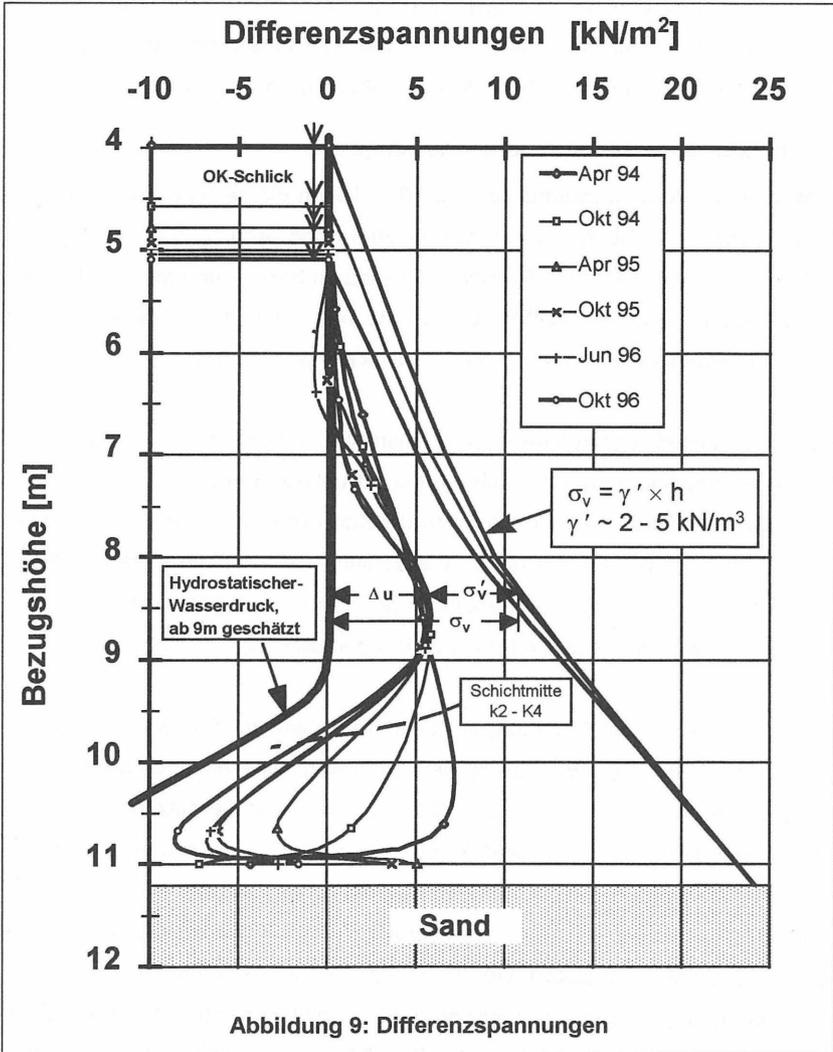


Abbildung 9: Differenzspannungen

### 3.5 Ermittlung der wirksamen Spannungen aus den Messungen

Aus den Differenzspannungslinien der Abb. 9 sind für Apr.94, Okt.94, Okt.95 und Okt.96 die wirksamen Konsolidationsspannungen  $\sigma'_v = \sigma_v - \Delta u$  ermittelt worden. Jeder Wert ist in

der Tabelle 1 zu finden. Der Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  ist die Differenz zwischen dem gemessenen Porenwasserdruck und dem hydrostatischen Wasserdruck.

Tiefe m	Apr. 94			Okt. 94			Okt. 95			Okt. 96		
	$\sigma_v$	$\Delta u$	$\sigma_v'$									
	OK Schlick 3,97 m			OK Schlick 4,57 m			OK Schlick 4,92 m			OK Schlick 5,09 m		
	kN/m <sup>2</sup>			kN/m <sup>2</sup>			kN/m <sup>2</sup>			kN/m <sup>2</sup>		
5,0	2,1	0,2	1,9	1,0	0,2	0,8	-	-	-	-	-	-
5,5	3,3	0,3	3,0	2,1	0,4	1,7	1,3	0	1,3	0,8	0,2	0,6
6,0	4,4	0,9	3,5	3,3	0,7	2,6	2,5	0	2,5	2,0	0,4	1,6
6,5	5,7	1,9	3,8	4,6	1,3	3,3	3,8	0	3,8	3,3	0,6	2,7
7,0	7,0	2,5	4,5	5,9	2,1	3,8	5,1	0,9	4,2	4,6	1,0	3,6
7,5	8,5	3,3	5,2	7,5	3,5	4,0	6,9	2,3	4,6	6,3	2,0	4,3
8,0	10,0	4,4	5,6	8,9	4,7	4,2	8,5	4,2	4,3	8,1	4,2	3,9
8,5	12,0	5,3	6,7	11,3	5,7	5,6	10,9	5,2	5,7	10,4	5,8	4,6
9,0	14,2	6,0	8,2	13,9	5,7	8,2	13,5	4,8	8,7	13,1	5,0	8,1
9,5	16,5	6,7	9,8	16,4	5,0	11,4	16,1	1,9	14,2	15,7	1,5	14,2
10,0	18,7	7,2	11,5	18,9	3,8	15,1	18,7	-2,0	20,7	18,6	-3,3	21,9
10,5	21,0	7,0	14,0	21,0	2,3	18,7	20,9	-5,5	26,4	20,9	-7,4	28,3
11,2	24,2	-	-	24,2	-	-	24,2	-	-	24,2	-	-
$\sigma_v' = \sigma_v - \Delta u$												

**Tabelle 1: Berechnung der wirksamen Spannung  $\sigma_v'$  aus den Meßwerten**

### 3.6 Berechnung des Verhältniswertes $\lambda_{cu}$ aus den Messungen

Der bekannte lineare Anstieg der undrÄnirten Scherfestigkeit  $c_u$  mit der Konsolidationsspannung  $\sigma_v'$  mÜßte sich auch aus den Messungen ergeben. Dazu wurde die aus den Spannungslinien der Abb. 9 ermittelte Konsolidationsspannung  $\sigma_v'$  zusammen mit der zeitgleich gemessenen undrÄnirten Scherfestigkeit  $c_u$  aus den Feldflügelsondierungen in die Tabelle 2 eingetragen und das Verhältnis dieser Spannungen  $_{cal}\lambda_{cu} = c_u / \sigma_v'$  gebildet. Die für alle Meßzeitpunkte berechneten Mittelwerte  $0,14 <_{cal}\lambda_{cu} < 0,37$  sind nicht konstant und liegen deutlich, vor allem für die Anfangsmessungen, unter dem zu erwartenden Wert  $0,4 < \lambda_{cu} < 0,5$  für dieses Material. Diese Differenzen und deren zeitliche Veränderung sind durch Meßfehler nicht zu erklären. Ein möglicher Porengasdruck  $u_g$  von zunächst unbekannter Größe der die wirksamen Spannungen über den gemessenen Porenwasserdruck  $u_w$  hinaus weiter vermindert und in den Porenwasserdruckmessungen nicht enthalten sein kann, würde diese Unterschiede erklären.

Dies läßt sich wie folgt begründen: Im Schlick findet durch die Umsetzung der organischen Stoffe eine Gasbildung statt, wie durch Messungen bestätigt ist [GRÖNGRÖFT u.a.,1997]. Daher wird die Ermittlung der wirksamen Spannungen aus den in situ Messungen auf den Einfluß eines Porengasdruckes erweitert und der Schlick als ungesättigter Boden behandelt.

Tiefe m	Apr. 94			Okt. 94			Okt. 95			Okt. 96		
	$c_u$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_v'$	$ca/\lambda_{cu}$ [1]									
6,0	0,42	3,5	0,12	0,81	2,6	0,31	1,01	2,5	0,40	0,91	1,6	0,57
6,5	0,48	3,8	0,13	0,80	3,3	0,24	0,99	3,8	0,26	1,25	2,7	0,46
7,0	0,64	4,5	0,14	0,77	3,8	0,20	0,88	4,2	0,21	1,19	3,6	0,33
7,5	0,64	5,2	0,12	0,97	4,0	0,24	1,15	4,6	0,25	1,19	4,3	0,28
8,0	0,79	5,6	0,14	0,83	4,2	0,20	1,61	4,3	0,37	1,25	3,9	0,32
8,5	1,17	6,7	0,17	1,19	5,6	0,21	1,48	5,7	0,26	1,90	4,6	0,41
9,0	1,41	8,2	0,17	1,81	8,2	0,22	2,30	8,7	0,26	2,61	8,1	0,32
9,5	1,13	9,8	0,12	2,10	11,4	0,18	3,65	14,2	0,26	4,72	14,2	0,33
10,0	1,40	11,5	0,12	3,40	15,1	0,23	5,75	20,7	0,28	7,35	21,9	0,34
10,5	4,25	14,0	*0,30	6,00	18,7	*0,32	9,50	26,4	*0,36	9,15	28,3	*0,32
	Mittelwert :	0,14	Mittelwert:	0,23	Mittelwert:	0,28	Mittelwert:	0,37	Mittelwert:	0,37	Mittelwert:	0,37

\* im Mittelwert nicht berücksichtigt

**Tabelle 2: Berechnung von  $ca/\lambda_{cu} = c_u / \sigma_v'$  aus den in situ Messungen**

In einem ungesättigten Boden kann der Porengasdruck  $u_g$  durch die Kapillarspannungen im Porenraum um ein vielfaches größer sein als der Porenwasserdruck  $u_w$ . Bei nachlassender Gasentwicklung, dem Entweichen von Gasblasen nach oben und durch die Lösung von Gas im Porenwasser kann der Gasdruck mit der Zeit abnehmen und sich dem Porenwasserdruck angleichen. Nach vollständiger Lösung der Gase im Porenwasser entsteht wieder ein gesättigter Boden.

In gleicher zeitlicher Abfolge steigt die zunächst durch den Gasdruck verminderte wirksame Spannung an. Für den gesättigten Boden kann dann wieder die Formel  $\sigma_v' = \sigma_v - u_w$  zur Berechnung der wirksamen Spannungen angewendet werden.

#### 4 Indirekte Bestimmung der wirksamen Spannungen

Die Anwendung der indirekten Methode auf die Bestimmung der wirksamen Spannungen erfordert, daß der Verhältniswert  $\lambda_{cu} = c_u / \sigma_v'$  im Labor bestimmt wird. Erst dann kann aus der in situ mit der Flügelsonde gemessenen undrännierten Scherfestigkeit  $c_u$  die wirksame Spannung  ${}_{cal} \sigma_v' = c_u / \lambda_{cu}$  zurückgerechnet werden. Um den Einfluß unterschiedlicher Schergeschwindigkeiten auf die Ergebnisse der undrännierten Scherfestigkeit  $c_u$  zu minimieren, sind Versuchsverfahren mit vergleichbaren Abscherzeiten bis zum Erreichen des Maximalwertes anzuwenden [SCHERZINGER, 1991]. Vergleichbar sind die Ergebnisse der Feldflügelsonde mit den Werten der Laborflügelsonde und den Ergebnissen von U- und UU-Versuchen.

##### 4.1 Bestimmung des Verhältniswertes $\lambda_{cu}$ durch Laborversuche

Zur Bestimmung der undrännierten Scherfestigkeit im Labor muß das Versuchsmaterial homogenisiert und gesättigt in Kompressionsgeräte eingebaut und eindimensional vorkonsolidiert werden. Wegen der unterschiedlichen Sandanteile in der Deponie Rode-wischhafen wurden Versuchsmaterialien mit Sandanteilen von ca. 20% und ca. 40% untersucht. Während der Versuchszeit darf in den Proben keine Gasentwicklung stattfinden, was wegen der relativ kurzen Untersuchungszeiten bei den hier beschriebenen Versuchen auch nicht festgestellt wurde. Die Entstehung von Gas während der Laborversuche kann durch Deaktivierung des Versuchsmaterials durch Autoklavieren (Erhitzen unter Druck) verhindert werden [KUSSMAUL, M. 1998].

Um ausreichend große Probekörper zu erzeugen, wurden spezielle Kompressionsgeräte mit 20 cm Durchmesser und 15 cm Probeneinbauhöhe verwendet. Die Konsolidationsspannung wurde über eine statische Belastungseinrichtung konstant gehalten. Zur Entwässerung sind oben und unten Filtersteine eingebaut. Die Kopfplatte ist mit einem Führungsstempel starr verbunden, der von einem Linearkugellager im oberen Deckel geführt wird. Verkantungen und unkontrollierte Wandreibungen wurden dadurch verhindert. Die Probeneinbauhöhe wurde so gewählt, daß nach Abschluß der jeweiligen Konsolidationsstufen für die Untersuchungen mit der Laborflügelsonde eine Probenhöhe von mindestens 8 cm zur Verfügung stand. Die Konsolidationszeit wurde über Zeitsetzungen kontrolliert,

um mit Sicherheit die Primärkonsolidation zu überschreiten. Nach Beendigung der Konsolidation wurde auf Null entlastet, die Kopfplatte entfernt und die Flügelsondierungen unmittelbar im Kompressionsgerät durchgeführt. Für jede Konsolidationsstufe mit nachfolgender Flügelsondierung wurde neues Material eingebaut. Es wurden 3 Versuche mit Konsolidationsspannungen von 4, 16, 31 kN/m<sup>2</sup> (20% Sand, I<sub>p</sub> = 71%) und 1 Versuch mit 100 kN/m<sup>2</sup> (35% Sand, I<sub>p</sub> = 63%) für die Scherfestigkeitsprüfung vorbereitet.

Für die Bestimmung der undränierten Scherfestigkeit  $c_u$  wurde das Kompressionsgerät mit dem vorkonsolidierten Material unter eine handelsübliche Laborflügelsonde mit elektri-

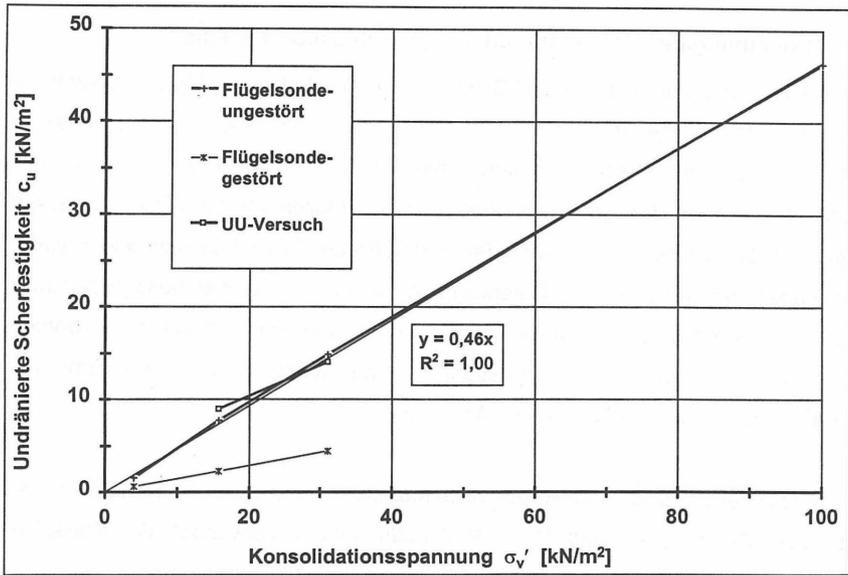


Abbildung 10: Ermittlung von  $\lambda_{cu}$  im Labor

schem Antrieb und elektronischem Meßaufnehmer gestellt und 3 bis 4 Einzelversuche durchgeführt. Wie bei den Feldflügelsondierungen konnten auch hier durch den Einsatz unterschiedlicher Flügelgrößen ( $D/H=3/6$  cm und  $1,4/2,8$  cm) eine Meßgenauigkeit von ca. 1% des Meßwertes eingehalten werden ( $c_u \pm 0,1$  kN/m<sup>2</sup>). Die Abschergeschwindigkeit wurde für die ungestörte  $c_u$  und gestörte  $c_{ur}$  Scherfestigkeitsbestimmung nach

DIN 4096 mit  $U = 0,2 \text{ %/s}$  gewählt. Zur Störung wurde der Flügel fünfmal mit  $U = 10 \text{ %/s}$  gedreht. Die Sensitivität  $S_t = c_u / c_{ur}$  beträgt  $2,4 < S_t < 3,4$ . In der Abbildung 10 sind die Mittelwerte der Einzelversuchsergebnisse in Abhängigkeit von der Konsolidationsspannung  $\sigma'_v$  dargestellt. Über eine lineare Regression (durch Null) ist  $\lambda_{cu} = c_u / \sigma'_v = 0,46$ . Die unterschiedlichen Sandanteile zeigten keinen Einfluß.

Zur weiteren Absicherung der Versuchsergebnisse wurden aus dem vorkonsolidierten Material zwei Triaxialproben ausgeschnitten und als UU-Versuch abgeschert. Die Ergebnisse, die nicht in die Regression mit einbezogen wurden, liegen dicht an der Ausgleichsgeraden (Abb. 10) und bestätigen die Laborflügeluntersuchungen.

#### 4.2 Berechnung der wirksamen Spannungen (Indirekte Methode)

Auf der Grundlage des im Labor bestimmten Verhältniswertes  $\lambda_{cu}$  und den  $c_u$ -Werten der Feldflügelsondierungen im Rodewischhafen können die wirksamen Vertikalspannungen  ${}_{cal}\sigma'_v = c_u / \lambda_{cu}$  berechnet werden. In der Tabelle 3 ist neben  ${}_{cal}\sigma'_v$  auch die wirksame Spannung  $\sigma'_v = \sigma_v - u_w$  aus den in situ Messungen im Rodewischhafen eingetragen. Im betrachteten Meßzeitraum von Apr.94 bis Okt.96 ist  $\sigma'_v$  sehr viel größer als  ${}_{cal}\sigma'_v$  und wird damit überbewertet.

Tiefe m	Apr. 94					Okt. 94				Okt. 95				Okt. 96			
	$c_u$	${}_{cal}\sigma'_v$	$\sigma'_v$	$u_g - u_w$		$c_u$	${}_{cal}\sigma'_v$	$\sigma'_v$	$u_g - u_w$	$c_u$	${}_{cal}\sigma'_v$	$\sigma'_v$	$u_g - u_w$	$c_u$	${}_{cal}\sigma'_v$	$\sigma'_v$	$u_g - u_w$
	kN/m <sup>2</sup>					kN/m <sup>2</sup>				kN/m <sup>2</sup>				kN/m <sup>2</sup>			
6,0	0,42	0,9	3,5	2,6		0,81	1,8	2,6	0,8	1,01	2,2	2,5	0,3	0,91	2,0	1,6	-0,4
6,5	0,48	1,0	3,8	2,8		0,80	1,7	3,3	1,6	0,99	2,2	3,8	1,6	1,25	2,7	2,7	0
7,0	0,64	1,4	4,5	3,1		0,77	1,7	3,8	2,1	0,88	1,9	4,2	2,3	1,19	2,6	3,6	1,0
7,5	0,64	1,4	5,2	3,8		0,97	2,1	4,0	1,9	1,15	2,5	4,6	2,1	1,19	2,6	4,3	1,7
8,0	0,79	1,7	5,6	3,9		0,83	1,8	4,2	2,4	1,61	3,5	4,3	0,8	1,25	2,7	3,9	1,2
8,5	1,17	2,5	6,7	4,2		1,19	2,6	5,6	3,0	1,48	3,2	5,7	2,5	1,90	4,1	4,6	0,5
9,0	1,41	3,1	8,2	5,1		1,81	3,9	8,2	4,3	2,30	5,0	8,7	3,7	2,61	5,7	8,1	2,4
9,5	1,13	2,5	9,8	7,3		2,10	4,6	11,4	6,8	3,65	7,9	14,2	6,3	4,72	10,3	14,2	3,9
10,0	1,40	3,0	11,5	8,5		3,40	7,4	15,1	7,7	5,75	12,5	20,7	8,2	7,35	16,0	21,9	5,9
10,5	4,25	9,2	14,0	4,8		6,00	13,0	18,7	5,7	9,50	20,7	26,4	5,7	9,15	19,9	28,3	8,4

${}_{cal}\sigma'_v = c_u / \lambda_{cu}$  ( $\lambda_{cu} = 0,46$ ) Porendifferenzdruck  $u_g - u_w = \sigma'_v - {}_{cal}\sigma'_v$

Tabelle 3: Ergebnisse der indirekten Spannungsberechnung

Infolge des Gasdruckeinflusses ( Porendifferenzdruck  $u_g - u_w = \sigma_v' - {}_{cal}\sigma_v'$  ) scheint es daher gerechtfertigt die berechnete wirksame Spannung  ${}_{cal}\sigma_v'$  als die tatsächlich wirkende in situ Spannung anzusetzen die das Konsolidationsverhalten bestimmt und für Setzungsberechnungen maßgebend ist.

Wegen der komplizierten und bisher ungeklärten Verketungen zwischen Poren gasdruck  $u_g$  und dem Porenwasserdruck  $u_w$  darf der Poren gasdruck  $u_g$  nicht aus der Differenz  $u_g - u_w$  abgeleitet werden [WHEELER, 1989].

Die Werte der Tabelle 3 resultierend aus der wirksamen Vertikalspannungen  $\sigma_v'$  aus den in situ Messungen im Rodewischhafen und aus den indirekt berechneten wirksamen Vertikalspannungen  ${}_{cal}\sigma_v'$  sind in der Abbildung 11 als Differenzwerte  $\sigma_v' - {}_{cal}\sigma_v'$  tiefengerecht und für verschiedene Meßzeitpunkte vergleichend dargestellt.

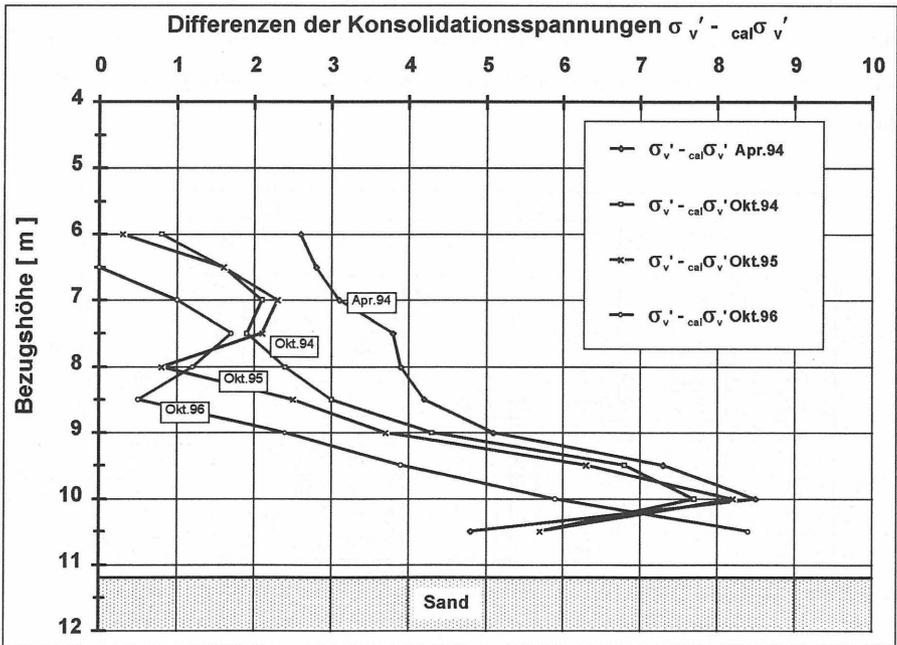


Abbildung 11: Differenzen zwischen direkt und indirekt ermittelten Spannungen

Eine Bewertung zeigt, daß der angenommene Gasdruck im oberen Bereich deutlich stärker als im unteren Bereich abnimmt. Da aus geotechnischer Sicht nur die Größe der wirksamen Spannungen interessiert und eine Gasdruckentwicklung vielfältigen Ursachen unterliegt (organische Anteile, Temperatur, Druck u.a.) wird hier nicht weiter darauf eingegangen. Sicher ist jedoch, daß die gasbildenden Umsetzungsprozesse im Schlick über sehr lange Zeiträume ablaufen, so daß zukünftige Messungen möglicherweise weitere Erkenntnisse liefern.

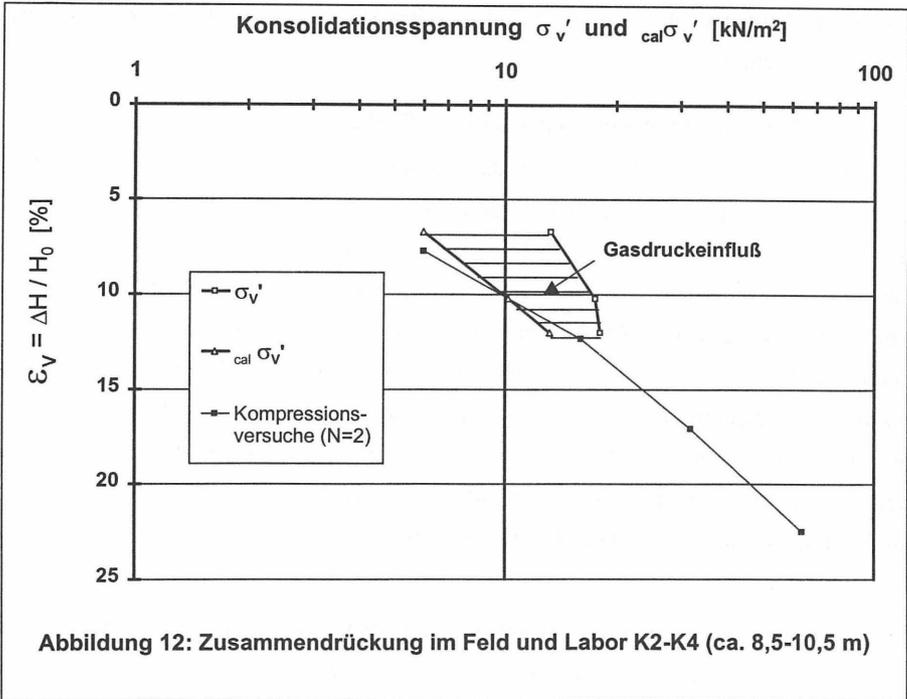
### **5 Vergleich des Konsolidationsverhaltens im Feld und Labor**

Zur Vorhersage des Konsolidationsverhaltens einer Feinschlammdeponie sind im Labor Kompressionsversuche durchzuführen. Für das Projekt Rodewischhafen liegen Ergebnisse von Kompressionsversuchen für 9 Tiefenbereiche (Kernentnahmen) vor, die unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Zusammensetzung des Schlickmaterials angesetzt wurden. Für die Deponie Rodewischhafen mußten sehr niedrige Spannungsbereiche (vergl. Abb. 9) berücksichtigt werden. Für diese Untersuchungen sind Kompressionsgeräte mit 7 cm Durchmesser und 1,4 cm Einbauhöhe eingesetzt worden. Der einzige Unterschied zum Routineversuch war, daß die Kopfplatte nach dem Einbau des breiigen Materials zur Vermeidung von Verkantungen mechanisch geführt wurde. Das Zeitsetzungsverhalten wurde bei jeder Laststufe gemessen.

An zwei ausgewählten Proben mit geringem und hohem Sandanteil wurden zusätzlich für jede Laststufe der Durchlässigkeitswert  $k_v$  mit fallender Druckhöhe nach DIN 18130, Teil 1 ermittelt. Für aufbereitetes und gesättigtes Probenmaterial ist dieses Versuchsverfahren sehr genau, da keine Randdichtungsprobleme auftreten. Die Abhängigkeit des  $k_v$ -Wertes von der Konsolidationsspannung ist damit bekannt.

Die Ergebnisse der Setzungsmessungen im Rodewischhafen sind in der Abb. 8 als prozentuale Zusammendrückung einzelner Schichten dargestellt. Für einen Vergleich mit den im Kompressionsversuch gemessenen spannungsabhängigen Zusammendrückungen müssen die wirksamen Spannungen im Feld bekannt sein.

Ein Vergleich ist nur dann sinnvoll, wenn die Spannungsdifferenzen ausreichend groß sind. Nur der Bereich der Setzungssensoren K2 - K4 in der Tiefe von 8,5 - 10,5 m (Anfangslage) mit den größten Änderungen in den wirksamen Spannungen ist dafür geeignet.



Die prozentualen Zusammendrückungen aus den Ergebnissen von 2 Kompressionsversuchen (Mittelwerte) im Labor und den Feldmessungen sind in dem Diagramm der Abbildung 12 spannungsbezogen eingetragen. Für die gemessenen Zusammendrückungen im Feld wurden die Linien für die direkt gemessenen  $\sigma_v'$  und die indirekt errechneten  $cal\sigma_v'$  wirksamen Spannungen dargestellt. Der bisher nicht deutbare Verlauf von  $\sigma_v'$  aus den Feldmessungen paßt unter Berücksichtigung des Gasdrucks durch die indirekt berechnete wirksame Spannung  $cal\sigma_v'$  sehr gut in die Linie des Laborversuchs.

## 6 Zusammenfassung

Die Auswertungen der Messungen im Rodewischhafen-Hamburg führen zu dem Ergebnis, daß in Deponien mit gasbildenden Materialien (Schlick)

- nur auf der Grundlage von Porenwasserdruckmessungen *keine* zutreffenden wirksamen Konsolidationsspannungen zu ermitteln sind.
- zur Ermittlung der tatsächlich in situ wirksamen Konsolidationsspannungen zusätzlich aufwendige und schwierige Gasdruckmessungen erforderlich wären.
- die Methode der indirekten Bestimmung wirksamer Konsolidationsspannungen auch für den im Rodewischhafen durch Gasbildung ungesättigten Schlick eine hinreichend genaue Alternative darstellt.

Mit der indirekten Methode zur Bestimmung der wirksamen Spannungen in gesättigten und ungesättigten Böden wird eine praxisnahe und gerätetechnisch realisierbare Lösung aufgezeigt, um geotechnische Fragestellungen zu Feinschlammdeponien - beispielsweise das Konsolidationsverhalten - zu beurteilen.

## 7 Literatur

ARGE SCHLICKTECHNIK [1992]: "Ökologische Auswirkungen bei der Verbringung Schadstoff belasteten Baggergutes aus der Mittelweser in aufgelassene Kiesgruben"

Hrgb.: Arge Schlicktechnik, Hamburg

BERTSCH, W., KNÖPP, H. [1990]: "Über die Unterbringung von Baggergut in Kiesgruben als -Unterwasserdeponie-", Z. dt. geol. Ges., 141, S.393-398

GRÖNGRÖFT, KUSSMAUL, MIEHLICH [1997]: "Ökologische Folgewirkungen der Hafenbeckenverfüllung mit Schlick", HANSA, 134. Jahrgang, Nr.12, S.58-62

KIEKBUSCH, M. [1984]: "Laborversuche zur Simulation der Schlickentwässerung im Spülfeld", Fachseminar Baggergut, FHH, Strom- und Hafenbau

KUSSMAUL, M., GRÖNGRÖFT, A., KOTHE, H. [1997]: Emissions of porewater compounds and gases from the subaquatic sediment disposal site -Rodewischhafen- Hamburg harbour", Proceedings of the International Conference on Contaminated Sediments, ICCS-Rotterdam 7-11.9.1997, Vol. II, S.889-896

KUSSMAUL, M. [1998]: Persönliche Kontakte

SCHERZINGER, T. [1991]: "Materialverhalten von Seetonen -Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Baugrund", Heft 122 des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe

SCHULTZE, E. UND MUHS, H. [1967]: "Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten", Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/New York

SCHWIEGER, F. AND KIEKBUSCH, M. [1997]: "Monitoring of settlement behaviour in a subaqueous depot of dredged material", Proceedings of the International Conference on Contaminated Sediments, ICCS-Rotterdam 7-11.9.1997, Vol. II, S.963-972

SCHWIEGER, F. AND SCHUPPENER, B. [1993]: "Consolidation of fine-grained dredged material in an open-water disposal site", CATS II Congress, Antwerpen, Belgien.

WHEELER, S. J. UND SHAM, W. K. AND THOMAS, S. D. [1989]: "Gas pressure in unsaturated offshore soils", Canadian Geotechn. J. 27, Nr. 1, 79-89

Anschrift des Verfassers:

Manfred Kiekbusch, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste,  
Wedeler Landstraße 157, D-22559 Hamburg,

e-mail: kiekbusch@hamburg.baw.de, Telefon: 040-81908-315, Fax: 040-81908373

## **Abdeckung einer Bohrschlammdeponie**

Ulrich Sehrbrock  
Franz-Josef Götte

### **1. Vorstellung des Projektes**

#### **1.1 Allgemeines**

Bei der Abteufung von Erkundungs- und Förderbohrungen anfallende Bohrschlämme werden von den Erdöl- und Ergasproduzenten zur Zwischenlagerung oder endgültigen Beseitigung in der Regel in Schlammgruben verkippt. Die in diesem Beitrag im weiteren behandelte beckenförmige Schlammdeponie wurde durch Aufschieben von luftseitig ca. 3,5 m hohen Erddämmen gebildet und hat eine Größe von ca. 80 x 100 m. Die Basis und die deponieseitigen Randböschungen sind durchgehend mit einer Kunststoffdichtungsbahn gegen den Untergrund abgedichtet. Bei Vollerfüllung betrug die mittlere Schlammächtigkeit ca. 4,0 m.

Aufgrund der flüssigkeitsdichten Basisabdichtung konnte das mit dem Schlamm eingebrachte Wasser und der auf der Fläche niedergehende Regen nicht versickern. Auf der Oberfläche sammelte sich daher zwangsläufig Überstandswasser, daß von Zeit zu Zeit von der Oberfläche abgepumpt wurde. Weil so häufig weite Teile der Schlammoberfläche mit Wasser bedeckt waren, standen große Bereiche des eingelagerten Bohrschlammes in flüssiger bis breiiger Konsistenz an.

Nach Beendigung des Einlagerungsbetriebes wurde untersucht, ob der Bohrschlamm auf eine Boden- oder Siedlungsabfalldeponie verbracht werden konnte. Diese Entsorgungsmöglichkeit mußte jedoch verworfen werden, da der Schlamm aufgrund des hohen Wassergehaltes bei weitem nicht die Festigkeit aufwies, welche für eine Ablagerung auf einer Deponie erforderlich war. Aus diesem Grund wurde entschieden, den Bohrschlamm an Ort und Stelle zu belassen und das Becken durch einen geeigneten Aufbau dauerhaft abzudecken und die betroffene Fläche so zu rekultivieren.

#### **1.2 Beschreibung des Bohrschlammes**

Umfassende bodenmechanische Untersuchungen des Bohrschlammes wurden im Vorfeld der Baumaßnahme nicht durchgeführt, da ein Begehen der Fläche zur Entnahme repräsentativer, über die Tiefe gestaffelter Proben ohne aufwendige Maßnahmen nicht

möglich war. Die Bestimmung der Korngrößenverteilung an mehreren, vom Rand her willkürlich entnommenen Proben weisen den Bohrschlamm nach der Korngrößenverteilung als tonigen, feinsandigen Schluff aus ( $T, f_s$  nach DIN 4022). Nach DIN 18 196 sind die untersuchten Proben als TM anzusprechen. Die Wassergehalte wurden zwischen  $w = 30\%$  und  $w = 67\%$  ermittelt, stellen jedoch eine zufällige Momentaufnahme dar. Der Schlämmerkornanteil ( $d < 0,06\text{ mm}$ ) lag zwischen 60 - 85 %.

Zum überwiegenden Teil des Jahres zeigte der oberflächennahe Schlamm eine flüssige bis breiige Konsistenz. Die an zwei der oben zitierten Proben ermittelte Scherfestigkeit  $c_u$  unter einer Belastung von  $8\text{ kN/m}^2$  (entspricht, da unter Auftrieb, ca. 1 m unter GOK) lag bei  $c_u \approx 8\text{ kN/m}^2$ , bzw.  $c_u \approx 13\text{ kN/m}^2$ .

### 1.3 Aufgabenstellung

Die für die Schlammdeponie zu planende Abdeckung hatte die vordringliche Aufgabe, dauerhaft den Zutritt von Niederschlagswasser zu verhindern. Der Aufbau sollte zudem so ausgelegt sein, daß sich selbständig ein Bewuchs ansiedeln konnte und sich mit möglichst wenig Pflege auf dem Standort halten kann. Eine spätere wirtschaftliche Nutzung der Fläche war nicht vorgesehen, so daß keine diesbezüglichen Aspekte zu berücksichtigen waren. Aus Gründen des Landschafts- und Naturschutzes war der entstehende Baukörper in seiner äußeren Form soweit wie möglich den natürlichen örtlichen Gegebenheiten anzugleichen. Im Interesse des Bauherrn sollte das Abdichtungssystem bei allen Anforderungen natürlich so kostengünstig wie möglich werden.

Die Besonderheit des Baugrundes stellte an das zu planende System einige weitere Anforderungen:

- ⇒ Durch die Belastung, die ein Abdeckungssystem darstellt, würden sich Setzungen einstellen, die von dem aufgebracht System schadlos aufgenommen werden müssen.
- ⇒ Eine Belastung des wassergesättigten Schlammes erzeugt Porenwasser(über)drücke, welche die Standsicherheit beeinflussen. Es war daher darauf zu achten, daß das Abdeckungssystem sowohl im Endzustand, besonders jedoch auch in allen Bauphasen, eine ausreichende Standsicherheit aufwies. In die Betrachtungen war nicht nur der eigentliche Schlammkörper einzubeziehen, sondern auch die das

Becken umgrenzenden Randdämme, die lufseitig Böschungsneigungen von etwa 1 : 1 aufwiesen.

- ⇒ Eine Konsolidierung des belasteten Schlammes war nur durch einen Porenwasseraustritt an der Oberfläche möglich, da das Becken ansonsten vollständig mit einer Kunststoffdichtungsbahn ausgekleidet ist. Um den Wasseraustritt zu ermöglichen, war auf der Schlammoberfläche eine entsprechend durchlässige Schicht anzuordnen, in die das durch die Belastung ausgepreßte Wasser ausweichen konnte.
- ⇒ Durch die Wahl eines geeigneten Aufbaus, war zu gewährleisten, daß zu jeder Zeit der Arbeits- und Gesundheitsschutz der bauausführenden Personen sichergestellt werden konnte.

## **2. Entwicklung des Abdeckungssystems**

### **2.1 Diskutierte Lösungsvarianten**

Im Planungsstadium wurden verschiedene Lösungsvarianten diskutiert, wobei sich als Hauptproblem immer wieder die wenig kalkulierbare, in jedem Fall aber sehr geringe Standfestigkeit des Bohrschlammes herauskristallisierte.

Zur Verfestigung wurde daher, als eine Variante, die Zugabe von Bindemitteln vorgeschlagen, wobei allerdings die Frage, wie das Ausbringen auf der Oberfläche und das Einarbeiten in den Bohrschlamm wirtschaftlich vertretbar zu bewerkstelligen wäre, nicht befriedigend beantwortet werden konnte.

Das ebenfalls vorgetragene Konzept, den Schlamm zur Erhöhung der Festigkeit über eingestochene Vertikaldräns zu entwässern, wurde ebenfalls bereits im Ansatz verworfen, da erst durch aufwendige Hilfsmaßnahmen eine ausreichend tragfähige Arbeitsebene hätte hergestellt werden müssen.

Als dritte Variante wurde der Aufbau einer mehrschichtigen Tragschicht aus Geogittern und Kies vorgelegt. Als unterste Lage war dabei ein Geogitter vorgesehen, auf dem Kies in einer Dicke von 40 cm eingebaut werden sollte. Darauf folgte eine zweite aus Geogittern gebildete Bewehrungslage, die wiederum von einer 40 cm dicken Tragschicht aus Kies überschüttet werden sollte. Den oberen Abschluß bildete wiederum eine Lage Geogitter. Für diesen Aufbau wurden Standsicherheitsberechnungen (Geländebruch nach DIN 4084) auch für mögliche Bauzustände durchgeführt, die zeigten, daß die rechnerische Sicherheit bei Einsatz dieser geotextilbewehrten Tragschicht nachgewiesen

werden kann. Wirtschaftliche Abwägungen führten dazu, daß diese Variante, die mehrere Geogitterlagen und ein 80 cm dickes Kiespaket erforderlich gemacht hätte, nicht weiter verfolgt wurde.

## 2.2 Ausgeführte Lösung

Bei dem zur Ausführung gelangten Entwurf wurde versucht, zu allererst einen leichten, tragfähigen Unterbau zu schaffen, der mit einfachen Mitteln auf der Schlammoberfläche installiert werden konnte. Als erste Maßnahme war dazu eine Schicht einzubauen, die ein sicheres Betreten der Fläche überhaupt erst zuließ.

Zu diesem Zweck wurde eine geotextile Kombilage, bestehend aus einem miteinander verbundenem Vlies und Geogitter unmittelbar auf der Schlammoberfläche verlegt. Wie entsprechende Berechnungen ergaben, war eine Zugfestigkeit von ca. 5 kN/m erforderlich, um ein Einschieben der weiteren Überschüttung sicher zu ermöglichen. Damit die Geogitterlage durch diese Belastung nicht verzerrt werden konnte, wurde ein Produkt mit einer maximalen Zugfestigkeit von 15 kN/m (längs und quer) ausgeschrieben. Wegen der günstigeren lastverteilenden Wirkung wurden knotensteife Geogitter gewählt.

Als Vlies wurde ein Produkt der Robustheitsklasse GRK3 gemäß FSGV Merkblatt gefordert (Stempeldurchdruckkraft  $\geq 1,5$  kN, Masse  $\geq 150$  g/m<sup>2</sup>), um eine Überbrückung der Maschenweiten des Geogitters auch unter Last sicherzustellen. Um einerseits den Schlamm zurückhalten zu können, andererseits die Entwässerung aber nicht zu behindern, war eine wirksame Öffnungsweite  $O_{90,W} \leq 0,1$  mm erforderlich. Vlies und Geogitter waren als Kombilage miteinander verbunden, so daß die Verlegung in einem Arbeitsgang möglich war.

Als leichte, zur Aufnahme des Presswassers hohlraumreiche und gleichzeitig lastverteilende Schicht wurden auf der Kombilage Reisig-Faschinen verlegt. Die Bunde hatten einen Durchmesser von ca. 20 cm und wurden von Hand in zwei Lagen kreuzweise ausgelegt. Die Faschinenlage war von dem Betreiber der Schlammgrube empfohlen worden, der damit als lastverteilende Elemente bei der Abdeckung kleinerer Gruben gute Erfahrungen gemacht hatte.

Auf den Einbau von Vertikaldräns wurde verzichtet, da damit lediglich der zeitliche Konsolidierungsverlauf hätte abgekürzt werden können. Der sich letztlich einstellende Setzungsbetrag kann mit derartigen Maßnahmen jedoch nicht beeinflusst werden.

Auf der doppelten Faschinenlage war nun das Einschieben von Sand mit Erdbaugeräten möglich. Damit der Sand nicht in die Hohlräume der Faschinen eindringen und die Wasserwegsamkeit behindern konnte, wurde zwischen Faschinen und Sand eine geotextile Trennlage angeordnet. Da sich mit den Faschinen nur eine vergleichsweise unebene Oberfläche herstellen läßt, die zudem bei Belastung noch stark verformt wird, wurde als Trennlage ein gegen mechanische Beanspruchungen robuster Verbundstoff (Vlies + Gewebe) ausgeschrieben. Vlies und Gewebe mußten mindestens den Anforderungen der Robustheitsklasse GRK4 gemäß FSGV Merkblatt genügen (Vlies: Stempeldurchdrückkraft  $\geq 2,5$  kN, Masse  $\geq 250$  g/m<sup>2</sup>; Gewebe: Höchstzugkraft  $\geq 45$  kN/m, Masse  $\geq 220$  g/m<sup>2</sup>).

Mit dem Sand wurde eine Geometrie profiliert, auf der eine Bentonitmatte als Dichtung verlegt werden konnte. Es war Sand der Gruppe SE nach DIN 18 196 zu liefern, da ein solcher Boden bereits nur durch den Fahrbetrieb beim Einbau soweit verdichtet wird, daß aus dieser Schicht später keine nennenswerten Setzungsbeträge zu erwarten sind. Die Profilierung des Planums für die Dichtung berücksichtigte mit einer entsprechenden Überhöhung (1 m) die infolge der Konsolidierung des Schlammes zu erwartenden Setzungsdifferenzen.

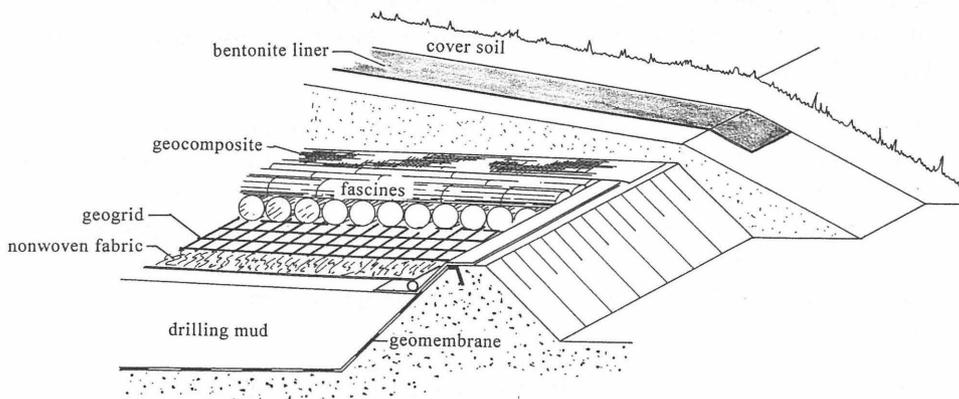
Bei der Wahl der Dichtung fiel die Entscheidung zugunsten einer Bentonitmatte aus, weil ein solches Element einfach und weitgehend witterungsunabhängig zu verlegen ist und auch bei Verformungen voll funktionsfähig bleibt. Gegenüber einer Kunststoffdichtungsbahn ergab sich im wesentlichen aus den baubetrieblichen Umständen und dem geringeren erforderlichen Überwachungsaufwand ein wirtschaftlicher Vorteil.

Eine mineralische Dichtung schied aus, da beim fachgerechten Einbau eine Verdichtung mit einer damit verbundenen dynamischen Beanspruchung (Vibration) des Untergrundes erforderlich geworden wäre. Derartige Belastungen waren im Hinblick auf die Standsicherheit jedoch zu vermeiden. Abgesehen davon wäre eine mineralische Dichtung durch die möglichen Setzungen stark gefährdet, deren Betrag durch das Eigengewicht noch vergrößert würde.

Um eventuelle Dehnungen des Dichtungselementes (Bentonitmatte) im Bereich von Setzungsunterschieden zu begrenzen, wurde die untere Lage der Bentonitmatte als Verbundstoff ausgeschrieben. Beide Komponenten (Vlies und Gewebe) mußten mindestens der Robustheitsklasse GRK4 entsprechen. Als Bentoniteinwaage wurde  $\geq 4.000$  g/m<sup>2</sup> gefordert.

Als Überdeckung der Dichtung und als Basis für eine Rekultivierung war eine 1 m dicke Bodenschicht aufzubringen. Die gewählte Schichtdicke gewährleistet zum einen einen dauerhaften Schutz der Bentonitmatte vor Frost und größeren Feuchtigkeitsschwankungen, zum anderen wurden so Bedingungen geschaffen, welche die Ansiedlung ortsüblicher Pflanzen ermöglichen.

Der gesamte Aufbau ist im Bild 1 dargestellt.



**Bild 1:** Abdeckungssystem der Bohrschlammdeponie, aus [1]

### 3. Bauausführung

Ursprünglich sollte die Schlammoberfläche von dem Betreiber des Schlammbeckens (mit einem Seilbagger) soweit profiliert werden, daß überall ein Gefälle zu den Rändern gegeben war. Die Konsistenz des Schlammes ließ eine solche Profilierung jedoch nicht zu, so daß die Abdeckung ohne weitere Maßnahmen auf der bestehenden Oberfläche ausgebracht werden mußte.

Trotz des zum Teil flüssigen Zustands des eingelagerten Bohrgutes konnte die Kombilage von Hand abgerollt werden und bildete unmittelbar eine - über weite Bereich wasserbettartige - begehbare Fläche. Das Vlies erfüllte die ihm zugedachte Filterfunktion und überbrückte zudem die Maschenweiten (ca. 39 x 39 mm) einwandfrei. Die Wahl eines knotensteifen Geogitters erwies sich als richtig, da durch die gute kleinräumige Lastverteilung eine Überbrückung auch der weichsten Bereiche möglich war ohne daß

sich infolge unverträglich großer Verformungen Vlies und Geogitter voneinander lösten, was zu Beschädigungen des Vlieses geführt hätte. Längs- und Querstöße der Geogitter wurden durch Einflechten von PE-Streifen kraftschlüssig miteinander verbunden, so daß die gesamte Oberfläche in kürzester Zeit ohne Einschränkungen begehbar war.

Zur Beobachtung des Porenwasserdrucks bei der folgenden Überdeckung des Schlammes wurden drei Druckgeber in dem Schlammkörper installiert. Anhand der laufend abgefragten Meßwerte konnte die Entwicklung des Porenwasserdrucks beobachtet werden, um gegebenenfalls steuernd in den Bauablauf eingreifen zu können.

Auf der abgedeckten Schlammoberfläche konnten die Faschinen ohne Probleme eingebaut werden. Sie bildeten eine äußerst tragfähige Schicht, auf welcher der Sand in einer Mächtigkeit von ca. 1 m mit normalen Baumaschinen (Raupe) im vor-Kopf-Verfahren eingeschoben werden konnte. Die anliefernden Rاندlader durften die Fläche allerdings nicht befahren. Beim Einschieben des Sandes mußte die Bewegung der noch nicht überschütteten Oberfläche ständig beobachtet werden, um auf Hebungen durch Vorschütten von Sand reagieren zu können und einem Versagen des Untergrundes entgegenzuarbeiten. Durch den etwa ringförmigen Einbau des Sandes von außen nach innen wurde zum einen sichergestellt, daß ein möglicher Geländebruch nur zur Mitte der Deponie eintreten konnte, so daß die Randdämme nicht gefährdet waren, zum anderen wurde durch die Materialverquetschungen zum Mittelpunkt der Fläche eine gewisse Nachprofilierung der Schlammoberfläche erreicht. An der Oberfläche austretendes Presswasser wurde so zum Rand des Beckens geführt, wo eine umlaufende Dränageleitung in den Faschinen verlegt wurde. Die Dränageleitung mündet in einem in einer Ecke des Schlammbeckens plazierten Kontrollschacht.

Auf der profilierten Sandschicht wurde die Bentonitmatte mit umlaufenden Überlappungen von 50 cm verlegt. Die Neigung des Planums wurde - unter Berücksichtigung einer Sicherheit von ca. 100 % - so angelegt, daß nach Abklingen der prognostizierten Setzungsdifferenzen ( $\Delta s \approx 50$  cm) noch ein Gefälle von  $\geq 5$  % gegeben ist. Die Durchdringung der Dichtung durch den Kontrollschacht wurde durch einfache konstruktive Maßnahmen (Manschetten) hergestellt. Auf der Dichtung wurde - zum Schutz der Bentonitmatte - ein steinfreier Abdeckboden in einer Mächtigkeit von 0,7 m aufgebracht, der von 0,3 m Oberboden überdeckt wurde.

Bereits nach kurze Zeit stellte sich ohne Dazutun (seitens der Naturschutzbehörde wurde eine natürliche Ansiedlung verlangt) ein erster Bewuchs ein, der die Oberfläche über den Winter 95/96 zuverlässig vor Erosionen schützte.

Über auf der Oberfläche installierte Setzungspegel wird, als Auflage der Genehmigungsbehörde, gelegentlich die Setzung der Abdeckung kontrolliert. Der Kontrollschacht ermöglicht ein Abpumpen des für die nächsten zwei Jahre erwarteten Presswassers. Langfristig läßt sich über diesen Schacht die Funktionstüchtigkeit der Abdichtung kontrollieren.

Mit Hilfe von insgesamt fünf unterschiedlichen geotextilen Lagen, angeordnet in drei Ebenen, war der Aufbau eines wirksamen Abdeckungssystems auf einem äußerst problematischen Untergrund kostengünstig und sicher möglich. Die gesamte Baumaßnahme konnte so, nicht zuletzt auch aufgrund der Erfahrung der bauausführenden Firma, innerhalb von nur drei Monaten abgewickelt werden.

#### **Literatur**

- [1] Sehrbrock, Klatt Cover of a Landfill for Drilling Mud  
Geosynthetics: Applications, Design and Construction  
Proceedings of the First European Geosynthetics Conference  
EUROGeo 1, Maastricht, 1996

Anschrift: Dr.-Ing. Ulrich Sehrbrock  
Dipl.-Ing. Franz-Josef Götte  
Götte + Sehrbrock GmbH  
Petzvalstraße 50  
38104 Braunschweig

## **Dimensionierung, Einbau und Überwachung von Geogittern in einer Deponiebasisböschung**

S. Kellmeraid, O. Stahlhut, W. Oltmanns

### **1 Einführung**

Bei Deponiebauwerken ist im Regelfall durch ingenieurmäßige rechnerische Nachweise zu untersuchen, ob Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit der Abdichtungssysteme mit hinreichender Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden können. Insbesondere bei Kombinationsdichtungen auf Böschungen ist dazu ein Gleitsicherheitsnachweis zur Gewährleistung der Standsicherheit resp. Bemessung der Konstruktionssteile zu führen. Bei nicht ausreichendem Sicherheitsniveau kann die Gleitsicherheit des Dichtungssystems durch Verwendung von Geogittern, welche Zugkräfte auf der Böschung aufnehmen und in eine Verankerung abtragen, erhöht werden. Die Dimensionierung der Geogitter einschließlich der Verankerung erfolgt durch den Nachweis der Tragfähigkeit und den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit. Liegen für die projektspezifische Anwendung keine hinreichend gesicherten Erfahrungen zur Geogitter-Bauweise vor und soll diese technisch und wirtschaftlich optimiert werden, kann die Beobachtungsmethode im Sinne der DIN V 1054-100 bzw. der ENV 1997-1 zur Anwendung kommen.

Die Beobachtungsmethode ist eine Kombination üblicher Untersuchungen und Nachweise mit laufender meßtechnischer Kontrolle des Bauwerkes - einschl. ingenieurtechnischer Interpretation der Beobachtungen - während der Herstellung und der Betriebsphase, wobei kritische Situationen durch die Anwendung vorbereiteter Maßnahmen beherrscht werden. Dazu wird vor Baubeginn das Systemverhalten prognostiziert und nachgewiesen, daß es voraussichtlich innerhalb zulässiger Grenzen liegt. Durch das Meßprogramm werden die Berechnungsannahmen validiert, d. h. anhand charakteristischer Größen die Einhaltung zulässiger Werte geprüft. Die Meßintervalle und Ergebnisanalysen werden so terminiert, daß ggf. notwendige Korrekturen in der Bau- und Betriebsphase rechtzeitig angeordnet werden können. Die Realisierung des Beobachtungskonzeptes wird bevorzugt im Rahmen eines Qualitätssicherungsplanes sichergestellt.

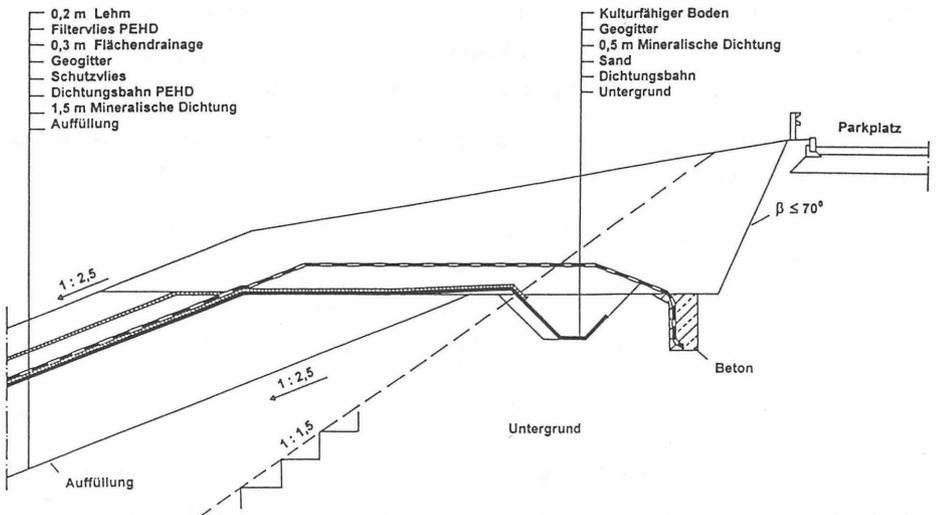
Im folgenden wird exemplarisch für eine Deponiebasisböschung die Dimensionierung, der Einbau mit Überschüttung sowie die meßtechnische Überwachung (Meßkonzept, Instrumentierung, Ergebnisse geotechnischer und geodätischer Messungen) der Kräfte und Dehnungen eines Geogitters im Sinne der Beobachtungsmethode vorgestellt.

## 2 Projektskizze

Im Rahmen der Sanierung der Deponie der Volkswagen AG in Baunatal, bei der u. a. der gesamte Abfall auf eine neu erstellte Basisdichtung umgelagert und abgedeckt wurde, werden bis 40 m lange und 1 : 2,5 geneigte Basisböschungen im projektierten Einlagerungszeitraum von 10 - 20 Jahren mit weiteren Abfällen überschüttet. Zum Schutz des Kombinationsdichtungssystems wurde eine Lößlehmbedeckung der Böschungen vorgesehen. Bereits in der Planungsphase war die Erfordernis von Geogittern zur Gewährleistung einer ausreichenden Standsicherheit der Böschungen festgestellt und deren Einbindung vordimensioniert worden. Die Vordimensionierung sah die Verankerung in etwa 0,5 m<sup>3</sup>/lfd. m unbewehrten Beton in einem Graben 3,5 m u.GOK vor. Die Ausführungsstatik sah aufgrund von Böschungsbruchberechnungen n. DIN 4084 (JANBU) bei planmäßiger Böschungsgeometrie und einem Reibungswinkel  $\delta' = 7,7^\circ$  in der Gleitfuge Vlies - KDB für Sicherheiten (n. DIN 1054)  $\eta = 1,50$  im LF 1 und  $\eta = 1,35$  im LF 2 ein Geogitter mit erf F = 163 kN/m und die Verankerung mit 8,75 m<sup>3</sup>/lfd. m Beton oder eine 12 m/lfd. m lange Geogitterschlaufe vor (Bild 1). Bei den örtlichen Gegebenheiten waren diese Ausführungen jedoch nicht realisierbar.

Die Volkswagen AG beauftragte deshalb Prof. Rodatz und Partner (RuP), Braunschweig mit einem modifizierten Nachweis des Geogitters einschl. der Dimensionierung der Einbindung unter Berücksichtigung der Lokalität und Terminierung. Die Standsicherheit des übrigen Dichtungssystems und des Untergrundes sowie die Standsicherheit für den Verfüllzustand konnten vorausgesetzt werden. Das modifizierte Konzept sah zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit der temporären Basisböschungen zusätzliche Untersuchungen und Standsicherheitsnachweisen vor Ausführungsbeginn und im Sinne der Beobachtungsmethode Prognosen für einzelne Bauzustände sowie geotechnische bzw. geodätische Messungen vor, während und nach der Erstellung vor.

Das Konzept wurde mit dem Bauherrn (Volkswagen AG), den Genehmigungsbehörden in Kassel, dem Planungsbüro HPC, Kassel, dem geotechnischen Überwacher BGI, Kassel sowie den eingeschalteten Prüfern Prof. Dr. Komodromos und Dr. Knipschild abgestimmt und mit konstruktiver Unterstützung der Baubeteiligten vor Ort, u. a. der Fa. HOCHTIEF, sowie des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) realisiert.



**Bild 1:** Projektierter Regelquerschnitt im langjährigen Betriebszustand (Böschungsoberkante mit Verankerung des Geogitters in dem überschütteten Einbindegraben)

### 3 Dimensionierung

#### 3.1 Berechnungsgrundlagen

Die Dimensionierung der Bewehrungslage erfolgte in 1996 auf der Grundlage klassischer Nachweise u. a. mit globalen Sicherheitsbeiwerten. Mit Rücksicht auf die zwischenzeitlich erschienenen 'GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten', [DGGT, 3. Auflage 1997] u. a. mit der neuen Empfehlungsgruppe E 7 'Empfehlungen für Entwurf und Berechnung von Geokunststoffbewehrungen im Deponiebau' sowie die 'Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen - EBGEO', [DGGT, 1997] wird hier - unbeschadet der übrigen Vorgehensweise und der Beobachtungen - die Dimensionierung in Anlehnung an die o. g. aktuellen Empfehlungen behandelt. Zwecks Orientierung sind im folgenden zusätzlich die originären Werte nach globalen Sicherheiten angeschrieben und erläutert.

Grundlage für den Standsicherheitsnachweis war hier nach vorlaufenden vergleichenden Untersuchungen mit

$T_{R,d}$	Bemessungswert des Gleitwiderstandes	[kN/m]
$F_{B,d}$	Bemessungsfestigkeit der Bewehrung	[kN/m]
$E_{p,d}$	Bemessungswert des Erdwiderstandes	[kN/m]
$T_d$	Bemessungswert der Einwirkungen	[kN/m]

$$T_{R,d} + F_{B,d} + E_{p,d} - T_d \geq 0 \quad [\text{kN/m}]$$

die Grenzgleichgewichtsbetrachtung in der ungünstigsten Gleitfuge KDB - Vlies. Nach dem vorgeschriebenen Ansatz von  $F_{B,d}$  wird die Bewehrungslage geschnitten und somit nach den aktuellen Empfehlungen der Nachweis für den Grenzzustand 1B relevant. Die Bemessungswerte (Index d) der Einwirkungen ergeben sich aus den charakteristischen Werten (Ind. k) und der Multiplikation mit Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_n$ . DIN V 1054 - 100, Tab. 2. Die Bemessungswerte der Widerstände ergeben sich aus den charakteristischen Werten mit Abminderung infolge der Teilsicherheitsbeiwerte  $n$ . DIN V 1054-100, Tab. 3.

Für die Fuge KDB - Vlies waren vorher mit den in der Basis der verfüllten Deponie wirksamen Vertikalspannungen Scherversuche durchgeführt und ein mittl. Ersatzreibungswinkel  $\delta' = 10,3^\circ$  ermittelt worden.

Weil für das niedrigere Spannungsniveau auf den bis zu 20 Jahre nicht überschütteten Böschungen keine Ergebnisse vorlagen, wurden zunächst am IGB-TUBS Kastenscher- versuche im 30 · 30 cm Schergerät bei Spannungen von 20 - 80 kN/m<sup>2</sup> durchgeführt und der Reibungswinkel  $\delta'_k = 11,7^\circ$  ermittelt. Die Adhäsion  $a' = 0,6 \text{ kN/m}^2$  wurde vernachlässigt.

Für den Sand im Einbindegraben wurde die Wichte  $\gamma_k = 19,0 \text{ kN/m}^3$  und nach einem Her- ausziehversuch Geogitter - Sand bei der LGA Bayern der Reibungswinkel  $\delta'_k = 36,5^\circ$  fest- gelegt. Für die Überschüttung (Schluff) wurde zunächst die Wichte  $\gamma_k = 19,0 \text{ kN/m}^3$  ange- setzt. Für die Dränage auf der Böschung wurden  $\gamma_k/\gamma_{r,k} = 18,0/20,0 \text{ kN/m}^3$  und für den Lößlehm  $\gamma_k = 19,5 \text{ kN/m}^3$  gewählt.

Der Erdwiderstand in der Dränage ( $\varphi'_k = 35,0^\circ$ ) bzw. in der Dränage mit Lößlehm ( $\varphi'_k = 27,5^\circ$ ) wurde vereinfachend mit  $K_p = \tan^2(45^\circ - \varphi'/2)$ ,  $\alpha = \beta = \delta = 0^\circ$  berechnet. Bei der Ermittlung des bergseitigen Erddruckes auf die Überschüttung wurde für den Schluff aufgrund früherer Versuche ein Reibungswinkel  $\varphi'_k = 28,2^\circ$  festgelegt.

Bei der Herstellung der Böschung kam eine Moorraupe ( $P_R \approx 116 \text{ kN}$ ) zum Einsatz. Bei den Nachweisen wurde das Gerät mit  $P_{R,k} = 120 \text{ kN}$  und die Lastausbreitung mit  $0,50 \cdot d$  [EAB, EB 3] angesetzt. Die Einwirkung aus hangparallelen Kräften (Anfahren und Brem- sen) wird mit  $B_{R,k} = 0,1 \cdot P_R/b_m'$  berücksichtigt. Die originäre Dimensionierung sah dafür - mangels bis dahin vorliegender gesicherter Erkenntnisse - in Anlehnung an die DIN 1072 mit  $\omega = 1,5$  (für Lkw 12)  $B_R = 1,5 \cdot P_R/b_m'$  ohne zusätzliche Erhöhung der Vertikallast vor. Der Widerstand aus Schubspannungen an den Flanken der Aufstandsfläche des Gerätes wird im Sinne einer zusätzlichen Reserve nicht angesetzt.

Die Strömungskraft  $S_d$  durch Einstau der Dränage wurde mit einer Durchlässigkeit der Dränage  $k = 1 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$ , einem Bemessungsregen  $r_{15,1} = 109 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$  für den Raum Kas- sel und einem Abflußbeiwert  $\psi = 0$  ohne retardierende Wirkung des Lößlehmes alternativ zu der Einwirkung aus Verkehrslast im Bauzustand berechnet.

Bei den originären Nachweisen wurde die Sicherheit  $\eta \geq 1,3$  im LF 1 (einschl. 15 min Re- gen) und  $\eta \geq 1,2$  im LF 2 (mit Verkehrslast) zugrundegelegt. Zusätzlich wurde der LF 3 (Dränschicht mit Einstau von  $d/2$  auf ganzer Länge) mit  $\eta \geq 1,1$  geprüft. Auf den Nachweis ohne Ansatz von Zuggliedern mit  $\eta \geq 1,0$  (Lasten gem. LF 1) konnte verzichtet werden.

Die reduzierten rechnerischen Sicherheiten - im Vergleich zur Ausführungsstatik mit  $\eta \geq 1,5$ ,  $\eta \geq 1,35$  - waren deshalb vertretbar, weil das Bauwerkverhalten im Sinne der Beobachtungsmethode erfaßt und dazu in Abstimmung mit den Baubeteiligten ein meß- und bautechnisches Konzept entwickelt und realisiert wurde. Im folgenden sind die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma$  nach den o. g. Empfehlungen eingearbeitet.

### 3.2 Dimensionierung des Geogitters, Nachweis gegen Gleiten

Der Dimensionierung war nach Vorgabe ein Geogitter Fortrac® R 400/50-20 der Fa. HUESKER, Gescher mit einer Reißfestigkeit  $F_{Bk,0} \geq 400$  kN/m gem. Prüfzeugnis zugrunde-zulegen. Die projektspezifischen Abminderungsfaktoren für die Bestimmung der Bemessungswerte wurden angegeben für Kriechen mit  $A1 = 1,30$  (3 d),  $A1 = 1,53$  (10 a),  $A1 = 1,54$  (20 a), für Beschädigungen mit  $A2 = 1,05$  und für Anschlüsse  $A3$  sowie Umgebungseinflüsse  $A4$  mit  $A3 = A4 = 1,0$ . Ohne Herstellerangaben hätten i. ü. nach EBGEO, Abschn. 6.1.3 Faktoren  $A1 \geq 5$ ,  $A2 = 2$ ,  $A3 = 1$  und  $A4 = 2$  gewählt werden müssen.

Der Bemessungswert der Zugfestigkeit  $F_{B3d,d}$  bzw.  $F_{B20a,d}$  beträgt mit den o. g. Faktoren und den Sicherheiten  $\gamma_B = 1,4$  (LF 1) sowie  $\gamma_B = 1,3$  (LF 2) n. DIN 1054 V 1054-100

$$F_{B3d,d} \text{ (LF 2)} = 400 / ((1,30 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \cdot 1,0) \cdot 1,3) = 225 \text{ [kN/m]}$$

$$F_{B3d,d} \text{ (LF 1)} = 400 / ((1,30 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \cdot 1,0) \cdot 1,4) = 209 \text{ [kN/m]}$$

$$F_{B20a,d} \text{ (LF 1)} = 400 / ((1,54 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \cdot 1,0) \cdot 1,4) = 177 \text{ [kN/m]}$$

Analog dazu war originär mit einer Sicherheit  $\eta = 1,75$  für das Geogitter im Bauzustand zur  $F_{3d} = 167$  kN/m und gegen Ende der Einlagerung zur  $F_{20a} = 141$  kN/m ermittelt worden.

Zur Einhaltung der erforderlichen Standsicherheit der Deponiebasisböschung (Neigung  $\beta$ ) war die notwendige Zugkraft erf F in dem Geogitter originär bestimmt worden mit

$$\text{erf } F = \eta ((G + P_R) \cdot \sin \beta + S + B_R) - (G + P_R) \cdot \cos \beta \cdot \tan \delta' - E_p \text{ [kN/m]}$$

Nach dem neuen Sicherheitskonzept wird die erforderliche Bemessungsfestigkeit der Geokunststoffbewehrung ermittelt mit

$$\text{erf } F_{B,d} \geq T_d - T_{R,d} - E_{p,d} \text{ [kN/m]}$$

Der Bemessungswert der Einwirkungen  $T_{d1}$  mit Sickerströmung und  $T_{d2}$  mit Verkehr ohne Sickerströmung wird bestimmt mit

$G_d$	Bemessungswert des Eigengewichts	[kN/m]
	$G_d = (\gamma_k \cdot \gamma_G \cdot (d - 1/2 \cdot h_w) + \gamma_{r,k} \cdot \gamma_G \cdot 1/2 \cdot h_w) \cdot l$	
	$\gamma_G = 1,35$	
$P_d$	Bemessungswert aus Baugeräten (vertikal)	[kN/m]
	$P_d = (P_R / b'_R) \cdot \omega \cdot \gamma_Q$	
	$\omega = 1,0$ (anstelle $\omega = 1,4 - 0,1 \cdot d$ n. EBGEO), $\gamma_Q = 1,30$	
$B_d$	Bemessungswert aus Bremskraft (hangparall.)	[kN/m]
	$B_d = (0,1 \cdot P_d \cdot \cos \beta) / (\omega \cdot \gamma_Q)$ , $\omega = 1,0$ , $\gamma_Q = 1,30$	
$S_d$	Bemessungswert der Strömungskraft	[kN/m]
	$S_d = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot \gamma_F \cdot h_w \cdot l \cdot \sin \beta$ ,	
	$\gamma_F = 1,35$ (LF 1), $\gamma_F = 1,20$ (LF 2)	
	$h_w = r_{T,n} \cdot (l \cdot \cos \beta) \cdot (1 - \psi) / (k \cdot \sin \beta)$	
	$T_{d1} = G_d \cdot \sin \beta + S_d$	[kN/m]
	$T_{d2} = G_d \cdot \sin \beta + P_d \cdot \sin \beta + B_d$	[kN/m]

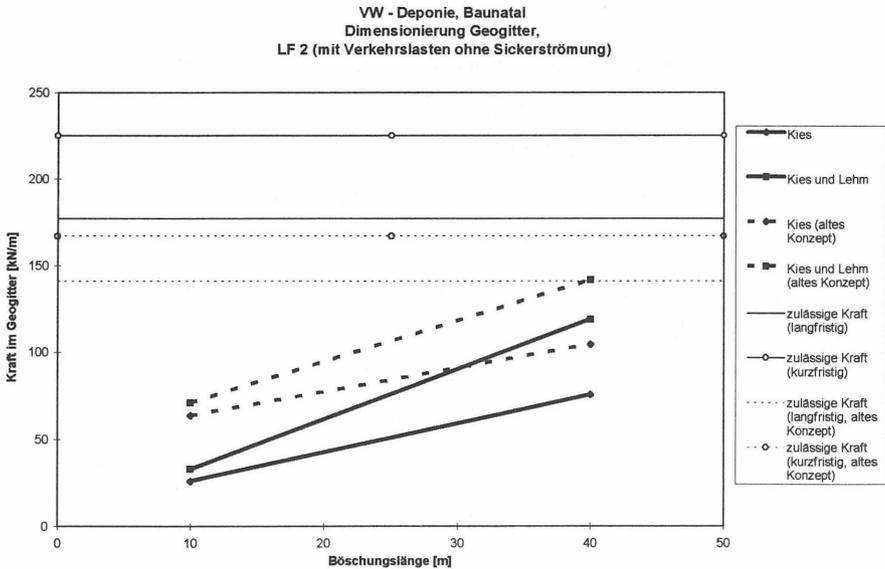
Der Bemessungswert des Gleitwiderstandes  $T_{R,d}$  wird für den LF 1 mit  $\gamma_{St} = 1,50$  und für den LF 2 mit  $\gamma_{St} = 1,35$  (ohne Adhäsion) ermittelt mit

$$T_{R,d} = T_{r,k} / \gamma_{St} = ((G_d + P_d) \cdot \cos \beta \cdot \tan \delta'_k) / \gamma_{St} \quad [\text{kN/m}]$$

Der Bemessungswert des Erdwiderstandes  $E_{p,d}$  parallel zur Böschung wird ermittelt mit

$E_{ph,k}$	Erdwiderstand (horizontal)	[kN/m]
	$E_{ph,k} = 1/2 \cdot \gamma'_{d,k} \cdot K_{ph,k} \cdot d^2$	
$E_{ph,d}$	Bemessungswert des Erdwiderstandes (hor.)	[kN/m]
	$E_{ph,d} = E_{ph,k} / \gamma_{St}$ , $\gamma_{St} = 1,4$ (LF 1) und $\gamma_{St} = 1,3$ (LF 2)	
	$E_{p,d} = E'_{ph,d} / \cos \delta_p$	[kN/m]

Die erforderliche Festigkeit  $F_{B,d}$  der Geokunststoffbewehrung für Böschungslängen  $l = 10 - 40$  m und den Lastfall 2 für den regulär zulässigen Aufbau mit Kies und Kies/Lehm mit dem vorgegebenen Geogitter ist im Bild 2 eingetragen.



**Bild 2:** Erforderliche Festigkeit  $F_{B,d}$  des Geogitters bei Böschungslängen  $l = 10 - 40$  m

Die Dimensionierung des Geogitters orientierte sich primär an die Erfordernisse für den langjährigen Betriebszustand. Das Tragverhalten des Geogitters auf der Böschung wurde dahingehend prognostiziert, als daß - auch kurzfristige - Einwirkungen, bspw. verursacht durch Baugeräte, zunächst in dem Geogitter erhalten bleiben und erst später durch Kriechen bzw. Relaxation abgebaut werden. Insofern war es das Ziel, die Einwirkungen auch bei Bauzuständen entsprechend auf den langjährig zulässigen Wert zu begrenzen. Für das Geogitter und dessen Verankerung wurde deshalb prophylaktisch eine zulässige Zugkraft  $F = 140$  kN/m  $\approx$  zul.  $F_{20a,d} = 141$  kN/m (nach dem originären Ansatz) gewählt. Dieser Wert wird bei konservativem Ansatz von Verkehr und Sickerströmung bei Böschungslängen über 35 m überschritten.

### 3.3 Dimensionierung der Verankerung

Bei der Dimensionierung der Verankerung konnte die geplante Querschnittsgeometrie mit einer Geländeneigung von 3 % bis zum Schnitt mit der Böschungslinie zwecks Vergrößerung der Überschüttungshöhe modifiziert werden (Bild 3). Desweiteren wurde zusätzlich eine Drainage im Einbindegraben angeordnet, damit die Überschüttung erdstatisch ohne Wasserdruck bzw. Auftrieb oder Festigkeitsreduzierung angesetzt werden konnte. In 1996 wurde die verankerbare Zugkraft mögl F bei einer Verankerungslänge  $L_v$  und einer Normalspannung  $\sigma'_N$  ohne erhöhte Reibung an den Umlenkungen des Geogitters sowie über der Kombinationsdichtung mit der dort vorhandenen kleinsten Reibung (Vlies - KDB:  $\delta'_k = 11,7^\circ$ ) ermittelt mit

$$\text{mögl } F = 2 \cdot L_v \cdot \sigma'_N \cdot \tan \delta'_k \quad [\text{kN/m}]$$

Nach dem neuen Sicherheitskonzept wird der Nachweis der Verankerung geführt mit

$F_{a,d}$	Bemessungsw. des Herauszieh Widerstandes [kN/m]	
	$F_{A,d} = \sum T_{Ri,d}$ sowie für Kunststoff-Kunststoff	
	$T_{Ri,d} = (1/\gamma_{St}) \cdot \gamma_{d,k} \cdot \gamma_G \cdot d \cdot f_{g,k} \cdot l_{IE}$ , $f_{g,k} = 0,20$ (Kunststoff)	
	$T_{Ri,d} = (1/\gamma_{St}) \cdot \gamma_{d,k} \cdot \gamma_G \cdot d \cdot \tan \delta'_k \cdot l_{IE}$ (Boden)	
	$\gamma_{St} = 1,5$ (LF 1), $\gamma_{St} = 1,35$ (LF 2), $\gamma_G = 1,0$	
erf $F_{B,d}$	Bemessungswert (vorh.) der Bewehrung	[kN/m]
	$F_{a,d} \geq \text{erf } F_{B,d}$	[kN/m]

Danach war für den originären Ansatz der potentielle Herauszieh Widerstand des Geogitters bei einer Einbindung von 10 m/lfd. m mit mögl  $F \approx 200 \text{ kN/m} > \text{zul } F_{3d} \approx 167 \text{ kN/m}$  (des Geogitters) bzw.  $> \text{erf } F \approx 141 \text{ kN/m}$  (wg. der Standsicherheit) nachgewiesen. Nach den neuen Empfehlungen beträgt der potentielle Widerstand mögl  $F \approx 180 \text{ kN/m}$  (LF 1) bzw. mögl  $F \approx 200 \text{ kN/m}$  (LF 2). Auf die Nachweise gegen Abscheren der Böschungskrone, der Geländebruchsicherheit, des Herausziehens des Geogitters zusammen mit dem oberliegenden Boden und des Heraushebens des Verankerungsbodens konnte aus projektspezifischen Gründen resp. aufgrund der meßtechnischen Beobachtung verzichtet werden. Die Differenz der prognostizierten, potentiellen und der mobilisierten Herauszieh Widerstände nach den vorbeschriebenen Ansätzen ist im Bild 5 (s. u.) dargestellt.

#### **4 Bauausführung**

Im Unterschied zu der Alternative eines steifen Betonbalkens wurde die Ausführung einer 'weichen' Einbindung des Geogitters aus geotechnischer Sicht favorisiert. Um die Mobilisierung der Zugkraft bereits bei kleinen Verschiebungen zu gewährleisten und die baupraktisch vorteilhafte Herstellung der Böschung flächenhaft hangaufwärts - im Unterschied zur häufig geforderten Bauweise hangabwärts mit vorlaufenden punktuellen Lagefixierungen - zuzulassen, wurde das Geogitter nach der Verlegung am Böschungsfuß überschüttet und hinter der Böschungskante hangseitig beginnend überschüttet. Des Weiteren wurde das Geogitter bergseitig temporär an der Grabenwandung fixiert, um bei der Verfüllung eine Vorspannung zu erreichen. Nach der originären Dimensionierung war es - bei Beobachtung des Bauwerkverhaltens zwecks Validierung der Berechnungsannahme - zulässig, die Drainage und den Lößlehm mit der Raupe aufzubringen. Die Böschung sollte bevorzugt parallel zur Falllinie befahren werden. Aufgrund der Einweisung des Personals konnten, unterstützt durch die Antriebstechnik der Raupe, abrupte Anfahr- oder Bremsvorgänge vermieden werden.

Bei Beobachtungen außerhalb des prognostizierten Rahmens sollten längere Böschungen bspw. mit einem Baggergerät hinter der Böschungskrone hergestellt werden. Entsprechend sollten bei einer Überschreitung der prognostizierten Werte Sicherungen nach dem vorbereiteten Maßnahmenkatalog durchgeführt werden, d. h. nach Erfordernis

- Vorschüttung am Böschungsfuß zur Erhöhung des Erdwiderstandes,
- Vorschüttung zur Verkürzung der Böschungslängen
- Überhöhung der Überschüttung zur Vergrößerung der Auflast über der Einbindung,
- Verbot der Befahrung resp. Wahl geeigneter Geräte,
- Bauausführung nicht bei Niederschlagsereignissen,
- Modifikation der Materialien.

Diese Maßnahmen gelten prinzipiell analog für den Betriebs- resp. Einlagerungszeitraum in den folgenden Jahren. Weil die durch geotechnische und geodätische Beobachtung registrierten Kräfte und Dehnungen die Prognosen für die Bauphase unterschritten (s. Abschnitt 6), waren sämtliche Böschungen ohne weitere Beschränkungen herstellbar resp. bis 1,5 Jahre nach der Herstellung keine Zusatzmaßnahmen erforderlich.

## **5 Geotechnische Überwachung**

### **5.1 Meßkonzept**

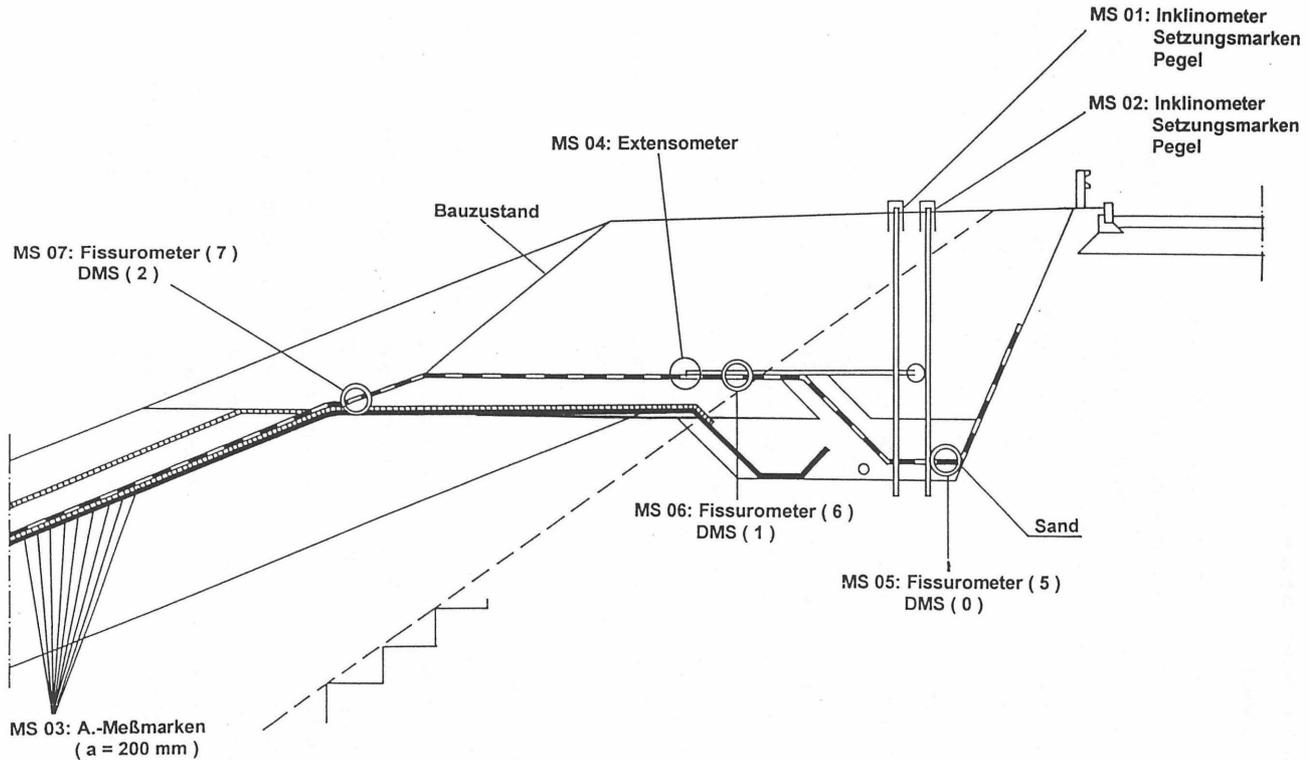
Im Sinne des Dimensionierungskonzeptes waren aufgrund der gewählten Sicherheiten, der notwendigerweise getroffenen Annahmen und hinsichtlich der langjährigen Beanspruchung des Geogitters sowie letztendlich der Unkenntnis des tatsächlichen Spannungs-Verformungsverhaltens des Bauteiles Geogitter Kräfte/Spannungen und Verformungen geeignet zu beobachten. Dazu wurde am Beginn des Bauabschnittes ein repräsentativer Meßquerschnitt stationiert, um ggf. rechtzeitig Korrekturmaßnahmen veranlassen zu können. Das Meßkonzept wurde auf die potentiellen Versagensmechanismen des Systems abgestellt. Diese Mechanismen sind

- die Überschreitung der zulässigen Kraft im Geogitter,
- die Überschreitung der zulässigen Dehnung im Geogitter (Kriechen),
- das Herausziehen des Geogitters aus der Verankerung und
- der Grenzzustand für den Einbindegraben einschl. der Überschüttung.

Ergänzt wurden die geotechnischen Messungen durch die einschlägigen Prüfungen des Erdbaus und durch geodätische Messungen. Für die einzelnen Bauzuständen wurden die Einwirkungen und die dem Geogitter zugewiesenen Widerstände prognostiziert und unmittelbar vor Ort anhand der Messungen geprüft und ingenieurtechnisch bewertet.

### **5.2 Instrumentierung**

Für die Spannungs-Verformungs-Messungen des Geogitters wurden in dem Meßquerschnitt an drei Stellen (Böschung, Kuppe, Einbindegraben) aus Gründen der Redundanz jeweils zwei elektronische Meßgeber auf dem Geogitter angebracht (Bild 3). Eine Meßstelle wurde hangseitig 1 m unter der Böschungsoberkante, eine Meßstelle 5 m hinter der Böschungsoberkante auf der Kuppe und eine Meßstelle am Ende des Einbindegrabens angeordnet, um die Spannungsverteilung am verankerten Geogitter verfolgen zu können. Ein Meßgeber (Fissurometer) zeigt jeweils unmittelbar die Dehnung des Geogitters an. Aus der Dehnung kann (zumindest anfangs) anhand der Last-Dehnungs-Kurven des Materials (Prüfzeugnis) die Kraft im Geogitter abgeleitet werden. Das Extensometer und die Fissurometer wurden von der Fa. Glötzi Baumeßtechnik geliefert und kalibriert.



**Bild 3:** Instrumentierung im Meßquerschnitt

Da Geogitter bei langandauernder (hoher) Beanspruchung und unter verschiedenen Umgebungseinflüssen zu Längenänderungen neigen, erschienen Dehnungsmessungen allein für die langfristige Bestimmung von Kräften in Geogittern nicht hinreichend zuverlässig. Parallel zu den Fissurometern wurden deshalb in das Geogitter Bleche eingefügt, auf denen Dehnungsmeßstreifen (DMS der Fa. EUROPAVIA) appliziert wurden. Mit diesen Gebern, die zuvor im Labor des IGB-TUBS kalibriert wurden, kann die Kraft im Geogitter unabhängig von dessen Kriechverformungen ermittelt werden. Zusätzlich zu diesen Gebern wurden auf dem Geogitter permanente Markierungen angebracht. Anhand der Abstandsänderung der Markierungen konnte die Dehnung des Geogitters bestimmt werden.

Zur Beobachtung des potentiellen Versagens des Systems infolge des Herausziehens des Geogitters wurde ein Extensometer, das mit einem elektr. Wegaufnehmer bestückt ist, auf dem Geogitter und in dem rückwärtigen Boden über dem Einbindegraben verankert. Die elektrischen Meßwertgeber wurden verkabelt in einer Station zusammengeführt. Neben den Spannungs-Verformungsmessungen des Geogitters wurden vertikale und horizontale Verschiebungs- sowie Wasserstandsmessungen im Bereich des Einbindegrabens in zwei perforierten Inklinometer-Meßstellen (Tiefe bis 3,50 m u.GOK) durchgeführt.

## **6 Meßergebnisse**

In der Bauphase wurden die relevanten Einwirkungen (Belegung der Böschung mit Dränagematerial und Lößlehm, Niederschläge, Befahrung der Böschung etc.) protokolliert und Korrelationen zu den gemessenen Kräften und Verformungen hergestellt. Für bemessungsrelevante Lastfälle waren Spannungen und Dehnungen des Geogitters abhängig von der beschickten Böschungslänge prognostiziert und grafisch dargestellt worden, welche dann während der Ausführung um die begleitenden Messungen ergänzt wurden. Nach der Kalibrierung der elektronischen Meßgeber im Labor wurden diese zusammen mit den 'mechanischen' Meßstellen Anfang November 1996 vor Ort installiert. Vor, während und nach der Verfüllung des Einbindegrabens wurden sie hinsichtlich der Funktionstüchtigkeit überprüft. Die weiteren Messungen erfolgten während der Bauausführung kontinuierlich während der Fertigstellung der Böschung und anschließend diskontinuierlich in halbjährlichen Epochen zuletzt bis Januar 1998.

Die Erdbauarbeiten wurden entsprechend des Dimensionierungskonzeptes nach den einschlägigen Vorschriften des Erdbaus überwacht. Die Wichte der Auffüllung hinter der Böschungskante im Bereich des Meßquerschnittes beträgt nach Untersuchungen des BGI  $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$ . Bei der Herstellung der Böschung wurde die Wichte des Lößlehms mit  $\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$  ermittelt. Obgleich die Wichte tatsächlich größer als die bei der Dimensionierung angenommene Wichte war, konnte dem zügigen Baufortschritt zugestimmt werden, da anhand der Meßergebnisse während der Herstellung der Böschung Tragreserven des Systems erkennbar resp. ausreichende Sicherheiten ableitbar waren.

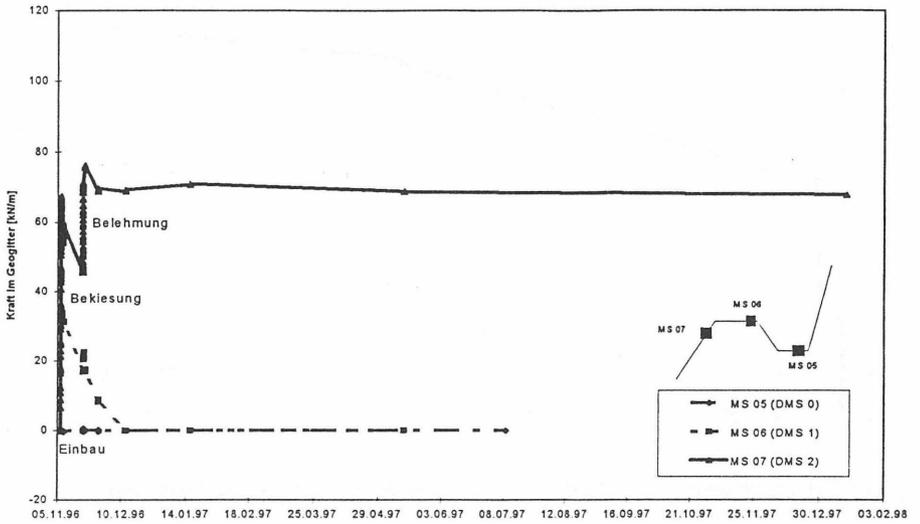
An allen Meßstellen wurden Nullmessungen vorgenommen. Durch den Einbau des Geogitters und die Herstellung des Einbindegrabens waren im Geogitter bereits vorher geringe Kräfte, die aus der Vorspannung des Geogitters resultierten, aufgetreten. Die Ergebnisse wurden unmittelbar vor Ort ingenieurtechnisch bewertet.

Im Bild 4 sind exemplarisch aus den diversen Dehnungsmessungen ermittelte Kräfte im Geogitter bei verschiedenen Bauzuständen resp. über die Zeit aufgetragen. Aus der Dehnungsmessung mittels Fissurometer wurden nach Angaben der Fa. Huesker die Kräfte ermittelt, wobei das Kraft - Dehnungsverhalten des Geogitters für Dehnungen  $< 2\%$  anhand der vorliegenden Werte extrapoliert wurde. An der Meßstelle MS 07 wurden maximale Dehnungen von ca.  $1,2\%$ , an der Meßstellen MS 06 bis ca.  $0,05\%$  und an der Meßstelle MS 05 ca.  $0\%$  ermittelt.

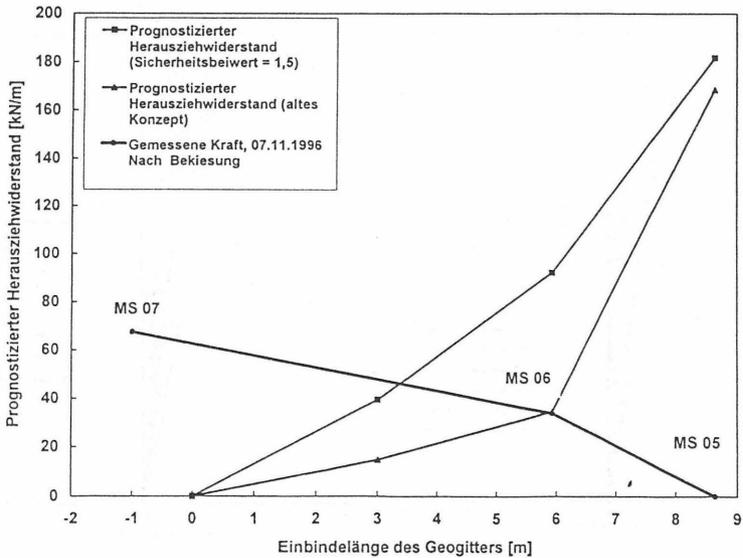
Im Bild 5 sind die Kräfte im Geogitter im Bereich der Verankerung über die Einbindelänge sowie die prognostizierten Herausziehwiderstände nach dem originären und dem neuen Konzept dargestellt. Im Bild 6 sind die mittels Extensometermessung ermittelten Verschiebungen des Geogitters auf der überschütteten Böschungskuppe eingetragen.

Im Bild 7 sind die mittels Inklinometermessung ermittelten Horizontalverschiebungen und im Bild 8 die Vertikalverschiebungen über die Höhe des Einbindegrabens eingetragen, wobei die Inklinometermessungen über geodätische Einmessungen der Kopfpunkte angebunden wurden.

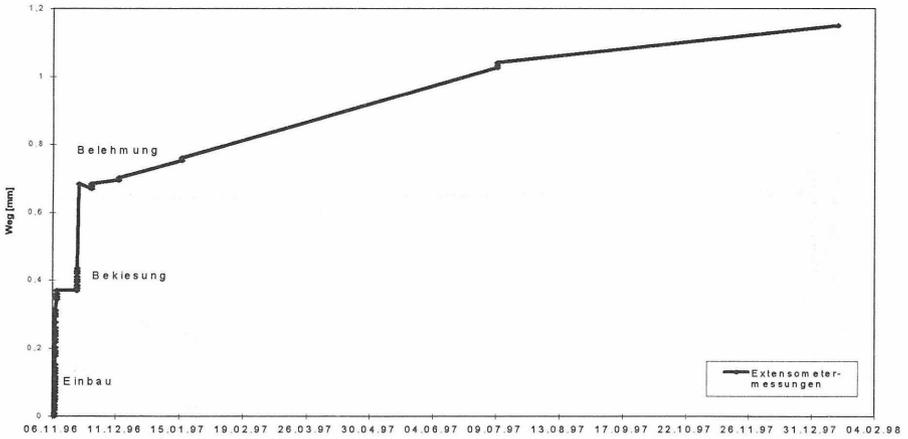
Im Bild 9 sind die Meßergebnisse bei separat durchgeführten Simulationsfahrten der Raupe bei der Belegung der Böschungen eingetragen.



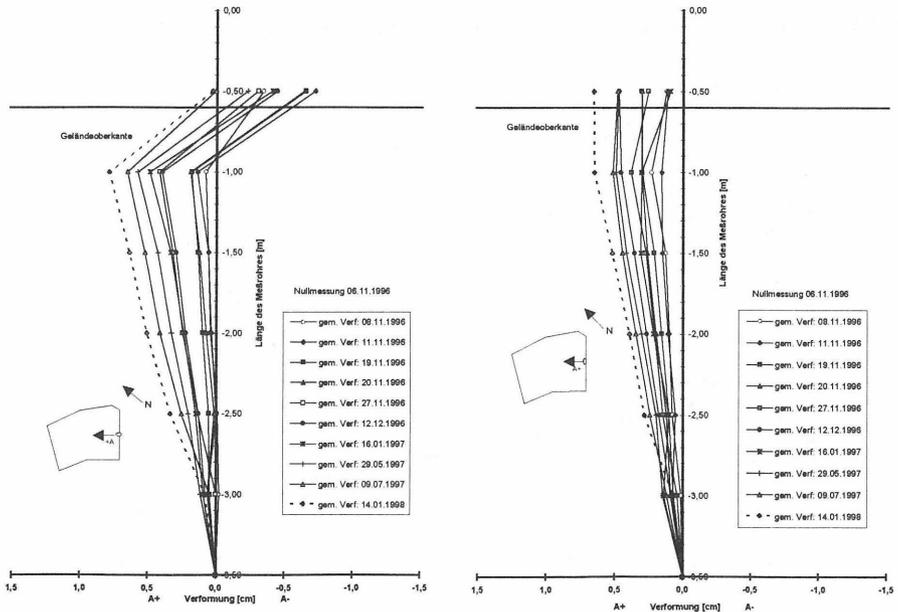
**Bild 4:** Kräfte im Geogitter über die Zeit resp. bei verschiedenen Bauzuständen



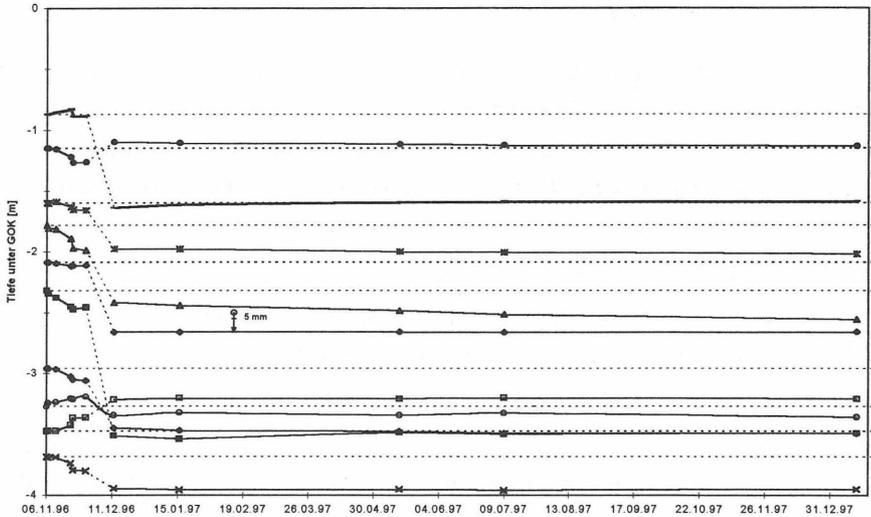
**Bild 5:** Kräfte und prognostizierte Widerstände im Bereich der Verankerung



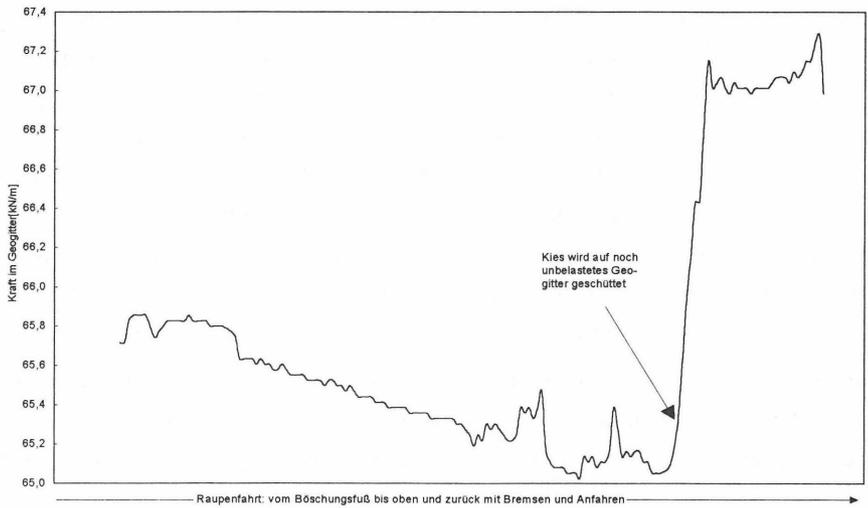
**Bild 6:** Horizontalverschiebungen des Geogitters im Bereich der Verankerung



**Bild 7:** Horizontalverschiebungen des Einbindegrabens



**Bild 8:** Vertikalverschiebungen des Einbindegrabens



**Bild 9:** Kräfte im Geogitter an der Böschungskante bei der Befahrung der Böschung

## **7 Zusammenfassung**

Im Rahmen der Sanierung der Deponie der Volkswagen AG in Baunatal wurde in den bis 40 m langen und 1 : 2,5 geneigten Basisböschungen zur Gewährleistung der Standsicherheit des Abdichtungssystems Geogitter verwendet. Mit der Dimensionierung der Geogitter sowie geotechnischen Messungen im Sinne der Beobachtungsmethode beauftragte die Volkswagen AG Prof. Rodatz und Partner, Braunschweig.

Auf der Grundlage der planerischen Vorgaben und der Ergebnisse von Labor- und Feldversuchen konnte die Tragfähigkeit des vorgesehenen Geogitters und die Standsicherheit der Einbindung unter der Vorgabe nachgewiesen werden, daß die Annahmen während und nach der Böschungsherstellung sowie in der Betriebsphase validiert werden.

Im Rahmen des Geotechnischen Meßkonzeptes wurden die Spannungen und Verformungen im Geogitter sowie die Verschiebungen des Geogitters gegen den Boden und die Bodendeformationen im Bereich der Einbindung an insgesamt sieben Meßstellen erfaßt, ingenieurtechnisch ausgewertet und hinsichtlich der Prognosen beurteilt.

Die Meßergebnisse zeigen deutlich, daß zu keinem Zeitpunkt bei der Herstellung der Böschung und der anschließenden Betriebsphase die prognostizierten Werte überschritten wurden. Unzulässige Verformungs- bzw. Kraftzuwächse konnten während der gesamten Bauphase, auch bei der Befahrung mit einer Raupe einschl. Brems- und Anfahrvorgänge, nicht festgestellt werden. Die Gefahr eines Versagens durch die Überschreitung der zulässigen Kraft im Geogitter, die Überschreitung der zulässigen Dehnung im Geogitter (Kriechen), das Herausziehen des Geogitters aus der Verankerung und das Erreichen des Grenzzustandes für den Einbindegraben einschl. der Überschüttung hat während der gesamten Herstellung der Böschung sowie im Betrachtungszeitraum von November 1996 bis Januar 1998 nicht bestanden.

Aufgrund der Ergebnisse konnten die Messungen aus bau- und ingenieurtechnischer Sicht im Sommer 1997 im Einvernehmen mit den Baubeteiligten beendet werden. Aus wissenschaftlichem Interesse werden die Messungen bis auf weiteres jedoch fortgesetzt.

**Dipl.-Ing. Silke Kellmeraid**

VOLKSWAGEN AG

Umweltplanung K-EFUW

D-38436 Wolfsburg

**Dipl.-Wirtsch.-Ing. Olaf Stahlhut**

INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK

TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

Gaußstraße 2

D-38106 Braunschweig

**Dipl.-Ing. Wolfgang Oltmanns**

PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ UND PARTNER

BERATENDE INGENIEURE FÜR GEOTECHNIK GMBH

Rebenring 33 (Technologiepark)

D-38106 Braunschweig



# ANWENDUNG DER FLÄCHENDECKENDEN DYNAMISCHEN VERDICHTUNGSKONTROLLE (FDVK) AUF STEILEN DEPONIEBÖSCHUNGEN

Dietmar Adam, Fritz Kopf, Thomas Macho

## 1. EINLEITUNG

Die Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) ist ein walzenintegriertes Verfahren, mit dem die Verdichtung bzw. Tragfähigkeit von Böden während des Arbeitsprozesses einer Vibrationswalze flächendeckend kontrolliert werden kann.

Sind mit konventionellen Methoden (Ersatzverfahren, Isotopensondierungen, Einsenkungsmessungen, Lastplattenversuche, usw.) lediglich stichprobenartige Überprüfungen im Nachhinein möglich, die sich im Verhältnis zum kontrollierten Volumen nur auf ein sehr kleines Prüfvolumen beziehen, können bei Anwendung der FDVK die gesamte bearbeitete Fläche bereits während des Verdichtungsprozesses überprüft, die Meßwerte für den Walzenfahrer visualisiert und manipulationssicher dokumentiert werden. Schwachstellen können sofort erkannt und entsprechende Maßnahmen getroffen sowie Aussagen über die Gleichmäßigkeit der geprüften Fläche angestellt werden. Eine deutlich verbesserte Qualitätssicherung und lückenlose Dokumentation ist damit möglich.

Während die FDVK im Straßen-, Autobahn-, Eisenbahn- und Flughafenbau bereits verstärkt zum Einsatz kommt, stellt eine routinemäßige Anwendung der FDVK auf Deponien Neuland dar. Die Gründe liegen in erster Linie darin, daß die FDVK auf bindigen Böden Erfahrung bei der Auswahl der Ausrüstung (Walze-Meßsystem) erfordert und nur unter bestimmten Voraussetzungen sinnvolle Ergebnisse liefert; weiters ist die Anwendung auf steilen Böschungen nur unzureichend erforscht.

## 2. GRUNDLAGEN DER FDVK

Das Grundprinzip der FDVK beruht auf der Wechselwirkung zwischen der dynamisch erregten Bandage einer Vibrationswalze und dem darunterliegenden Boden. Bei einer freischwingenden Bandage erzeugen ein oder mehrere Unwuchterreger in der Walzen-trommel eine harmonische (sinusförmige) Bewegung. Dies ist der Fall, wenn die Walze vom Untergrund abgehoben wird, sodaß zwischen Bandage und Boden kein Kontakt mehr besteht.

Liegt die Bandage am Boden auf, kommt es zu einer Verzerrung der Signale (wie z.B. der Beschleunigungssignale); diese sind zwar im Regelfall weiterhin periodisch aber nicht mehr harmonisch. Bei höherer Verdichtung werden die Böden im allgemeinen steifer, die Bodenreaktionskraft steigt an und die Verzerrung der Meßsignale nimmt zu. Dieser Effekt wird in den verschiedenen Meßsystemen der FDVK zur Überprüfung der Verdichtung herangezogen.

Im folgenden werden die wesentlichen Bestandteile des Interaktionssystems - Boden, Walze und Meßsystem - erläutert und Hinweise für einen erfolgreichen Einsatz der FDVK gegeben.

### 2.1. Böden

Die Wahl des geeigneten Verdichtungswerkzeuges hängt in erster Linie von der Art und dem Zustand des Bodens sowie dessen Verwendungszweck ab. Werden Böden verdichtet, so reagieren sie in Abhängigkeit von Kornverteilung, Kornform, Wassergehalt und Lagerungsdichte unterschiedlich.

Sandig kiesige Böden (Abb. 1 (1)) sind nichtbindig und gekennzeichnet durch eine hohe Wasserdurchlässigkeit, gute Verdichtbarkeit sowie eine hohe Tragfähigkeit im verdichteten Zustand. Die Verdichtung erfolgt vorzugsweise durch Vibrationswalzen mit Glattmantelbandage. Die primär vertikal in den Boden eingetragenen Kräfte sorgen für die Verdichtungswirkung. Werden diese Materialien jedoch zu stark verdichtet, kann es entweder zu einer Wiederauflockerung oder zu einer Kornzertrümmerung kommen. Beide Effekte sind unerwünscht. Sandige Kiese stellen ein ideales Anwendungsgebiet für wal

zenintegrierte Verdichtungskontrollen dar, die Größenordnung der auftretenden Bodensteifigkeit beeinflusst die Bewegung der Bandage signifikant.

Enggestufte Sande (Abb. 1 (2)) haben aufgrund ihrer Gleichkörnigkeit eine hohe Durchlässigkeit, praktisch keine Kornbindungskräfte und erreichen aus demselben Grund auch nicht die Trockendichten von weiter abgestuften Materialien. Wird das seitliche Ausweichen des Bodens verhindert, können hohe Tragfähigkeiten erzielt werden. Verdichtet werden Sande ebenfalls mit Vibrationswalzen, bei einer dynamischen Bearbeitung mit zu großer Amplitude kommt es zu schollenartigen Aufbrüchen parallel zur Bandagenachse, die wiederum eine Auflockerung bedeuten. Die FDVK stellt ein geeignetes Kontrollverfahren dar, das Meßwertniveau ist jedoch niedriger als auf sandigen Kiesen.

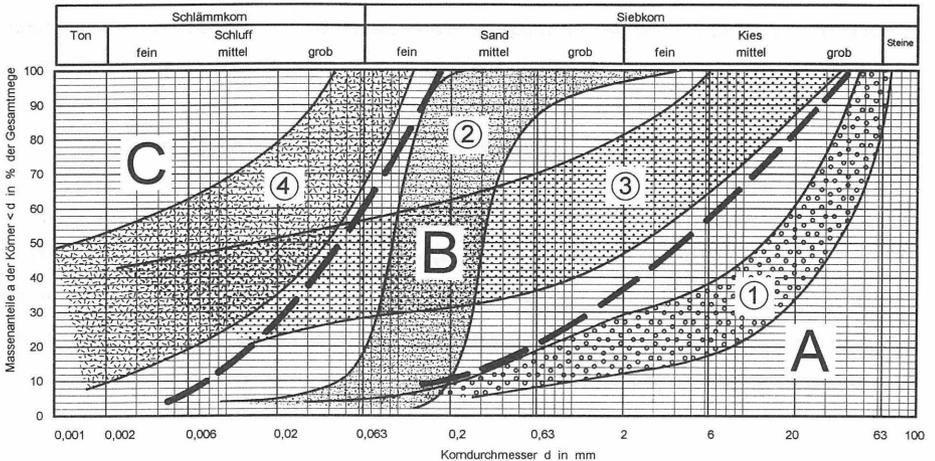


Abb. 1: Kornverteilungen von Böden und Bereiche mit (A) besonders guter, (B) durchschnittlicher und (C) mäßiger Eignung bei Anwendung der FDVK.

Weitgestufte gemischtkörnige Böden (z.B. schluffig tonig sandiger Kies; Abb. 1 (3)) werden als schwachbindig eingestuft, der Wassergehalt spielt eine wichtige Rolle für die Zustandsform, Bearbeitbarkeit und für die Steifigkeit. Die Wasserdurchlässigkeit ist infolge des hohen Feinkornanteils niedrig. Aufgrund der geringen Wasserdurchlässigkeit besteht die Möglichkeit des Entstehens von Porenwasserdrücken während der Verdichtung, Vibrationswalzen mit Schaffußbandagen bewirken eine bessere Durchknetung des

Untergrundes. Weiters ist auf die Einhaltung des optimalen Wassergehaltes (aus dem Proctorversuch) zu achten, Witterungseinflüsse in Form von Regen bzw. starker Sonneneinstrahlung führen zu unerwünschter Durchnässung bzw. Austrocknung. Dynamische Verdichtungskontrollen liefern reproduzierbare Ergebnisse, solange der Wassergehalt nahezu konstant im optimalen Bereich liegt.

Alle Eigenschaften bindiger Böden, wie schluffige Tone (Abb. 1 (4)), stehen im direkten Zusammenhang mit dem Wassergehalt. Dieser ist für die Zustandsform der maßgebende Faktor. Der Einbau bzw. die Verarbeitung erfordert einen Wassergehalt in der Nähe der Ausrollgrenze bzw. etwas darüber, sodaß sich der Boden im plastischen Bereich befindet. Die Verdichtung ist infolge der sofort entstehenden Porenwasserdrücke nur mit statischen Walzen mit Schaffußbandage zielführend. Die Verdichtungskontrolle ist jedoch auch mit Vibrations- bzw. Oszillationswalzen möglich. Dabei ist zu bedenken, daß die Steifigkeiten kohäsiver Böden deutlich geringer sind als jene von nichtbindigen Materialien; beim Einsatz von Vibrationsgeräten werden sinnvolle Meßwerte nur mit sehr leichten Walzen zu erzielen sein, das Meßwertniveau wird sich trotzdem sehr niedrig gestalten.

Setzt man die FDVK zur Kontrolle der Verdichtung von Böden ein, so ist auch immer der Schichtaufbau in Betracht zu ziehen. Die Tiefenwirkung der walzenintegrierten Meßmethoden ist größer als die Verdichtungstiefe, Meßwerte beziehen sich daher nicht nur auf eine Schicht, sondern immer auf einen Tiefenbereich. Damit besteht auch die Möglichkeit, Schwachstellen im Untergrund zu orten.

## 2.2. Vibrationswalzen

Vibrationswalzen sind dadurch gekennzeichnet, daß eine oder zwei Bandagen vibrierend angeregt werden können.

Der im Erdbau am häufigsten eingesetzte Typ ist der Vibrationswalzenzug, der darüberhinaus für die Anwendung der FDVK besonders geeignet ist. Der Walzenzug ist vorne mit einer vibrierenden Walzentrommel und hinten mit zwei Gummirädern ausgestattet. Die Trommel kann entweder als Glattmantel- oder als Schaffußbandage ausgeführt sein. Auf

grund der größeren Oberfläche und der Knetwirkung ist die profilierte Oberfläche für die Verdichtung von Böden mit einem hohen Feinkornanteil effektiver.

Bei Vibrationswalzen wird die Bandage je nach Modell mit einer Frequenz zwischen 20 und 40 Hz erregt, die Amplitude der schwingenden Bandage beträgt zwischen 0,5 und 2,0 mm. Die meisten Vibrationswalzen können mit zwei unterschiedlichen Amplituden betrieben werden, wobei im allgemeinen die Erregerfrequenz bei großer Amplitude geringer ist als bei kleiner. Die Leistung des Unwuchtmotors kann somit bei beiden Anregungen nahezu gleich gehalten werden. Die Fahrgeschwindigkeit bei dynamischer Verdichtung bzw. Kontrolle liegt generell zwischen 3 und 6 km/h. Vibrationswalzen haben je nach Produkt ein Gesamtgewicht von 4 bis 20 Tonnen, spezielle Entwicklungen können den angeführten Maximalwert auch überschreiten.

#### Betriebszustände der Bandage:

In Abhängigkeit der Bodensteifigkeit, verschiedener Walzenparameter und der Fahrgeschwindigkeit zeigt die erregte Bandage einer Vibrationswalze unterschiedliche Verhaltensweisen, welche aufgrund von charakteristischen Verhaltensmerkmalen in fünf Betriebszustände eingeteilt werden. Die FDVK ist immer im Zusammenhang mit diesen Betriebszuständen zu betrachten, da das Bewegungsverhalten der Walzentrommel die dynamischen Meßwerte signifikant beeinflusst. Gekennzeichnet sind die Betriebszustände durch einen möglichen Kontaktverlust der Bandage und durch die Periodendauer der Trommelbewegung; Bezeichnung und Definition sind in Tabelle 1 angegeben.

Der Betriebszustand Kontakt ist selten und tritt nur bei sehr niedrigen Bodensteifigkeiten auf, der dynamische Meßwert ist ebenfalls entsprechend niedrig. Handelsübliche Walzen sind im allgemeinen so konzipiert, daß sich deren Bandagen bei üblichen Bodensteifigkeiten im Betriebszustand Abheben befinden. Mit steigender Bodensteifigkeit nimmt auch der dynamische Meßwert zu. Der Meßwertübergang zwischen Kontakt und Abheben erfolgt kontinuierlich, sodaß diese beiden Betriebszustände zusammengefaßt werden können und die normale Betriebsform darstellen.

Der Betriebszustand Springen tritt bei hohen Bodensteifigkeiten auf und hat einen signifikanten Einfluß auf den Verlauf der dynamischen Meßwerte. Der Übergang vom Abheben zum Springen ist dadurch gekennzeichnet, daß die Meßwerte im allgemeinen abfallen und ein niedrigeres Niveau einnehmen. Mit weiter ansteigender Steifigkeit nimmt jedoch der dynamische Meßwert innerhalb dieses Betriebszustandes wiederum zu. Aus diesem

Grund ist bei Springen die Anwendung der FDVK möglich und sinnvoll, jedoch sind Meßwerte, welche beim (sog.) „Sprungbetrieb“ ermittelt wurden, als solche vom Meßsystem automatisch zu erkennen und stationierend zu vermerken. Sprungbetrieb ist auch an der erhöhten Erschütterungswirkung und akustisch an einem tiefen Dröhnen erkennbar.

Tab. 1: Definition der Betriebszustände von Vibrationswalzen und qualitativer Zusammenhang mit der Bodensteifigkeit.

Bewegung der Bandage	Interaktion Bandage-Boden	kleinste Periode*	Betriebszustand	Anwendung der FDVK	Bodensteifigkeit	Fahrgeschw.
periodisch	ständiger Kontakt	1	KONTAKT	ja	↓ ↑	hoch niedrig
	Kontaktverlust	1	ABHEBEN	ja		
		2 (4)	SPRINGEN	ja		
		[2 (4)]	TAUMELN	nein		
chaotisch		-	CHAOS	nein		

\* Die kleinste Periode ist als Vielfaches der Erregerperiode  $T=2\pi/\omega_0$  angegeben.

Tab. 1: Definition der Betriebszustände von Vibrationswalzen und qualitativer Zusammenhang mit der Bodensteifigkeit.

Die Betriebszustände Taumeln (dabei führt die Bandage eine Wiegeschwingung aus, d. h. sie schlägt abwechselnd links und rechts am Boden auf) und Chaos treten nur bei extrem hohen Bodensteifigkeiten in Kombination mit ungünstigen Walzenparametern und niedriger Fahrgeschwindigkeit auf und sind automatisch auszuschneiden, da entweder keine sinnvollen oder überhaupt keine dynamischen Meßwerte erzielbar sind. Zu erkennen sind diese beiden Verhaltensformen daran, daß die Walze nicht mehr steuerbar ist, d. h. ein Spurhalten ist gänzlich unmöglich.

### 2.3. Meßsysteme

Im wesentlichen haben sich das *Compactometer* (der Firma *Geodynamik*, Stockholm) und das *Terrameter* (des *BOMAG*-Konzerns, Boppard) am Markt durchgesetzt und im praktischen Baubetrieb bewährt.

Beide Systeme (Abb. 2) bestehen aus einer Aufnehmereinheit an der Bandage (A) (Beschleunigungsaufnehmer), einer Prozesseinheit (B) (Ermittlung von dynamischen

Meßwerten) und einer Anzeigeeinheit in der Walzenkabine (C) sowie einem Aufnehmer im Bereich der Antriebsräder (D) zur lagemäßigen Zuordnung der dynamischen Meßwerte innerhalb einer Walzspur.

Für beide Produkte sind Dokumentationssysteme erhältlich, in denen die Meßwerte auf einem Bildschirm angezeigt und manipulationssicher gespeichert werden können. Für die weitere Bearbeitung der Meßdaten werden von den Meßsystemherstellern Computerprogramme angeboten.

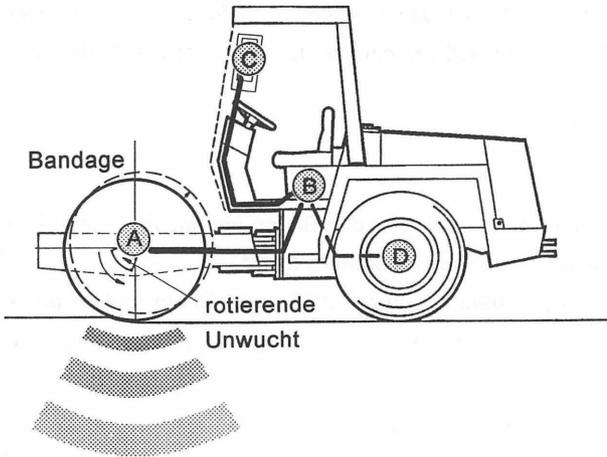


Abb. 2: Meßwalze und die wesentlichen Bestandteile der FDVK-Systeme.

### Compactometer

Untersuchungen haben gezeigt, daß das Verhältnis der Amplitude der ersten Oberschwingung zur Amplitude der Grundschwingung des Beschleunigungssignals ein signifikantes Merkmal zur Beurteilung der Steifigkeit des Bodens bildet.

Der dynamische Meßwert des *Compactometers* wird als *Compaction-Meter-Value (CMV)* bezeichnet und ist folgendermaßen definiert:

$$CMV = \frac{\hat{a}(2\omega_0)}{\hat{a}(\omega_0)} \cdot 300 \quad (1)$$

Darin bedeuten  $\hat{a}(\omega_0)$  die Amplitude des vertikalen Beschleunigungssignals der Bandage bei der Erregerkreisfrequenz  $\omega_0$  und  $\hat{a}(2\omega_0)$  die Amplitude bei der doppelten Erreger

kreisfrequenz. Der konstante Wert 300 wurde willkürlich gewählt. Die Meßgröße *CMV* ist dimensionslos und stellt einen Relativwert dar.

Zur Beurteilung des Betriebszustandes des Springens wurde ein weiterer Kennwert eingeführt, der *Resonance-Meter-Value (RMV)*:

$$RMV = \frac{\hat{a}(0,5\omega_0)}{\hat{a}(\omega_0)} \cdot 100 \quad (2)$$

Wird ein Signal gemessen, in dem die Amplitude bei halber Grundfrequenz der vertikalen Bandagenbeschleunigung  $\hat{a}(0,5\omega_0)$  von Null verschieden ist, so befindet sich die Walze im Sprungbetrieb.

### Terrameter

Untersuchungen haben ergeben, daß die effektiv in den Boden abgegebene Energie mit der Verdichtung bzw. der Steifigkeit des Bodens zusammenhängt.

Der dynamische Meßwert des *Terrameters* wird mit *OMEGA* bezeichnet und ist proportional zum elastischen Anteil der effektiv in den Boden eingetragenen Energie  $W_{eff}$ :

$$OMEGA \sim W_{eff} = \int_{2T} \left[ -(m_B + m_E) \ddot{z}_1 + \vec{F}_{stat} + \vec{F}_E \right] \dot{z}_1 dt \quad (3)$$

Dabei bedeuten  $m_B$  und  $m_E$  die Massen der Bandage und der Unwucht,  $\vec{F}_{stat}$  die statische Achslast und  $\vec{F}_E$  die Erregerkraft;  $\dot{z}_1$  ist die aus der gemessenen Bandagenbeschleunigung  $\ddot{z}_1$  ermittelte Schwinggeschwindigkeit der Bandage.

Die Energie wird dabei durch eine willkürlich festgelegte Referenzenergie dividiert, damit ist auch der *OMEGA*-Wert ein dimensionsloser Relativwert.

Um dem Umstand Rechnung zu tragen, daß der Energietransfer bei Sprungbetrieb in zwei aufeinanderfolgenden Erregerperioden unterschiedlich ist, wird in Gleichung (3) das Integral immer über zwei Perioden gebildet. Tritt der Betriebszustand des Springens auf, wird dies aufgezeigt.

## 2.4. Interaktion Walze-Boden-Meßsystem

Walze-Boden-Meßsystem bilden mit vorgegebener Amplitude, Frequenz und Fahrgeschwindigkeit eine „charakteristische Einheit“ (d. h. Meßwertverlauf, Meßwertniveau und das Auftreten verschiedener Betriebszustände sind für dieses System charakteristisch).

Es ist daher unbedingt erforderlich, daß die festgelegten Einstellungen und Parameter der Walze (Amplitude, Frequenz, statische Linienlast der Bandage, Fahrgeschwindigkeit) während der Meßfahrten nicht verändert werden. Dies gilt gleichermaßen für den Bodenaufbau sowie Lage und Geometrie der Walzspuren (Neigungen, Kurvenfahrten, Randspuren, etc.).

Meßwerte, die mit einer „charakteristischen Einheit“ ermittelt wurden, können mit Ergebnissen konventioneller Versuche kalibriert werden.

## 3. EINSATZ DER FDVK AUF DEPONIEEN

Gerade im Deponiebau kommt der Überprüfung der geforderten Eigenschaften von Basis- und Oberflächenabdichtungen eine besondere Bedeutung zu. Üblicherweise wird ein dichtes Netz an punktuellen Prüfmethode (Dichte- und Dichtheitsprüfungen, etc.) vorgeschrieben, die Auswahl der Punkte erfolgt nach vorgegebenem Raster, gemäß statistischer Methoden oder zufallsbedingt. Somit können lokale Schwachstellen nicht gezielt aufgedeckt und in weiterer Folge auch nicht ausgebessert werden.

Demgegenüber ist es bei Anwendung der FDVK möglich, die gesamte Fläche zu überprüfen, Schwachstellen aufzuzeigen und darüberhinaus die Gleichmäßigkeit des anstehenden bzw. eingebauten Materials zu dokumentieren.

Wird die FDVK auf Deponien eingesetzt, sind insbesondere zwei Einflußfaktoren - Böschungsneigung und Dichtschichtmaterial - zu beachten, da diese die entscheidenden Faktoren für eine erfolgreiche Anwendung der FDVK darstellen. Weiters sind Überlegungen zu Prüfkriterien anzustellen, herkömmliche Methoden (z.B. Festlegung eines unteren und ev. eines oberen Grenzwertes mittels Kalibrierung) werden im Deponiebau nicht immer möglich und sinnvoll sein.

### 3.1. Böschungsneigung

#### Einfluß der Neigung auf die Wahl der Walze

Bei der Auswahl der Walze ist in erster Linie zu prüfen, ob das Gerät für die vorgegebene Böschungsneigung geeignet ist (Angabe der Hersteller). Insbesondere ist darauf zu achten, daß die Ölwanne für größere Neigungen ausgelegt ist. Die Bandage muß (auf den Gummipuffern) so gelagert sein, daß die Schwingung der Walzentrommel aufgrund der Neigung nicht aperiodisch bzw. behindert wird.

Die Neigung stellt weiters ein zentrales Entscheidungskriterium für die Wahl des Antriebes dar. Prinzipiell unterscheidet man zwischen

- selbstfahrenden Walzen und
- gezogenen Walzen.

Der Einsatz selbstfahrender Walzen ist durch deren Steigfähigkeit (bei Vibrationsbetrieb!) und durch die Übertragung der Antriebskraft auf den Boden durch die Reibung zwischen den Antriebsrädern und dem Untergrund bestimmt. Der Reibungskoeffizient ist in erster Linie von der Oberflächenbeschaffenheit, der Kornverteilung und dem Wassergehalt des Bodens sowie vom Reifenprofil und vom Luftdruck im Pneu abhängig. Da der Reibungskoeffizient im allgemeinen eine nichtlineare Größe ist, spielt das Gewicht der Walze ebenfalls eine Rolle; je höher das Gesamtgewicht ist, desto geringer ist die Grenzneigung.

Es ist zu bedenken, daß der Schlupf zwischen den Rädern und dem Boden nicht zu groß sein darf, da sonst die dynamischen Meßwerte nicht lagerichtig zugeordnet werden. Moderne Geräte (Deponieversionen) sind mit Antischlupfregelung ausgerüstet, wodurch das Befahren noch steilerer Böschungen ermöglicht wird.

Voraussetzung für den Einsatz von selbstfahrenden Walzen ist weiters, daß die Geschwindigkeit während einer Meßfahrt eingehalten werden kann (Toleranzbereich  $\pm 0,2$  km/h).

Gezogene Walzen sind einzusetzen, sofern ein Selbstfahren aufgrund der Steigung nicht mehr möglich ist. Die Zugvorrichtung ist dabei so anzuordnen, daß das Zugseil in jedem Fall parallel zur Böschung verläuft; sonst werden die Kräfte auf die Walze verändert und damit die Meßwerte beeinflusst. Weiters muß es möglich sein, die Zuggeschwindigkeit konstant zu halten.

Verfügt der Antrieb der Walze über keine Antischlupfregelung, ist das Gerät im Leerlauf zu ziehen, da bereits durch minimale Geschwindigkeitsunterschiede zwischen dem Eigenantrieb und der Zugeinrichtung ein unerwünschter Schlupf entsteht.

### Einfluß der Neigung auf die dynamischen Meßwerte

Je höher der Schwerpunkt der Walze liegt, desto größer ist bei zunehmender Neigung der Anteil der Last, der von den Hinterrädern übernommen wird. Betrachtet man die statische Achskraft  $F_{stat}$  der Bandage normal zur Böschungsneigung, so wird diese bei zunehmender Steigung (bergauffahrende Walze!) geringer. Dies gilt sowohl für die selbstfahrende als auch - im Regelfall - für die gezogene Walze.

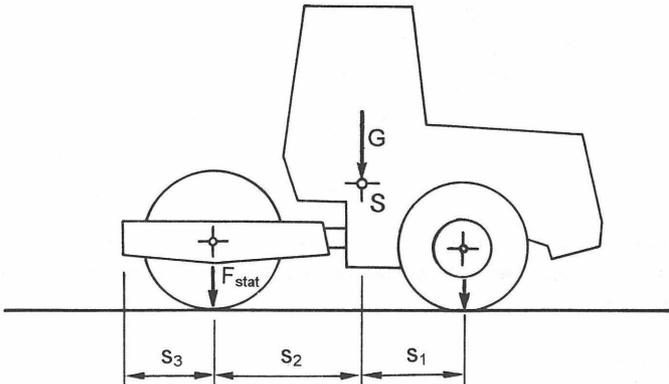


Abb. 3: Statische Achslast der Bandage  $F_{stat}$  in Abhängigkeit des Gesamtgewichtes  $G$  und der Geometrie der Meßwalze (Schwerpunkt  $S$ ) bei horizontaler Fahrt.

Gemäß Abbildung 3 ist die statische Achslast der Bandage  $F_{stat}$  für die horizontale Walze, wobei  $G$  das Gesamtgewicht der Walze ist:

$$F_{stat} = G \frac{s_1}{s_1 + s_2} \quad (4)$$

Auf geneigten Flächen ergeben sich für die Bergauffahrt der selbstfahrenden (Abb. 4) und der gezogenen Walze (Abb. 5) reduzierte Achskräfte  $F_{stat}^{red}$  der Bandage normal auf die Aufstandsfläche.

• selbstfahrende Walze:

$$F_{stat}^{red} = G \frac{s_1 \cos \beta - s_4 \sin \beta}{s_1 + s_2} \quad (5)$$

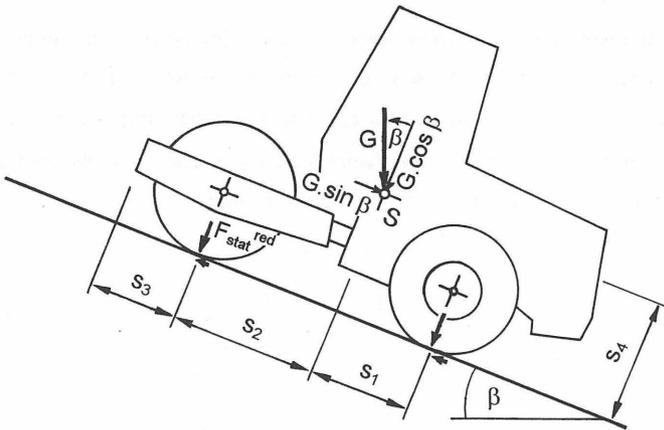


Abb. 4: Statische Achslast der Bandage  $F_{stat}$  in Abhängigkeit des Gesamtgewichtes  $G$  und der Geometrie der selbstfahrenden Meßwalze (Schwerpunkt  $S$ ) bei Fahrt auf geneigter Fläche.

• gezogene Walze:

$$F_{stat}^{red} = G \frac{s_1 \cos \beta - (s_4 - s_5) \sin \beta - (s_1 + s_2 + s_3) \sin \beta \tan \delta}{s_1 + s_2} \quad (6)$$

Bezieht man diese reduzierten Achskräfte auf die statische Achslast der horizontalen Walze, können die folgenden Verhältniszwerte  $\kappa$  („Abminderungsfaktoren“) angegeben werden.

<sup>1</sup> Es ist für  $F_{stat}$  unerheblich, ob der Antrieb ausschließlich über die Hinterräder bzw. über die Hinterräder und über die Bandage erfolgt.

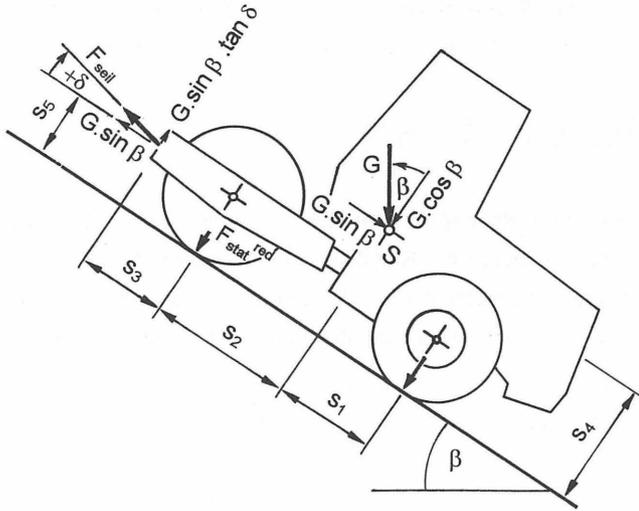


Abb. 5: Statische Achslast der Bandage  $F_{stat}$  in Abhängigkeit des Gesamtgewichtes  $G$  und der Geometrie der gezogenen Meßwalze (Schwerpunkt  $S$ ) bei Fahrt auf geneigter Fläche.

- selbstfahrende Walze:

$$\kappa = \frac{F_{stat}^{red}}{F_{stat}} = \cos \beta - \frac{s_4}{s_1} \sin \beta \quad (7)$$

- gezogene Walze:

$$\kappa = \frac{F_{stat}^{red}}{F_{stat}} = \cos \beta - \frac{(s_4 - s_5) + (s_1 + s_2 + s_3) \tan \delta}{s_1} \sin \beta \quad (8)$$

Der für dynamische Messungen relevante Fall  $\delta = 0$  bedeutet eine Vereinfachung von Gleichung (8):

$$\kappa = \frac{F_{stat}^{red}}{F_{stat}} = \cos \beta - \frac{s_4 - s_5}{s_1} \sin \beta \quad (9)$$

Bei der Ermittlung der Bodenkontaktkraft zwischen Bandage und Boden im dynamischen Fall (Vibrationsbetrieb) stellt die statische Achskraft einen wesentlichen Faktor dar:

$$\vec{F} = -(m_B + m_E) \ddot{z}_1 + \vec{F}_{stat} + \vec{F}_E \quad (10)$$

Im Arbeitsdiagramm der Bandage (siehe Abb. 6) erkennt man deutlich die Konsequenzen dieses Sachverhaltes. Durch die Reduktion der statischen Achskraft wechselt die Bandage bei niedrigeren Bodensteifigkeiten den Betriebszustand, d. h. die Walze hebt bereits bei geringeren Steifigkeiten vom Boden ab und neigt eher zum Springen.

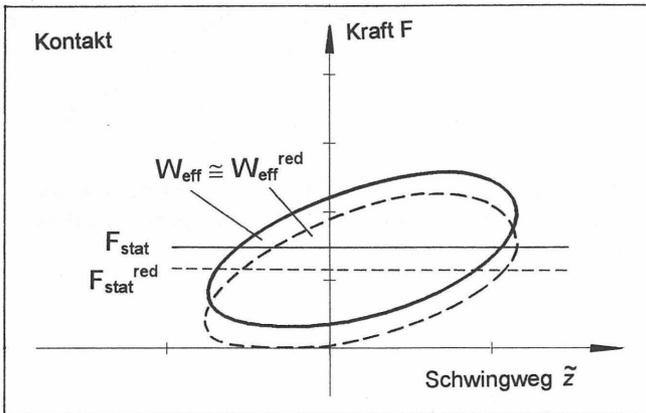


Abb. 6: Arbeitsdiagramm der Bandage beim Betriebszustand Kontakt. Vergleich der Verläufe bei Fahrten auf horizontaler (—) und geneigter Fläche (----).

Darüberhinaus bewirkt die Reduktion der statischen Achskraft eine Veränderung der Bandagenbeschleunigungen und damit ein anderes (im allgemeinen niedrigeres) Meßwertniveau.

Beim OMEGA-Wert des *Terrameters* ist weiters der Umstand in Betracht zu ziehen, daß bei der Meßwertbildung anstelle der statischen Achskraft (geneigte Walze) die statische Achslast (horizontale Walze) verwendet wird:

$$OMEGA \approx W_{eff} = \oint_z \vec{F} d\vec{z} = \oint_{2T} \vec{F} \dot{\vec{z}}_1 dt = \oint_{2T} \left[ -(m_B + m_E) \ddot{z}_1 + \vec{F}_{stat} + \vec{F}_E \right] \dot{\vec{z}}_1 dt \quad (11)$$

Beim Betriebszustand Kontakt hebt sich dieser „Fehler“ durch die Integration über ein ganzzahliges Vielfaches der Erregerperioden auf (Abb. 6), bei allen anderen Betriebszuständen bedeutet dies eine minimale Veränderung des Meßwertniveaus, welche jedoch im Verhältnis zu anderen Einflüssen vernachlässigbar ist (Abb. 7).

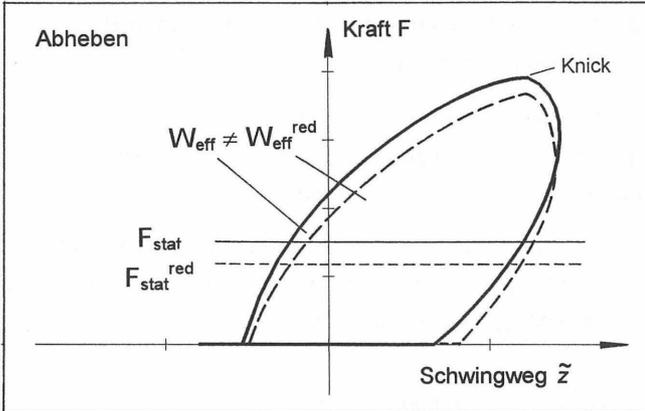


Abb. 7: Arbeitsdiagramm der Bandage beim Betriebszustand Abheben. Vergleich der Verläufe bei Fahrten auf horizontaler (—) und geneigter Fläche (---).

Zusammenfassend hat die Böschungsneigung einen wesentlichen Einfluß auf die Betriebszustände der Bandage sowie das Niveau und den Verlauf der dynamischen Meßwerte. Betrachtet man aber Walze-Boden-Meßsystem unter der Berücksichtigung der vorgegebenen Böschungsneigung wiederum als „charakteristische Einheit“, so sind innerhalb dieser Einheit reproduzierbare Ergebnisse erzielbar, die FDVK stellt somit ein taugliches Mittel für die Überprüfung von Böschungen dar<sup>2</sup>.

<sup>2</sup> Ändert sich bei gezogenen Walzen die Neigung des Zugseiles während einer Meßfahrt, so wird gemäß Gleichung (8) auch die reduzierte statische Achskraft laufend modifiziert. Dies bedeutet innerhalb einer Meßfahrt einen Wechsel der Walzenparameter und damit eine Veränderung der „charakteristischen Einheit“. Dies ist unzulässig und durch ein zur Böschung parallel laufendes Zugseil auszuschalten.

### 3.2. Dichtschichtmaterialien

Es bietet sich auf Deponien an, die FDVK vorzugsweise für die Überprüfung von Basis- und Oberflächenabdichtungen heranzuziehen. In erster Linie wird von den Materialien für diese Schichten eine geringe Wasserdurchlässigkeit gefordert. Aus diesem Grund scheiden nichtbindige Korngemische automatisch aus, folgende Materialtypen sind in Abhängigkeit der Verfügbarkeit verwendbar:

- Bindige Böden aus natürlichen Korngemischen
- Bentonitvergütete gemischtkörnige Böden (Einmischdichtungen)
- Künstliche Baustoffe (Flugaschen, REA-Produkte, etc.)

Diesen Materialien ist gemeinsam, daß die Eigenschaften dieser Böden im direkten Zusammenhang mit dem Wassergehalt stehen, welcher für die Zustandsform und die Verarbeitbarkeit den maßgebenden Faktor darstellt.

#### Bindige Böden aus natürlichen Korngemischen

Wie bereits in Abschnitt 2.1 erwähnt, stellen die bei Bearbeitung des Bodens entstehenden Porenwasserdrücke, die nur sehr langsam abgebaut werden können, ein Problem bei der Verdichtung dar. Die Knetwirkung statischer Walzen mit profilierter Bandage ist im allgemeinen zielführender als die dynamische Einwirkung von Vibrationswalzen.

Im Zusammenhang mit der FDVK ist jedoch nicht nur der Wassergehalt, sondern auch die geringe Steifigkeit bindiger Böden problematisch. Die Verzerrungen der Bandagenbeschleunigungen sind verhältnismäßig gering, das wiederum ergibt ein niedriges Meßwertniveau.

Wird jedoch darauf geachtet, daß der Einbauwassergehalt nahezu konstant im Bereich der Ausrollgrenze ist, so können mit der FDVK - vorzugsweise mit leichten Walzen - sinnvolle Ergebnisse erzielt werden.

#### Bentonitvergütete gemischtkörnige Böden (Einmischdichtungen)

Gemischtkörnige schwachbindige Böden (Abb. 1 (3)) sind deutlich besser für eine Verdichtung mit Vibrationswalzen geeignet als bindige Böden. Durch das Einmischen von Bentonit werden die Eigenschaften dieser Materialien nicht wesentlich verändert, in Ab

hängigkeit vom Prozentsatz der beigegebenen Bentonitmenge steigt der *Proctorwasserhalt* und sinkt die *Proctordichte*.

Die Beigabe des Bentonits und des Wassers kann einerseits im Baumischverfahren und andererseits im Zentralmischverfahren erfolgen. Aufgrund moderner Frästechnologien ist heutzutage mit beiden Verfahren nahezu die gleiche Qualität zu erzielen.

Die erreichbare hohe Gleichmäßigkeit von Einmischdichtungen kann in idealer Weise mit der FDVK nachgewiesen werden, geringfügige Abweichungen bedeuten eine signifikante Veränderung des Meßwertverlaufes. Es ist jedoch auch bei diesen Gemischen zu bedenken, daß das Meßwertniveau relativ niedrig und von Wassergehaltsschwankungen abhängig ist.

#### Künstliche Baustoffe (Flugaschen, REA-Produkte, etc.)

Künstliche Baustoffe, wie zum Beispiel *REALIT*, werden verstärkt für Abdichtungszwecke verwendet. Nachteil dieser Materialien ist, daß man damit wenig Erfahrungen beim Einsatz als Baustoff hat und Materialien aus verschiedenen Produktionsstätten stark unterschiedliche Eigenschaften aufweisen. Da die Korngrößen praktisch zu 100% im Feinkornbereich anzusiedeln sind, nimmt der Wassergehalt einen enorm wichtigen Stellenwert ein. Weiters sind Vorgänge, die durch chemische Prozesse (Hydratation) bewirkt werden, zu beachten.

Vorteil dieser Materialien, die im Regelfall zentral gemischt werden, ist die hohe erzielbare Gleichmäßigkeit der Eigenschaften, die wiederum mittels FDVK überprüft werden kann. Art und Weise des Einsatzes der FDVK sind jedoch im jeweiligen Fall für die gegebenen Verhältnisse abzustimmen.

### **3.3. Prüfungen und Kriterien**

Den wesentlichen Vorteil bei Anwendung der FDVK auf Deponien stellt die Möglichkeit einer flächendeckenden Kontrolle der Gleichmäßigkeit von Dichtschichten dar. Unerwünschte unterschiedliche Materialeigenschaften und lokal begrenzte Schwachstellen können somit rasch - im allgemeinen während des Arbeits- und Verdichtungsprozesses - aufgedeckt und sofort ausgebessert werden. Mit Hilfe der FDVK ist es darüberhinaus

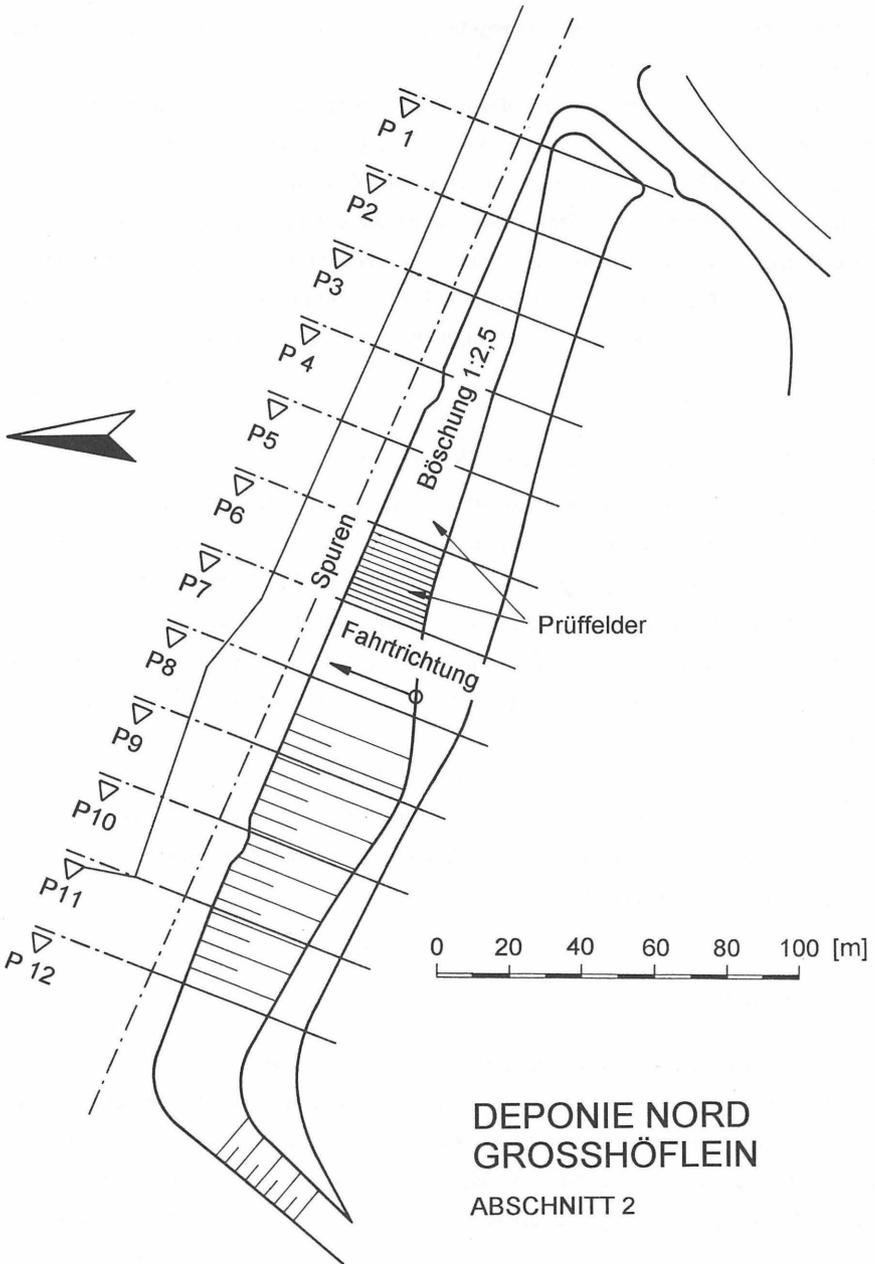


Abb. 8: Deponie Nord, Ausbauabschnitt 2. Lageplan.

möglich, im Rahmen einer Probeverdichtung den Verdichtungsablauf zu optimieren und diesen im Meßsystem zu dokumentieren.

Aus diesen Gründen ist der Einsatz für folgende Prüfungen sinnvoll:

- Eignungsprüfung - Probeverdichtung
- Eigenüberwachungsprüfung (in Österreich: Kontrollprüfung)
- Kontrollprüfung (in Österreich: Abnahmeprüfung)

Weiters stellt sich die Frage, welche Kriterien den Prüfungen zugrundegelegt werden sollen.

Die Festlegung eines unteren und ev. eines oberen Grenzwertes hat sich in der Praxis (noch) nicht bewährt; die Kalibrierung dynamischer Meßwerte auf bindigen Böden mit konventionellen Methoden ist schwierig, da die Streuungen im allgemeinen zu hoch sind.

Folgende Kriterien haben sich als sinnvoll erwiesen:

- Vorgabe eines Meßwertniveaus (Mittelwert)
- Gleichmäßigkeit des Meßwertverlaufes
- Zuwachs (Abfall) der Meßwerte bei aufeinanderfolgenden Überfahrten auf einer Prüfspur.

#### 4. PRAKTISCHE ANWENDUNG

Im folgenden werden zwei österreichische Deponieprojekte vorgestellt, bei denen die FDVK auf steilen Böschungen unter völlig verschiedenen Voraussetzungen erfolgreich angewendet wurde, beide Bauvorhaben wurden im Sommer und Herbst 1997 realisiert.

##### 4.1. Deponie Nord Großhöflein (Burgenland)

###### Projekt

Die bestehende Restmülldeponie (Hangdeponie) für den Einzugsbereich des nördlichen und mittleren Burgenlandes wurde 1996 erweitert, wobei ca. 90 % der neuen Flächen aus Böschungen mit einer Neigung von 40 % (1:2,5) bestehen (Abb. 8). Den Untergrund

bilden schluffig kiesige Sande, als Basisabdichtung wurde eine mineralische Dichtschicht vorgesehen, die als Unterlage für eine Kunststoffolie und den weiteren Aufbau dient (Abb. 9).

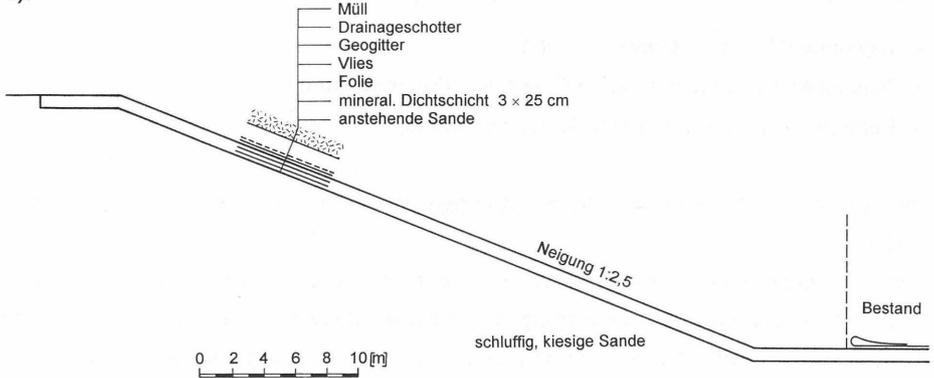


Abb. 9: Deponie Nord, Ausbauabschnitt 2. Querschnitt und Deponieaufbau.

### Basisabdichtung

Die Basisabdichtung besteht aus einer mineralischen Dichtschicht mit einer Stärke von 75 cm, die in drei Lagen á 25 cm eingebaut wurde. Das natürliche Korngemisch (toniger Schluff) wurde aus einer Grube im Nahbereich der Deponie entnommen und mit dem natürlichen Wassergehalt (ca. 30 %) eingebaut.

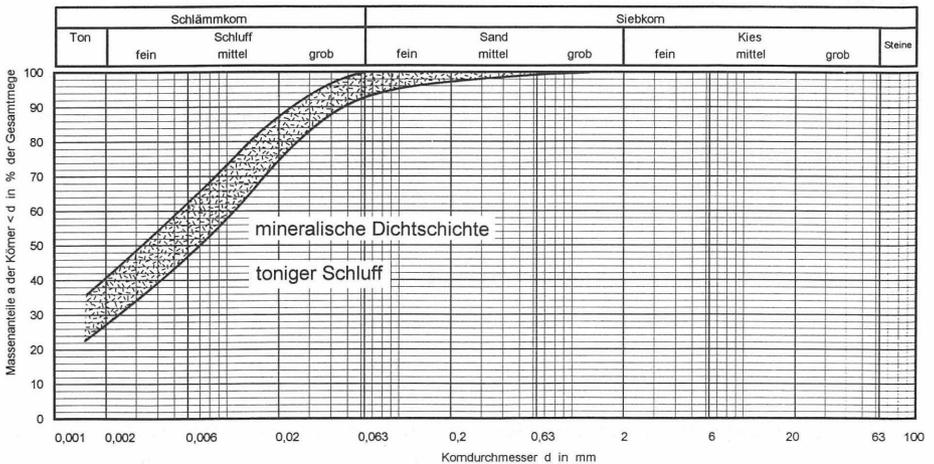


Abb. 10: Korngrößenverteilung des mineralischen Abdichtungsmaterials.

Kennzeichnend für das Material (Abb. 10) sind die hohen plastischen Eigenschaften und eine geringe Wasserdurchlässigkeit ( $k_f = 10^{-9} - 10^{-10}$  m/s), *Proctordichte* und *Proctorwassergehalt* liegen ca. bei  $1,50 \text{ g/cm}^3$  bzw. bei 25 %.

### Einsatz der FDVK

Die FDVK war zur Überprüfung der mineralischen Dichtschichte einzusetzen, wobei Prüfumfang und Kriterien aufgrund kaum vorhandener Erfahrungswerte während des Baugeschehens festgelegt wurden.

### Wahl der Walze

Anhand der Eigenschaften des mineralischen Dichtschichtmaterials und der Böschungneigung erfolgte die Auswahl der Walze. Vorgesehen war der Einsatz einer selbstfahrenden Walze, was für Steigungen von 40 % prinzipiell möglich ist. Die Überprüfung sollte walzenintegriert während der Verdichtung durchgeführt werden, eine nachträgliche Prüfung mit einer eigenen Meßwalze war nicht vorgesehen.



Foto 1: Deponie Nord. Meßwalzenzug BOMAG BW 213 DH-2.

Während eine möglichst schwere Vibrationswalze für die Verdichtung des Materials das Optimum darstellte, stand das hohe Gewicht im Widerspruch zur Steigfähigkeit der Walze

(Übertragung der Antriebsleistung über die Reibung zwischen Reifen und Boden) und der Forderung, daß leichte Walzen für die Anwendung der FDVK auf Böden mit geringer Steifigkeit besser geeignet sind (Meßwertniveau).

Eine leichte Vibrationswalze (*BOMAG BW 142*), die mit Traktorreifen ausgerüstet war, konnte die Steigung problemlos bewältigen, jedoch war die Verdichtungswirkung zu gering und das Reifenprofil ließ keine ausreichend glatte Oberfläche zu.

Technische Daten	<i>BOMAG BW 213 DH-2</i>
<b>Gewichte</b> Eigengewicht Betriebsgewicht (CECE) mit ROPS und Kabine Achslast vorn Achslast hinten Statische Linienlast Radlast	10620 kg 11609 kg 6680 kg 4929 kg 31,8 kg/cm 2465 kg
<b>Fahreigenschaften</b> Fahrgeschwindigkeit (1) Fahrgeschwindigkeit (2) Max. Steigfähigkeit mit Vibration Max. zulässige Steigung	0...6,8 km/h 0...10 km/h 43 % 43 % 43 %
<b>Vibration</b> Vibrierende Bandage Antriebsart Frequenz Amplitude	1 hydraulisch 31/40 Hz 1,7/0,8 mm

Tab. 2: Technische Daten des Walzenzuges *BOMAG BW 213 DH-2*.

Mit einer schweren Vibrationswalze (*BOMAG BW 213*), deren Reifen ein Rautenprofil hatten, wurde eine ideale Verdichtungswirkung erzielt, das Meßwertniveau war gering, jedoch brauchbar. Als problematisch erwies sich in der Testphase das Befahren der Böschung, da aufgrund des Gewichtes, des Reifenprofils (Rauten) und der Oberflächenbeschaffenheit des Materials die Walze bei Vibrationsbetrieb durchrutschte bzw. der Schlupf unzulässig groß war. Diese Schwierigkeiten konnten jedoch dadurch behoben

werden, daß man die Oberfläche des bindigen Bodens durch die Sonneneinstrahlung auf die Böschung (Südhang) im Anschluß an eine statische Überfahrt abtrocknen ließ (ca. 1 Stunde war ausreichend), anschließend konnte die Böschung problemlos unter Einhaltung aller Randbedingungen befahren werden.

Die Wahl fiel somit auf die schwere Walze *BOMAG BW 213 DH-2*, deren wichtigste technischen Daten in Tabelle 2 angeführt sind.

### Wahl des Meßsystems

Als Meßsystem wurde ein *BOMAG Terrameter BTM 04* und das Dokumentationssystem *BCM 03* gewählt, die Datenauswertung erfolgte mit der Software *BCMWIN* auf einem PC im Baustellencontainer.

### Probefeld

Auf einem Probefeld innerhalb des Bauloses wurden die variierbaren Walzenparameter Amplitude, Frequenz und Geschwindigkeit ermittelt sowie die Anzahl und Art der Übergänge festgelegt. Weiters wurde die Reproduzierbarkeit der Meßwerte überprüft<sup>3</sup>.

Die Untersuchungen ergaben, daß die erforderliche Verdichtung mit 3 Vorwärts- und 3 Rückwärtsfahrten, jeweils mit Vibrationsbetrieb und „kleiner Amplitude“, erreicht wurde. Dynamische Messungen waren jeweils bei der Vorwärtsfahrt (d. h. von unten nach oben) durchzuführen.

### Prüfungen

Während der Untergrund sowie die erste und zweite Dichtschichtlage konventionell mittels Standrohr (Wasserdurchlässigkeit) und Isotopsonde (Dichte) überprüft wurde, erfolgte die Prüfung der dritten Lage zusätzlich mit der FDVK. Die Prüffelder wurden zwischen den Profilen (Abstand 25 m) festgelegt (Abb. 8), wobei jedes Prüffeld aus 12 Fahrspuren mit unterschiedlicher Länge bestand. Das Walzschema war, wie bei der Probeverdichtung festgelegt, die Messungen und Auswertungen wurden aufgrund der gerin-

---

<sup>3</sup> Die Reproduzierbarkeit war zu Beginn nicht gegeben, da das Fahrlager (Bandage) der bereits mehrere 1000 Betriebsstunden eingesetzten Walze abgenützt war. Nach Wechsel des Fahrlagers waren die Meßwerte bei aufeinanderfolgenden Überfahrten reproduzierbar.

gen Erfahrung mit der FDVK auf Deponieböschungen von einem Mitarbeiter des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU-Wien (Dipl.-Ing. F. Kopf) durchgeführt.

### Kriterien

Im Vordergrund stand die Überprüfung und Dokumentation der Gleichmäßigkeit, das Aufdecken von lokalen Fehlstellen und des Verdichtungszuwachses zwischen den Überfahrten. Folglich waren die Mittelwerte und die Meßwertverläufe der drei Meßfahrten jeder Spur anzugeben.

Das Meßwertniveau schwankte in Abhängigkeit vom Wassergehalt, der durch die Witterung (Regen, Sonneneinstrahlung) beeinflusst wurde. Aus diesem Grund war das Niveau unterschiedlich und wurde praktisch täglich neu bewertet. Schwachstellen und Verdichtungszuwachs waren von diesem Charakteristikum nicht betroffen und waren an den Meßwerten eindeutig zu erkennen.

### Meßergebnisse

Das Meßwertniveau war erwartungsgemäß niedrig, Sprungbetrieb trat bei keiner Meßfahrt auf. Die Gleichmäßigkeit der *OMEGA*-Werte hing in erster Linie von der Homogenität des Materials, insbesondere des Wassergehaltes ab.

In Abbildung 11(a) ist einerseits das Meßwertniveau niedrig, andererseits besticht das Meßergebnis durch die hohe Gleichmäßigkeit. Im Gegensatz dazu ist in Abbildung 11(b) der Mittelwert zwar höher, jedoch die Streuung innerhalb des Spurenplots sehr groß. Qualitativ ist dieses Ergebnis trotz des höheren Mittelwertes wesentlich geringer einzuschätzen als das Resultat (a).

Abbildung 12 zeigt einerseits die (durchschnittliche) Reproduzierbarkeit der Meßwerte bei unmittelbar aufeinanderfolgenden Meßfahrten auf einer Prüfspur. Sowohl der Mittelwert als auch Minimum und Maximum nehmen mit laufender Verdichtung zu. Die Zunahme ist jedoch degressiv, mit weiteren Überfahrten würden praktisch keine quantitativen Verbesserungen erzielbar sein, vielmehr bestünde die Gefahr einer Verschlechterung durch das Hochpumpen von Wasser aufgrund der Vibration.

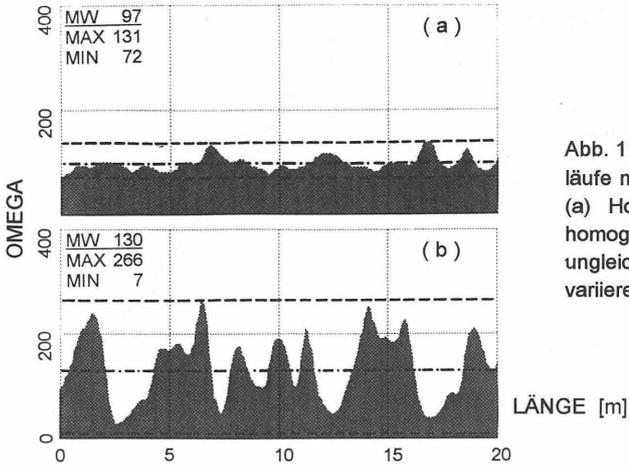


Abb. 11: OMEGA. Meßwertverläufe mit unterschiedlicher Streuung. (a) Hohe Gleichmäßigkeit zufolge homogener Bodeneigenschaften, (b) ungleichmäßiger Verlauf bei stark variierenden Bodenparametern.

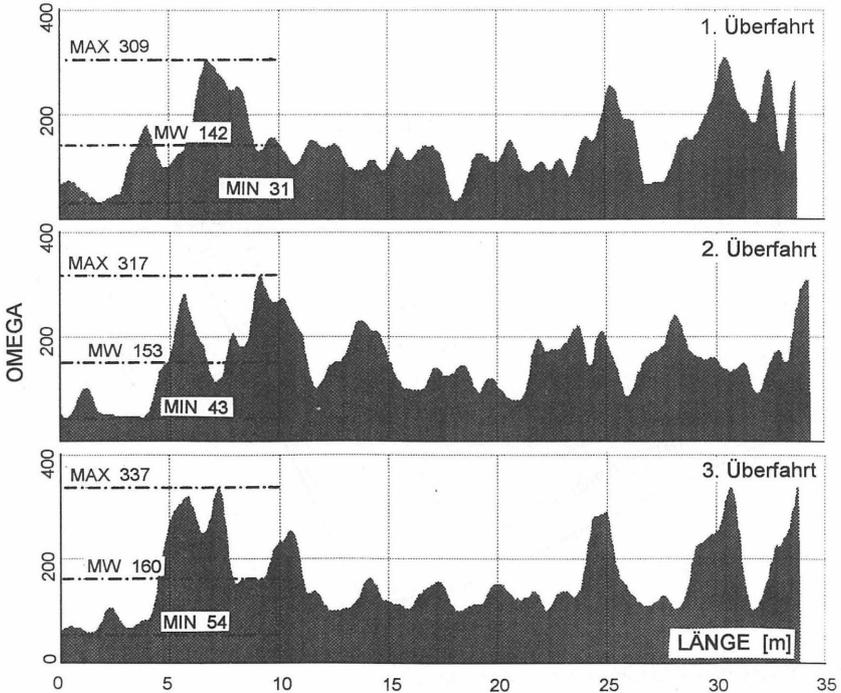


Abb. 12: OMEGA. Meßwertzunahme bei unmittelbar aufeinanderfolgenden Überfahrten.

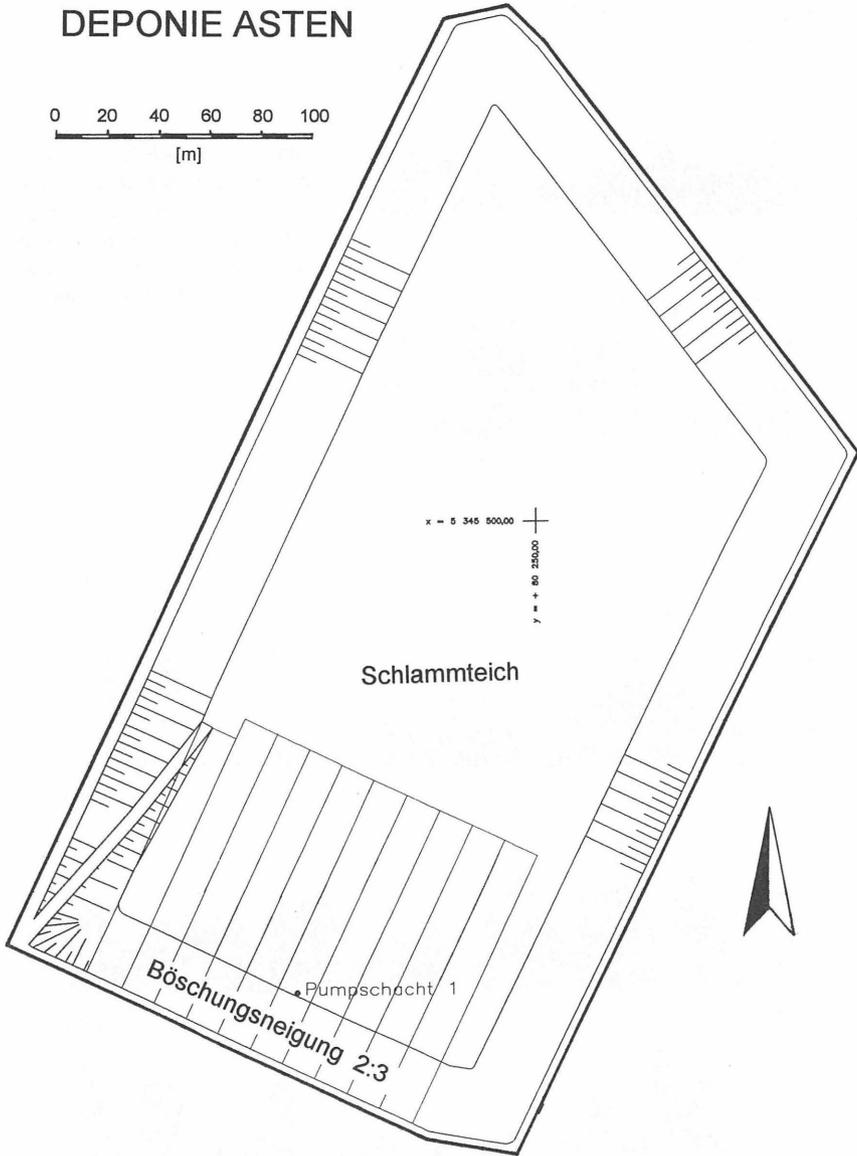


Abb. 13: Klärschlammdeponie Asten. Lageplan.

## 4.2. Deponie Asten (Oberösterreich)

### Projekt

Ein neues Konzept für die Endlagerung von gepreßtem Klärschlamm erforderte den Ausbau der bestehenden Deponie der Regionalkläranlage Asten der Stadtbetriebe Linz. Der Schlammagerplatz der Kläranlage, die für 800.000 EGW ausgelegt ist, wurde erweitert und an den Stand der Technik angepaßt. Die Grubendeponie (Abb. 13) wurde in einen Bereich quartärer, horizontal sedimentierter Donaukiese gelegt, wobei die Ablagerungen bis in eine Tiefe von ca. 14 bis 16 m reichen. Darunter liegt als natürliche Barriere eine dickbankige, überkonsolidierte tertiäre Ablagerung aus tonigen Schluffen („Schlier“) bis in große Tiefen. Die Sohle der Deponie wurde mit der Oberkante des Schliers festgelegt, die gesamte Deponie mit einer Dichtschnittwand umschlossen, die ca. 5 m in den Schlier einbindet (Abb. 14). Die unmittelbare Basisabdichtung war sowohl in der Sohle als auch auf der Böschung - mit einer Neigung von 67 % (1:1,5) - mit REA-Produkt auszuführen.

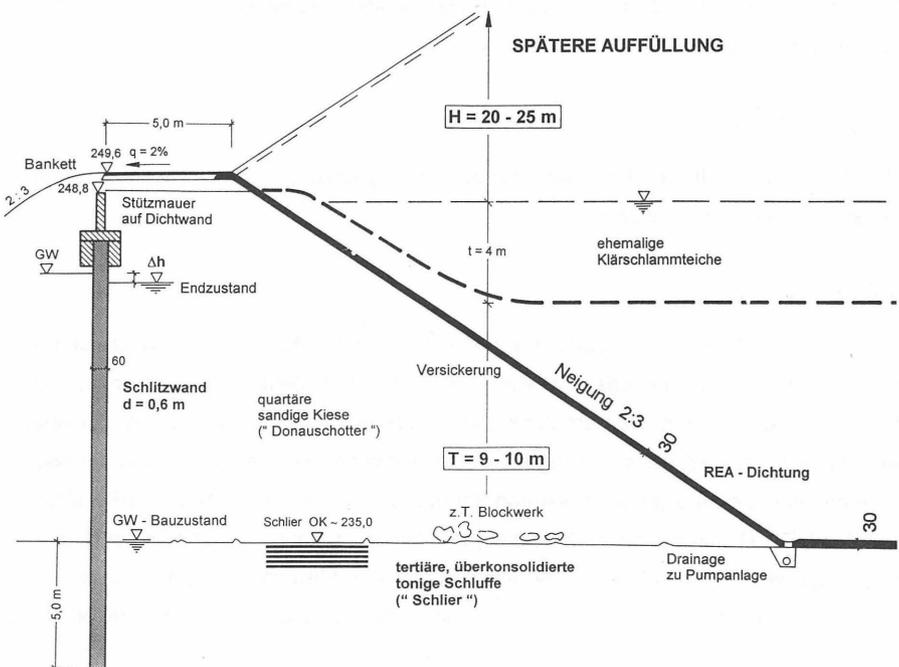


Abb. 14: Klärschlammdeponie Asten. Querschnitt und Deponieaufbau.

### Basisabdichtung

Die Basisabdichtung wurde aus *REALIT* mit einer Lagenstärke von 30 cm - sowohl in der Sohle als auch auf der Böschung - ausgeführt.

Dieses *REA*-Produkt fällt in der RauchgasEntschwefelungsAnlage eines mit Steinkohle betriebenen Kraftwerkes an. Es besteht vorwiegend aus Kalziumsulfid und Flugasche, deren bodenphysikalischen Parameter von der Zusammensetzung und damit von der Steinkohle abhängig sind. Die Standard-*Proctordichte* liegt in einem Bereich von 1,25 g/cm<sup>3</sup>, der optimale Wassergehalt bei 34 %. Das Material hydratiert, nach 56 Tagen erreicht es eine einaxiale Druckfestigkeit von ca. 6 N/mm<sup>2</sup>.

Kennzeichnend für das *REALIT* ist das ausgeprägte Wasseraugvermögen, wobei unmittelbar nach Wasserzugabe die Hydratation beginnt. Ist der Wassergehalt zu hoch, ist das Material nicht mehr verdichtbar, es bilden sich lediglich Schuppen, die sich vom übrigen Material lösen. Ist jedoch die Fläche einmal verdichtet, so weist das *REALIT* das Wasser ab, sodaß es oberflächlich abrinnt. Die Wasserdurchlässigkeit ist im verdichteten und erhärteten Zustand sehr gering ( $k_f \approx 10^{-10}$  m/s).

### Einsatz der FDVK

Die FDVK war zur Überprüfung der Basisabdichtung sowohl in der Sohle als auch auf der steilen Böschung einzusetzen.

### Wahl der Walze

Aufgrund der steilen Böschungsneigung, die ein Selbstfahren der Walze unmöglich machte, kam nur eine gezogene Walze in Betracht. Die Verdichtungswirkung spielte im Zusammenhang mit dem Gewicht der Klasse wiederum die zentrale Rolle bei der Auswahl der Walze. Durfte auf der einen Seite die Walze nicht zu schwer sein, damit sie noch mit vernünftigen Aufwand gezogen werden konnte, so war andererseits zu berücksichtigen, daß das *REALIT* aufgrund der Materialeigenschaften und aus wirtschaftlichen Gründen in einer Lage verdichtet werden sollte. Weiters war das Gewicht der Walze unter Berücksichtigung der Steifigkeit des Materials mit dem Meßsystem (Meßwertniveau) abzustimmen.

Nach Bewertung aller Einflußgrößen fiel die Entscheidung auf den Vibrationswalzenzug *BOMAG BW 177 D-3* mit einem Gesamtgewicht von 7360 kg. Wichtige technische Kenn-

daten sind in Tabelle 3 angegeben. Gezogen wurde das Gerät mit einem Seilbagger *LIEBHERR HS 832 HD* (Dienstgewicht ca. 35 Tonnen), die Zuggeschwindigkeit des Seiles konnte konstant gehalten werden. Der Seilbagger war am Böschungskopf situiert und das Zugseil so angeordnet, daß es zu jedem Zeitpunkt parallel zur Böschung lief. Das Umsetzen von Walze und Seilbagger erfolgte gleichzeitig, damit befand sich das Seil auch immer in der Falllinie.

Technische Daten	<i>BOMAG BW 177 DH-3</i>
<b>Gewichte</b>	
Betriebsgewicht CECE	7490 kg
Betriebsgewicht mit ROPS und Kabine	7490 kg
Achslast, Bandage CECE	4170 kg
Achslast, Räder CECE	3320 kg
Statische Linienlast CECE	24,7 kg/cm
<b>Fahreigenschaften</b>	
Fahrgeschwindigkeit (1)	0...5 km/h
Fahrgeschwindigkeit (2)	0...10 km/h
Max. Steigfähigkeit ohne Vibr.	55 %
Max. Steigfähigkeit mit Vibration	55 %
<b>Vibration</b>	
Vibrierende Bandage	1
Antriebsart	hydraulisch
Frequenz	30/38 Hz
Amplitude	1,7/0,85 mm

Tab. 3: Technische Daten des Meßwalzenzuges *BOMAG BW 177 DH-3*

Der Antrieb der Walze wurde während der Verdichtungs- und Meßfahrten ausgeschaltet (Schlupf), die rollenden Hinterräder (Reifen mit Rautenprofil) dienen der lagemäßigen Zuordnung der Meßwerte; lediglich das Reversieren der Walze erfolgte mit eigenem Antrieb.

Die anfängliche Befürchtung, daß das Material auf den Gummirädern haften bleiben könnte, bewahrheitete sich nicht, sofern das *REALIT* mit idealem Wassergehalt eingebaut wurde. Der Einsatz einer Tandemvibrationswalze wurde deshalb nicht in Erwägung gezo-

gen, da die Zuordnung der Meßwerte zum Ort im Feld mit einer Glattmantelbandage nicht gewährleistet gewesen wäre.

Da Walzenfahrer und Baggerfahrer teilweise keinen Sichtkontakt hatten, wurde die gesamte Kommunikation per Funk abgewickelt.

### Wahl des Meßsystems

Als Meßsystem wurde ein *BOMAG Terrameter* BTM 04 und das Dokumentationssystem BCM 03 gewählt, die Datenauswertung erfolgte mit der Software BCMWIN auf einem PC im Baustellencontainer.

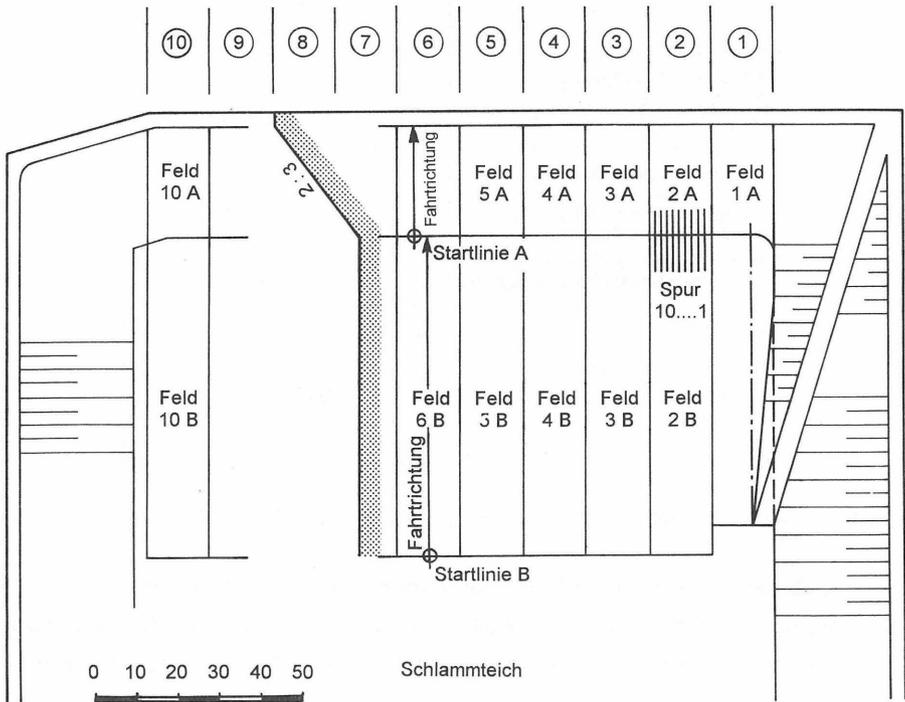


Abb. 15: Klärschlammdeponie Asten. Einteilung der Prüffelder, (A) Böschung mit einem Neigungsverhältnis 2:3, (B) Sohle.

### Probefeld

Auf einem Probefeld mit den Abmessungen  $3 \times 11$  m im Übergangsbereich Sohle (4 m) - Böschung (7 m) wurden sowohl die Walzenparameter eingestellt als auch die Schütthöhe des losen Materials und der Verdichtungsvorgang festgelegt.

Aufgrund der „pulverförmigen“ Struktur, lose geschüttet waren 50 cm Lagenstärke aufzubringen, war es erforderlich, mittels statischer Überfahrten ( $2 \times$ ) eine Vorverdichtung zu erreichen, wobei die Überlappung zwischen frischer Schüttung und vorverdichtetem Material ca. 50 % betragen mußte. Sonst wäre das Material seitlich verdrängt worden und die Herstellung einer glatten Oberfläche im Bereich der Bandagenränder nicht möglich gewesen.



Foto 2: Klärschlammdeponie Asten. Meßwalze BOMAG BW 177 DH-3 während einer Meßfahrt auf steiler Böschung; die Walze wird vom Seilbagger LIEBHERR HS 832 HD mit konstanter Geschwindigkeit gezogen.

Mit zwei weiteren dynamischen Überfahrten (vorwärts von unten nach oben) mit „kleiner Amplitude“, die gleichzeitig als Meßfahrten dienten, wurde die Endverdichtung erreicht, die Rückwärtsfahrt erfolgte jeweils statisch. Zusätzliche Überfahrten hätten zu einer Reißbildung und in weiterer Folge zu einem Abplatzen des Materials im Bereich der Oberfläche geführt.

## Prüfungen

Sowohl in der Sohle als auch auf der Böschung wurde der Untergrund mit der FDVK geprüft, um eventuelle Inhomogenitäten zu dokumentieren. Damit war es möglich, das Durchschlagen von Schwachstellen aus dem Untergrund bei der Interpretation der Meßwerte der Basisabdichtung zu erkennen. Parallel wurden vereinzelt konventionelle Lastplattenversuche durchgeführt.

Die Überprüfung der Basisabdichtung aus *REALIT* erfolgte in der Ebene und auf der Böschung nur mit der FDVK, da konventionelle punktuelle Versuche zu einer schwer sanierbaren örtlichen Zerstörung der Lage geführt hätten.

Der erste Bauabschnitt wurde in 10 Prüffelder mit einer Breite von 15 m und jeweils 10 Spuren eingeteilt (Abb. 15). Dabei wurden die Böschung (A) und die Ebene (B) getrennt behandelt.

Die Schüttung des Materials erfolgte von unten nach oben, am Böschungsfuß wurde ein „Stützkörper“ vorgelegt, um ein Abrutschen des Materials auf der Böschung zu verhindern und gleichzeitig eine Fläche zum Umsetzen für die Walze in der Ebene zu schaffen. Weiters wollte man eine Arbeitsfuge in der Ichse vermeiden.

Besonderes Augenmerk war auf den Wassergehalt zu legen, das Wasser wurde in einer zentralen Mischanlage dem *REALIT* beigemischt, bereits 1 - 2 % Abweichung führten zu einer Veränderung der Verarbeitbarkeit des Materials.

Die Prüfung wurde arbeitsintegriert während der Verdichtung gemäß Probeverdichtung ausgeführt, der Bauablauf wurde damit nicht durch die FDVK verzögert.

Täglich wurde ein Prüffeld hergestellt und geprüft und unmittelbar danach mit einem Schutzvlies abgedeckt. Weitere konventionelle Prüfungen waren nicht erforderlich.

Anzumerken ist, daß die Walze von einem überdurchschnittlich qualifiziertem Mitarbeiter der ausführenden Firma gelenkt wurde, der auch die Datenübertragung und -auswertung selbständig durchführte.

## Kriterien

Im Vordergrund stand die Überprüfung und Dokumentation der Gleichmäßigkeit, das Aufdecken von lokalen Fehlstellen und der Verdichtungszuwachs zwischen den Überfahrten. Folglich waren die Mittelwerte und die Meßwertverläufe der Meßfahrten jeder Spur anzugeben.

Zu beachten war, daß der Untergrund und die Basisabdichtung sowohl in der Ebene als auch in der Böschung jeweils eine charakteristische Einheit darstellten und eigens zu bewerten waren. Das Meßwertniveau war in diesen vier Einheiten extrem unterschiedlich, die Gleichmäßigkeit und Schwachstellen waren jedoch in allen Fällen eindeutig zu erkennen.

### Meßergebnisse

In Abbildung 16 ist der Spurenplot einer Meßfahrt vom Untergrund der Böschung angegeben. Die großen Streuungen der OMEGA-Werte spiegeln die verschiedenen Schichten der horizontalen Ablagerungen der quartären Kiese wieder, die ausgezeichnete Reproduzierbarkeit ist bei unmittelbar aufeinanderfolgenden Überfahrten erkennbar.

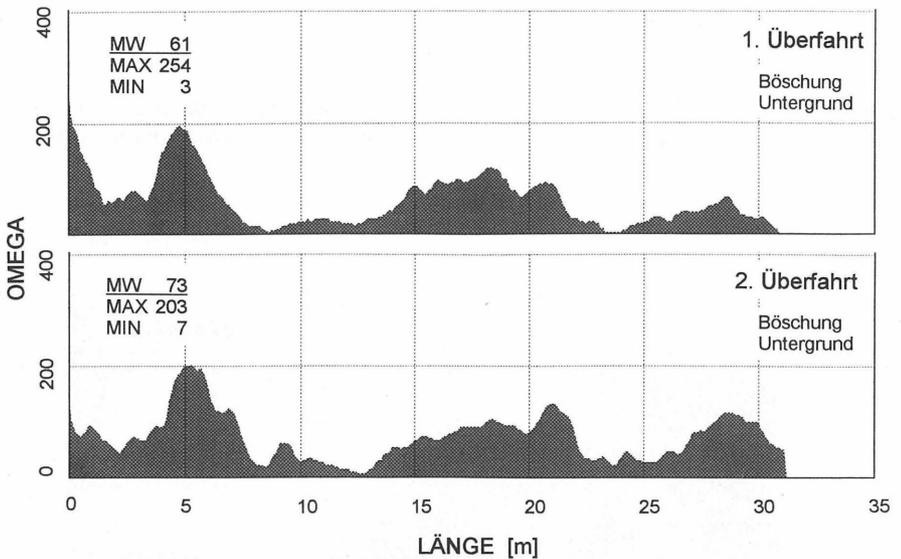


Abb. 16: OMEGA. Der Meßwertverlauf auf der Böschung repräsentiert die sedimentäre Schichtung des Untergrundes mit hoher Reproduzierbarkeit.

Meßergebnisse der Basisabdichtung auf der Böschung ergaben ein hohes Maß an Gleichmäßigkeit, die unterschiedliche Eigenschaften des Untergrundes aufgrund der sedimentären Schichtung schlugen nicht durch. Das Meßwertniveau ist jedoch extrem

niedrig, die Reproduzierbarkeit der Meßwerte ist zu erkennen. In Abbildung 17 sind die Meßwerte von zwei unmittelbar aufeinanderfolgenden Überfahrten dargestellt. Abgesehen von einer Fehlstelle, die auf beiden Spurenplots zu erkennen ist, ist der Verlauf sehr gleichmäßig, der Mittelwert genau gleich, d. h. es ist mit dieser Geräteanordnung kein Verdichtungszuwachs mehr zu erzielen.

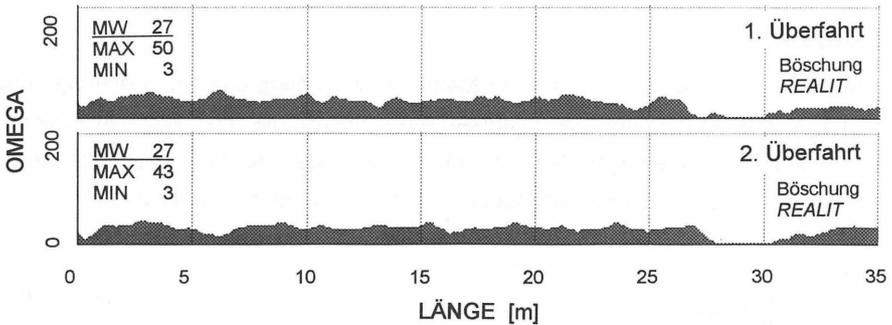


Abb. 17: OMEGA. Das Meßwertniveau ist auf der Basisabdichtung (Böschung) sehr niedrig, die Gleichmäßigkeit spiegelt eine hohe Homogenität des REA-Produktes wieder.



Foto 3: Klärschlammdeponie Asten. Arbeitsablauf auf der Böschung (von links nach rechts): Nachdem der Untergrund mit der FDVK geprüft worden ist, wird das REALIT von unten nach oben aufgebracht, anschließend verdichtet und arbeitsintegriert mit der FDVK überprüft. Abschließend wird die Basisabdichtung mit einem Vlies abgedeckt.

Der Betriebszustand Springen ist auf der Böschung weder am Untergrund noch auf der Basisabdichtung aufgetreten, in der Ebene lediglich auf den durch Baustellenverkehr stark verdichteten Kiesen. Das bedeutet, daß die Verringerung der statischen Achskraft aufgrund der Neigung, wodurch die Walze eher zum Springen neigt, durch die geringe Steifigkeit des Abdichtungsmaterials *REALIT* kompensiert wurde.

## 5. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Die routinemäßige Anwendung der Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) auf Deponien stellt Neuland dar. Im Rahmen der Erweiterung bzw. des Ausbaues von zwei österreichischen Deponien wurde die FDVK erstmals zur Prüfung der Basisabdichtung auf steilen Deponieflächen eingesetzt. Dabei war besonderes Augenmerk auf die Wahl der Walze, deren Antrieb, den Einfluß der Böschungsneigung und die Interaktion zwischen Dichtschichtmaterial, Walze und Meßsystem zu legen.

Als Abdichtung wurde einerseits ein natürlicher mineralischer Boden und andererseits ein künstlicher Baustoff (*REALIT*) eingebaut. Bei allen Materialien mit geringer Durchlässigkeit spielt der Wassergehalt für die Verarbeitbarkeit und die bodenphysikalischen Eigenschaften die maßgebende Rolle. Entsprechend sensibel reagierten auch die dynamischen Meßwerte auf Wassergehaltsveränderungen. Durch die geringen Steifigkeiten dieser Böden war das Meßwertniveau im allgemeinen sehr niedrig, die Bandagen der Walzen befanden sich praktisch immer in den Betriebszuständen „Kontakt“ oder „Abheben“, „Sprungbetrieb“ trat nicht auf.

Es ist zu berücksichtigen, daß bei Anwendung der FDVK der Bauablauf von der walzenintegrierten Prüfmethode beeinflusst wird. Es ist erforderlich, daß eine festgelegte Logistik eingehalten wird. Das wiederum bedeutet eine Schematisierung der Arbeitsvorgänge, ein exaktes Einhalten der Walzspuren, etc., was jedoch automatisch eine Qualitätssteigerung nach sich zieht.

Einen großen Vorteil stellt die Integration der flächendeckenden Verdichtungskontrollen in den Verdichtungsprozeß und die zerstörungsfreie Prüfform dar, nachträgliche punktuelle Überprüfungen können auf Schwachstellen reduziert werden bzw. zur Gänze entfallen.

Kriterien zur „absoluten“ Beurteilung des Zustandes der Dichtschichte in Form von festgelegten Grenzwerten können jedoch aufgrund der bisherigen Erfahrungen noch nicht an-

gegeben werden, dieser Umstand kann zu vertraglichen Problemen bei Kontrollprüfungen führen. Meßwertniveau (Mittelwert), und -verlauf zur Bestimmung der Gleichmäßigkeit und der Meßwertzuwachs bei aufeinanderfolgenden Überfahrten als Kennzeichen für einen Verdichtungszuwachs bieten Optionen für die Qualitätskontrolle der jeweils geprüften Schicht. Die Verwendung für Eignungs- bzw. Eigenüberwachungsprüfungen bietet sich in idealer Weise an.

Wird die FDVK eingesetzt, so ist auf jeden Fall eine enge Kooperation zwischen Auftraggeber, Auftragnehmer und Prüfer notwendig, aufgrund der konstruktiven Zusammenarbeit wurde die FDVK im Rahmen der vorgestellten Projekte nicht nur zur Zufriedenheit aller Beteiligten angewendet, sondern lieferte eine umfassende Qualitätskontrolle und Dokumentation. Die Erfahrungen sind jedoch noch zu gering, um von einem routinemäßigen Einsatz dieser innovativen Methode zu sprechen, die Meinung von Experten wird weiterhin gefragt sein.

---

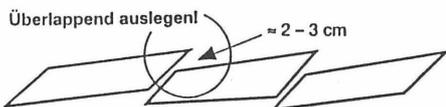
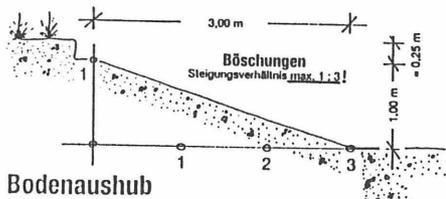
Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar ADAM ist Universitätsassistent,  
Dipl.-Ing. Fritz KOPF ist Forschungsassistent und  
Dipl.-Ing. Thomas MACHO ist Universitätsassistent am  
Institut für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13  
A-1040 Wien

## LITERATUR

- Adam, D. (1996): *Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mit Vibrationswalzen*. Dissertation. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Wien.
- Blancke, U. (1992): *Persönliche Mitteilungen aus dem Forschungslabor der Firma BOMAG*. Boppard (unveröffentlicht).
- Brandl, H. (1995): *Punktuelle und flächenhafte Verdichtungskontrollen im Straßen- und Eisenbahnbau*. 10. Donau - Europäische Konferenz für Grundbau und Bodenmechanik, Mamaia / Constanta.
- Floss, R. et al. (1996): *Qualitätssicherung für Tonabdichtungen mit der Flächendeckenden Verdichtungskontrolle (FDVK)*. 12. Nürnberger Deponieseminar. Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstitutes, Heft 75, Nürnberg.
- Geodynamik AB (1994): *Dokumentationssystem für flächendeckende Verdichtungskontrolle CDS-012-J*. Stockholm.
- Kloubert, H.-J. (1993): *Flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle als Beitrag zur Qualitätssicherung im Erd- und Straßenbau*. BOMAG GmbH, Boppard.
- Neumann, G. (1990): *Charakterisierung des REA-Produktes*: ÖZE Jahrgang 43 Heft 6, Wien.
- ÖNORM S 2074, Teil 2 (1990): *Geotechnik im Deponiebau. Erdarbeiten*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- Pregl, O.; Schwaighofer B. (1990): *Dichtschichten aus REA-Produkt*: ÖZE Jahrgang 43 Heft 6, Wien.
- Thurner, H. (1978): *Verfahren und Vorrichtung zur Beurteilung des Verdichtungsgrades beim Verdichten einer Unterlage mit einem vibrierenden Verdichtungsgerät*. Offenlegungsschrift 2710811. Deutsches Patentamt, Aktenzeichen P 27 10 811.8.
- Thurner, H., Sandström Å. (1980): *Compaction meter on vibrating roller*. Dynapac Research, Solna.



## Abdichtung mit DIA®-Teichbauelementen aus Ton



### GRUNDSÄTZLICH:

Erfolg und Haltbarkeit der Dichtung sind abhängig von der sorgfältigen Verarbeitung und der Beachtung der verbindlichen Bauhinweise!

### 1. BODENAUSHUB / PLANUM

- Böschungen im Steigungsverhältnis von max 1 : 3 (=ca. 18°)
- Teichrandplanum exakt herstellen

### 2. UNTERGRUND

- muß trocken, standfest verdichtet sein

### 3. VERLEGEN

- der DIA®-Teichbauelemente aus Ton
- immer von links nach rechts
- Verzahnung auf Verzahnung
- Schrägen überlappend (ca. 2-3 cm)
- eng aneinander, keine Fugen oder Hohlräume
- in Abschnitten (Teilflächen) arbeiten
- Fläche vor Sonne und Regen schützen!

### 4. VERKNETEN

- zu verwenden: Vibrationsstampfer der Fa. Wacker "BS 45 Y" oder "BS 52Y"
- Teichbauelemente 3 - 4 mal kreuzweise verkneten
- "klatschende / knallende" Stampfgeräusche

### 5. GEOTEXTILVLIES

- sofort nach dem Verkneten aufbringen
- Produkt / Material: TERRAM Polymer (PP/PE), thermisch verfestigt
- ca. 30-50 cm seitliche Überlappung

### 6. AUFLAST - SCHICHT

- sofort nach dem Verlegen des Vlieses aufbringen
- Material: Kies od. Schotter 8/16 od. 8/32 mm
- Auftragsstärke mind. 20 cm

### 7. WASSER EINFÜLLEN

- möglichst kurzfristig nach Fertigstellung



## **Mischen - Aufbereiten - Homogenisieren**

**Hochleistungs-Mischanlage zur Aufbereitung bindiger Böden zu Dichtungsbaustoffen für den Deponiebau und Herstellung von Tragschichten mit Hydraulischen Bindemitteln.**

**Kurze Einrichtungs- und Räumzeiten (ca. 2 Tage)**

**Doppelwellen-Zwangs-Durchlaufmischer**

**Hohe Durchsatzleistung ( bis > 250 t/h)**

**Zwei Vordoseure für Zuschlagsstoffe**

**Ein Anlagensilo für die Zugabe von Additiven  
(z.B. Zement, Flugasche, Tonmehl etc.)**

**Optional zwei weitere externe Silo's**

**Protokollausdruck der fertigen Produkte**

**Beton-, Baustoffprüfung & Umwelttechnik GmbH  
Marieneher Straße 10  
18069 Rostock  
Tel.: 0381 / 819 219  
Fax: 0381 / 819 220**



## Temporäre Oberflächenabdeckung von Siedlungsabfalldeponien

Wolfgang Bräcker

Torsten Möllenbernd

### 1. Einleitung

Deponien, in die ungehindert Niederschlagswasser eindringt, werden auf sehr lange Zeiträume hin dieses Wasser wieder als stark belastetes Sickerwasser emittieren. Sofern eine intakte Basisabdichtung mit Sickerwasserfassung vorhanden ist, wird das Wasser nach der Behandlung Oberflächengewässern zugeführt, anderenfalls gelangt es in das Grundwasser. Ferner kann Deponiegas ungehindert über die Oberfläche dem Deponiekörper entweichen. Aus diesen Gründen sind Deponien nach deren Verfüllende an der Oberfläche abzudichten.

Für Siedlungsabfalldeponien ist der Regelaufbau der Oberflächenabdichtung in der TA Siedlungsabfall (TASi) /1/ unter Nr. 10.4.1.4 festgelegt. Eine Deponie, auf der Abfälle abgelagert wurden, die die Ziele der TASi einhalten, erfüllt folgende Randbedingungen:

- Steifes Auflager
- homogener Abfall
- geringe Setzungsunterschiede
- kein bzw. unerheblicher Deponiegasanfall

Damit unterscheiden sich die Voraussetzungen für eine Oberflächenabdichtung grundlegend von denen, wie sie an der Oberfläche heutiger Hausmülldeponien anzutreffen sind.

Die Kombinationsabdichtung gemäß TASi wurde bereits als Oberflächenabdichtung auf Hausmülldeponien umgehend nach deren Verfüllende sowie in Testfeldern eingebaut. Bislang behielt sie ihre volle Wirksamkeit. Negative Veränderungen wurden noch nicht nachgewiesen. Dennoch lassen verschiedene Gründe die sofortige Abdichtung der Deponie mit dem Regelabdichtungssystem nicht sinnvoll erscheinen:

- Zum Ausgleich von Verformungen an der Deponieoberfläche bedarf es plastischer Tone als mineralisches Abdichtungselement. Diese Materialien neigen jedoch bei entsprechendem Temperaturgradienten zu Austrocknung und Trockenrißbildung.
- Durch die vollständige Abdichtung reduziert sich der Wassergehalt im Deponiekörper mit der Folge, daß die Umsetzungsprozesse nur noch gehemmt ablaufen bzw. ganz zum Erliegen kommen.

Überlagert werden die technische Probleme von den wirtschaftlichen Randbedingungen, da die Kosten der Abdichtung größtenteils nicht durch die Einnahmen im laufenden Ablagerungsbetrieb gedeckt sind. Dies trifft insbesondere auf Deponien zu, die schon lange vor Inkrafttreten der TASI in Betrieb waren und bei denen zunächst keine bzw. nicht in ausreichender Höhe Mittelrückstellungen vorgenommen wurden und Gebührenerhöhungen zum Teil politisch nicht durchsetzbar sind.

Aufgrund der technischen Probleme wurde in der TASI unter Nr. 11.2.1 h) die Möglichkeit eröffnet, auf Altdeponien zunächst eine Abdeckung aufzubringen. Entgegen der Vorgabe in Nr. 10.4.1.4 wurden in Nr. 11.2.1h) kein Regelabdichtungssystem vorgegeben. Insofern erübrigt sich auch eine Diskussion um Gleichwertigkeit alternativer Systeme. Hier gilt es eher zu prüfen, wie die in Nr. 11.2.1h) genannten Ziele mit einem wirtschaftlich vertretbarem Aufwand erreicht werden können. In diesem Zusammenhang stellen sich folgende Fragen:

- Welche Anforderungen sind an temporäre Oberflächenabdeckungen zu stellen?
  - Wann sind sie aufzubringen?
  - Wie lange müssen bzw. dürfen sie eingesetzt werden?
  - Welche technischen Anforderungen müssen sie erfüllen?
- Welche Materialien stehen zur Verfügung und wie ist deren Eignung einzuschätzen hinsichtlich
  - Wirksamkeit,
  - Wirtschaftlichkeit und
  - Integrierbarkeit in die endgültige Oberflächenabdichtung?
- Welche Erfahrungen liegen vor?

Im Nachfolgenden wird unter „Abdeckung“ stets die temporäre Oberflächenabdeckung nach Nr. 11.2.1h) der TASI verstanden, unabhängig davon, wie dicht einzelne Elemente dieser Abdeckung sind. Dem Begriff „Abdeckung“ steht „Abdichtung“ als endgültige Oberflächenabdichtung gemäß Nr. 10.4.1.4 gegenüber.

## **2. Anforderungen**

### **2.1 Einsatzzeitpunkt und -dauer**

Eine Deponie besitzt unmittelbar nach Verfüllende bezüglich Sickerwasserinhaltsstoffe und Deponiegas ihr größtes Emissionspotential. Daher sollte die Oberflächenabdeckung so früh wie möglich aufgebracht werden. Dies bedeutet, daß die Entscheidung über die Art der Abdeckung bereits rechtzeitig vor der Einstellung der Abfallablagerung getroffen und genehmigt wurde. Entsprechende Hinweise zur zeitlichen Umsetzung des Abschlusses des Deponiebetriebes finden sich in einer im Abstimmungsverfahren befindlichen Fortschreibung des Deponiehandbuches /2/.

Die Abdeckung ist nach dem Abklingen der Hauptsetzungen durch eine Oberflächenabdichtung zu ersetzen. Die Abdeckung ist somit nur als zeitlich befristete, also temporäre Maßnahme, zu betrachten. Wie lange der Zeitraum zu kalkulieren ist, hängt von der örtlichen Situation d. h. Homogenität, Zusammensetzung und Umsetzungsgrad des Abfalls, der Morphologie der Deponieoberfläche sowie vom Interesse des Deponiebetreibers ab, wann er die Betriebsphase beenden und die Anlage in die für ihn mit geringerem Kontrollaufwand und größerer Rechtssicherheit verbundenen Nachsorgephase überführen will. Da die Nachsorgephase erst nach der Schlußabnahme beginnt und die Oberflächenabdichtung eine der Voraussetzungen für die Schlußabnahme ist, befindet sich eine Deponie mit einer temporären Abdeckung in der Betriebsphase.

Frühestens kann die Oberflächenabdichtung aufgebracht werden, wenn die Verformungen auf ein Maß zurückgegangen sind, daß setzungsbedingte Schäden am Abdichtungssystem ausgeschlossen werden können. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Setzungsbe-

wegungen nicht nur wegen vorübergehend gehemmter Umsetzungsprozesse unterbrochen sind.

## **2.2 technische Anforderungen**

Gemäß TASI Nr. 11.2.1h) muß die Abdeckung

- Sickerwasserbildung minimieren und
- Deponiegasmigrationen verhindern

Daneben sollte sie aber auch hinsichtlich ihrer Wirksamkeit einfach zu kontrollieren und ggf. zu reparieren sein. Sie muß für den beabsichtigten Einsatzzeitraum beständig und standsicher sein. Die Umsetzungsprozesse sollten nicht unterbrochen werden.

Das Ziel eines geordneten Deponiebetriebes ist nicht nur die Verhinderung einer Grundwasserverschmutzung, sondern auch die Reinhaltung der Oberflächengewässer. Da bekanntermaßen jedes Abwasser nach dessen Behandlung mit einer Restbelastung in ein Oberflächengewässer abgegeben wird, muß es ein Ziel sein, den Sickerwasseranfall so gering wie möglich zu halten. Dieses Ziel würde den Einsatz eines möglichst konvektionsdichten Abdeckungselementes erfordern, das die Sickerwasserbildung gegen Null gehen läßt.

Wie verschiedene Praxiserfahrungen zeigen, geht die Deponiegasproduktion zurück, wenn nicht genügend Wasser dem Abfall für die Methanproduktion zugeführt wird. Die Umsetzungsprozesse laufen gehemmt ab und können sogar ganz zum Erliegen kommen. Damit könnte die Oberflächenabdichtung jedoch nicht aufgebracht werden, da bei einem späteren möglichen Wasserzutritt die Umsetzung wieder beginnt und zu unkontrollierten Emissionen führen kann.

Die Umsetzungsprozesse sollten daher durchgehend zu Ende geführt werden. Dies bedingt wiederum, daß Wasser in den Deponiekörper gelangt. Daher wird vielfach gefordert, daß die Abdeckung eine Restdurchlässigkeit besitzen soll.

Die konvektionsdichte Abdeckung einerseits und die teildurchlässige Abdeckung andererseits sind widersprüchliche Anforderungen. Die jeweiligen Auswirkungen der unterschiedlichen Vorgehensweisen werden nachfolgend näher untersucht.

Zunächst sollte ermittelt werden, wieviel Wasser dem Deponiekörper zugeführt werden muß, um die Umsetzungsprozesses aufrecht zu halten. Größenordnungsmäßig müssen zur Produktion von 1 Nm<sup>3</sup> Deponiegas 0,15l Wasser zugeführt werden /4/. Da nicht die gesamte organische Substanz umgesetzt wird (z. B. Trockenzonen in Deponien), verringert sich der tatsächliche Wasserbedarf gegenüber dem der potentiell möglichen Gasproduktion. Im Gegenzug wird auch Wasser in Form von wasserdampfgesättigtem Deponiegas aus der Deponie ausgetragen. Insgesamt dürfte der Ansatz aber in der richtigen Größenordnung liegen. Der Wasserbedarf ist somit direkt proportional zur produzierten Deponiegasmenge.

Um die zur Diskussion stehende Wassermenge zu verdeutlichen, wird nachfolgend über ein Gasprognosemodell /5/ der Wasserbedarf für eine Modelldeponie mit folgenden Deponiedaten berechnet:

- Standort mit einem mittleren Jahresniederschlag von 800 mm
- Ablagerungsfläche 12 ha
- Abfallmenge und -zusammensetzung; Maßnahmen

1982 ... 1987	110000 t/a	unbehandelter Siedlungsabfall mit mittlerem Inertstoffanteil
1988 ... 1994	85000 t/a	Grünabfallsammlung und getrennte Bauschuttentsorgung
1995 ... 1997	65000 t/a	zusätzliche Bioabfallentsorgung
1998		temporäre Oberflächenabdeckung
2013		Oberflächenabdichtung (99 % Wirksamkeit)
<hr/> Gesamt	1,45 Mio. t	

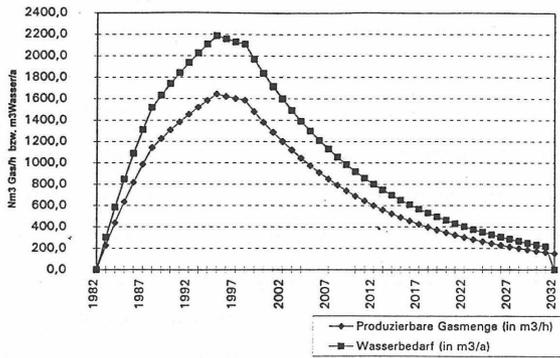
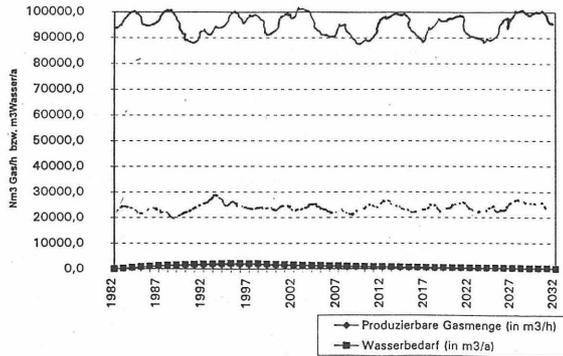


Abbildung 1: Zeitlicher Verlauf der produzierbaren Gasmenge und des Wasserbedarfs

Erfahrungsgemäß fallen bei unabgedichteten bzw. ungedeckten Deponien rd. 25 bis 30 % des Jahresniederschlages als Deponiesickerwasser an. Mit den gleichen Daten wie in Abb. 1, jedoch veränderter Y-Achse zeigt sich deutlich (Abb. 2), daß ohne Oberflächenabdeckung ein erheblicher Wasserüberschuß herrscht.

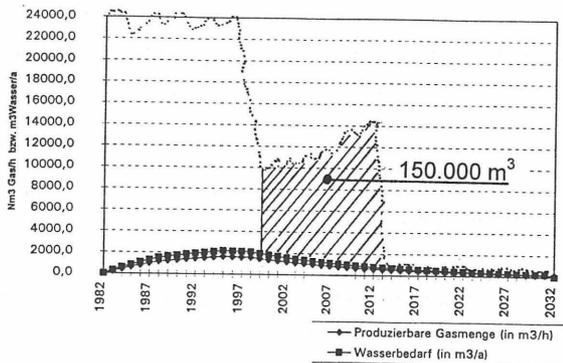


 Niederschlagsmenge (m3/a)  
 Sickerwassermenge (m3/a)

Abbildung 2: Niederschlags- und Sickerwassermenge einer ungedeckten Deponie

Mit einer mineralischen Abdeckung mit einem Durchlässigkeitsbeiwert von  $k \leq 1 \cdot 10^{-8}$  m/s kann, sofern ein ausreichendes Oberflächengefälle vorhanden ist, die Infiltrationsrate zunächst auf rd. 10 % des Jahresniederschlages gesenkt werden. Aufgrabungen an bayerischer Deponien ergaben überwiegend eine weitgehend intakte mineralische Oberflächenabdeckung. Dennoch kann unter Berücksichtigung verschiedener anderer Untersuchungsergebnisse eine zum teil erhebliche Zunahme der Durchlässigkeit der mineralischen Abdeckung in Folge einer möglichen Austrocknung und Pflanzenwurzeln nicht auszuschließen sein. Verformungen der Deponieoberfläche führen bereichsweise zu einer Verringerung des Gefälles und somit zu einer weiteren Erhöhung der Infiltrationsrate. Insgesamt nimmt daher die in den Deponiekörper gelangende Wassermenge zu, während gleichzeitig der Wasserbedarf für die Umsetzungsprozesse weiter abnimmt.

In Abb. 3 ist - wiederum mit veränderter Y-Achse - der Verlauf der in den Deponiekörper eindringenden Wassermenge bei einer mineralischen Abdeckung mit einem Anstieg der Infiltrationsrate von 10 auf nur 15 % der Jahresniederschlagsmenge dargestellt. Daraus ist erkennbar, daß eine mineralische Abdeckung einen Wasserüberschuß und somit eine Sickerwasserneubildung von rd. 150.000 m<sup>3</sup> während des Zeitraums der temporären Abdeckung nach sich zieht. Dieses Wasser fällt als Sickerwasser auf der Deponiebasis an und ist entsprechend zu behandeln.



Sickerwassermenge (m3/a)

Abbildung 3: Sickerwassermenge bei mineralischer Oberflächenabdeckung

Eine temporäre Abdeckung mit einer Restdurchlässigkeit führt somit immer zur Freisetzung von Deponiesickerwasser.

Eine Oberflächenabdeckung mit einem intakten, konvektionsdichten Element ist als technisch dicht anzusehen. Wasser kann lediglich durch Fehlstellen bis zu deren Reparatur in den Deponiekörper eindringen. Eine Wirksamkeit des Systems von mindestens 99 % kann als realistisch angesehen werden. Daraus ergibt sich gemäß dem in Abb. 4 dargestellten Kurvenverlauf, daß für den Zeitraum der temporären Abdeckung der Wasserbedarf größer ist als die eindringende Wassermenge. Der Bedarf sinkt von zunächst 2000 m<sup>3</sup>/a über 12 Jahre auf 0 m<sup>3</sup>/a. Über diesen Zeitraum müßten rd. 12.000 m<sup>3</sup> Wasser dem Deponiekörper zugeführt werden, damit die Abbauprozesse nicht zum Erliegen kommen.

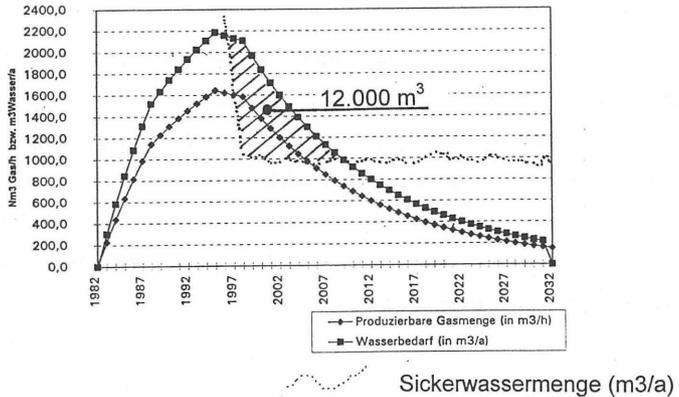


Abbildung 4: Sickerwassermenge bei konvektionsdichter Oberflächenabdeckung

### 3. Materialien zur Oberflächenabdeckung

#### 3.1 Mineralische Abdeckung

Die mineralische Abdeckung wie in Nr. 2 beschrieben führt zu einer deutlichen Sickerwasserbildung.

Eine Reduzierung der Durchlässigkeit auf ein Niveau, wie es für die Oberflächenabdichtung verlangt wird, erfordert einen nicht unerheblichen bautechnischen Aufwand. Zum ei-

nen bietet die Abfalloberfläche für die Verdichtung nur ein unzureichendes Widerlager. Zum anderen muß die mineralische Abdeckung vor Frost, Pflanzenwurzeln und Austrocknung geschützt werden. Besondere Anforderungen müssen an die Rekultivierungsschicht als Wurzelraum und Wasserhaushaltsschicht gestellt werden. Dies bedeutet einen Aufbau, wie er dem Regelabdichtungssystem der TASI für die Deponieklasse I vergleichbar ist.

Die Wirksamkeit der Abdeckung läßt sich nur indirekt über die Sickerwassermenge kontrollieren. Schadenstellen können, sofern sie nicht an der Oberfläche augenfällig sind, nicht lokalisiert und somit auch nicht repariert werden.

Mineralische Abdichtungen gelten ab einem Durchlässigkeitsbeiwert in der Größenordnung von  $k \leq 10^{-10}$  m/s und Wassersättigung als weitgehend gasdicht. Bei größeren Durchlässigkeitsbeiwerten und geringeren Wassergehalten können Deponiegasemissionen nur durch eine entsprechend wirksame Entgasung unterbunden werden. Derart wirksame Entgasungen sind jedoch nicht der Regelfall.

An das mineralische Abdichtungselement in der Oberflächenabdichtung werden andere Anforderungen gestellt als an das in einer Abdeckung. Die mineralische Schicht müßte zwar nicht wieder ausgebaut werden, könnte aber der Oberflächenabdichtung auch nicht angerechnet werden. Lediglich die zur Frostsicherung aufgebrauchten Überschüttungen könnte bei einem abschnittswisen Bau der Oberflächenabdichtung ggf. in der Rekultivierungsschicht wieder Verwendung finden.

### **3.2 Bentonitmatte**

Der Vorteil der Bentonitmatte gegenüber der mineralischen Abdeckung ist ihre geringe Bauhöhe und leichtere Einbaubarkeit. Auch Sie muß vor Frost geschützt werden. Darüber hinaus bedarf sie zur Erreichung einer geringen Durchlässigkeit einer entsprechenden Auflast. Die Austrocknungsgefahr läßt sich durch einen zweilagigen Einbau der Matte und durch eine Rekultivierungsschicht, die wie bei der mineralischen Abdeckung bestimm-

ten Anforderungen genügen muß, reduzieren. Werden die erforderlichen Randbedingungen nicht geschaffen, können die Infiltrationsraten bereits nach sehr kurzer Zeit über den Werten der Sickerwasserneubildung nicht abgedeckter Deponien liegen.

Für wassergesättigte Bentonitmatten wurden relativ geringe Gasdurchlässigkeitsraten ermittelt. Sie können jedoch nicht als gasdicht angesehen werden, so daß wirksame Entgasungseinrichtungen erforderlich erscheinen.

Bentonit besitzt nur einen Winkel der inneren Reibung von  $4^\circ$ . Hangabwärtsgerichtete Kräfte aus der Auflast können bei steileren Böschungen nur über die Vernadelung bzw. Vernähung der oberen mit der unteren geotextilen Lage aufgenommen werden. Da diese Verbindung nicht als dauerhaft angesehen werden kann, sollte die Bentonitmatte von Flächen, die steiler als 7% geneigt sind, vor dem Einbau der Oberflächenabdichtung abgeräumt werden. Anderenfalls kann wegen der Gleitgefahr keine dauerhafte Standsicherheit der Oberflächenabdichtung gewährleistet werden.

Eine Funktionskontrolle ist bislang nur in dem für die mineralische Abdeckung genannten Umfang möglich.

### **3.3 Kapillarsperre**

In Böschungen kann die Kapillarsperre im Rahmen ihrer hydraulischen Leistungsfähigkeit das Eindringen von Niederschlagswasser in den Deponiekörper verhindern. Voraussetzung ist aber, daß sie in Bezug auf die abzuleitende Wassermenge, Hanggeometrie und Materialzusammensetzung hydraulisch ausreichend ausgelegt ist und über eine entsprechend dimensionierte Wasserhaushaltsschicht eine Vergleichmäßigung der Zusickerung zur Kapillarsperre erreicht wird.

Kapillarsperren sind nicht gasdicht. Sofern nicht durch eine optimale Gaserfassung Gasmigrationen verhindert werden, sind sie zur Oberflächenabdichtung nur in Kombination mit einem weiteren Abdeckungselement einsetzbar. Für die Kombination mit einer Kunst-

stoffdichtungsbahn existieren bereits Versuchsanlagen. In der Regel wurden hier die Kunststoffdichtungsbahnen oberhalb der Kapillarsperre geplant. In diesem Fall hat die Kapillarsperre in der temporären Abdeckung neben einer Funktion als Gasdränschicht nur die Aufgabe einer Dichtheitskontrolle für die Kunststoffdichtungsbahn, da diese die entsprechenden Anforderungen an die temporäre Abdeckung bereits alleine erfüllt. Die Kapillarsperre könnte aber nach dem Versagen der Kunststoffdichtungsbahn ggf. als endgültige Abdichtung fungieren. Dieser Aufbau entspricht zunächst nicht den Vorgaben der TASI. Daher bedarf ein solcher Aufbau noch entsprechender Diskussionen.

Bei künftigen Projekten sollte erwogen werden, die Kunststoffdichtungsbahn unter der Kapillarsperre anzuordnen. Somit könnte auf eine zusätzliche Entwässerungsschicht oberhalb der KDB verzichtet werden und Wasser, das in der Kapillarschicht abfließt, könnte uneingeschränkt abgeleitet werden, während ansonsten das Leckagewasser durch Kondensat belastet sein kann und somit ggf. einer Behandlung zu unterziehen wäre.

### **3.4 Folie / Kunststoffdichtungsbahn**

Verschweißte Kunststoffdichtungsbahnen sind konvektions- und weitgehend gasdicht. Sie können über bestimmte Zeiträume offen liegen bleiben, so daß Schäden durch Begehung festgestellt und lokalisiert werden können. Sofern es aus landschaftspflegerischen Gründen oder um den UV-Schutz der Bahn zu gewährleisten erforderlich sein sollte, die Bahn zu überbauen, reichen bereits geringe Überdeckungshöhen aus. In diesem Fall könnte durch ein Dichtheitskontrollsystem eine direkte und quasikontinuierliche Überwachung der Funktionsfähigkeit erhalten bleiben. Die Bahnen sind bei fehlender bzw. nur geringer Überschüttung leicht zugänglich und reparierbar.

Als Materialien kommen je nach Einsatzdauer und -ort verschiedene Produkte von der Bau- und Silofolie über Dichtungsbahnen aus Recyclaten bis hin zu BAM-zugelassenen Kunststoffdichtungsbahnen in Frage. Für eine Einsatzdauer von 10 bis 15 Jahre wurde seitens der BAM eine Empfehlung zum Einsatz von Kunststoffdichtungsbahnen /3/ erar-

beitet. Diese Empfehlung sieht Bahnen mit einer Mindestdicke von 1,5 mm und ein gegenüber den zugelassenen Bahnen breiteres Materialspektrum vor.

Aufgrund der Dichtigkeit der Kunststoffdichtungsbahnen gelangt kein Wasser zur Aufrechterhaltung der Umsetzungsprozesse in den Deponiekörper. Daher sind in diesem Fall Einrichtungen zu installieren, durch die Wasser infiltriert werden kann. Für die Infiltration bietet sich Sickerwasser ggf. nach einer Vorbehandlung an. Aus diesem Grund sollten die Infiltrationseinrichtung entsprechend „robust“ gegen Verstopfung konzipiert werden.

Eine Deponie mit einer intakten Oberflächenabdeckung aus Kunststoffdichtungsbahnen ist wasserdicht und führt zu keinen Deponiegasmigrationen über die Oberfläche. Somit können beide Zielvorgaben der TASI Nr. 11.2.1h) als uneingeschränkt erfüllt angesehen werden.

### **3.5 Asphalt**

Asphalt mit einem Hohlraumgehalt von unter 3 Vol-% gilt als konvektionsdicht. Voraussetzung zur Erreichung dieses geringen Hohlraumgehaltes ist ein für die Verdichtung des Asphalts erforderliches steifes Auflager. Dies ist aber gerade an der Oberflächen einer Hausmülldeponie nicht vorhanden. Fachlich steht dem Einsatz von Asphalt hier nichts im Wege. Die Herstellbarkeit sollte aber vorab in einem Versuchsfeld getestet werden. Ein Dichtheitskontrollsystem wie für Kunststoffdichtungsbahnen ist derzeit noch nicht bekannt. Insofern könnte im Fall einer Überschüttung der Asphaltschicht die Funktionsfähigkeit wiederum nur über die Sickerwassermenge abgeschätzt werden.

Auch beim Einsatz von Asphalt müssten die Umsetzungsprozesse durch Infiltration von Wasser aufrecht erhalten werden.

Abgesehen von Testfeldern liegen derzeit noch keine Erfahrungen über die temporäre Oberflächenabdeckung einer Deponie mit Asphalt vor.

### **3.6 geotextile Dränelemente**

Sobald eine Abdichtung überschüttet werden soll, bedarf es, sofern die Überschüttung nicht selbst ein entsprechendes Wasserableitvermögen besitzt, unmittelbar darüber eines Entwässerungselementes.

Dränelemente aus Kunststoffen verfügen über ein relativ großes Wasserableitvermögen bei geringer Bauhöhe. Ein weiterer Vorteil ist die ggf. bessere Zugänglichkeit der Abdichtungselemente. Kunststoffdränelemente besitzen nur eine begrenzte zeitliche Beständigkeit. Sie sollten daher auf die geplante Einsatzdauer der temporären Abdeckung abgestimmt sein.

### **3.7 Kombinierte Abdichtungs- und Dränelemente**

Seitens der Industrie sind derzeit kombinierte Dichtungs- und Dränelemente in der Entwicklung. Über den Einsatz auf Hausmülldeponien liegen bislang noch keine hinreichenden Erfahrungen vor, die eine Beurteilung der flächendeckenden Herstellbarkeit und Eignung in Bezug auf die genannten technischen Anforderungen an eine temporäre Abdeckung als alleiniges Abdeckungselement oder in Kombination mit anderen Elementen erlaubt.

### **3.8 Gasoxidationsschicht**

Wissenschaftliche Untersuchungen deuten darauf hin, daß eine mächtige und organikreiche Rekultivierungsschicht in der Lage ist, das Methan des Deponiegases auf seiner Passage durch die Abdeckung zu oxidieren. Derartige Abdeckungen können bei entsprechender Dimensionierung und Materialwahl in einem gewissen Rahmen auch einen eigenen Wasserhaushalt aufbauen. Derartige Überlegungen sollten weiter beobachtet werden.

#### 4. Wirtschaftlichkeit

Die Kosten der Oberflächenabdeckung hängen sehr stark von der örtlichen Situation ab. Als Größenordnungen können sie wie folgt geschätzt werden:

Abdeckungssystem	spezifische Kosten	Kosten Modelldeponie
mineralische Abdeckung	70 ... 120 DM/m <sup>2</sup>	8,4 ... 14,4 Mio. DM
Bentonitmatte	60 ... 100 DM/m <sup>2</sup>	7,2 ... 12,0 Mio. DM
Kapillarsperre	90 ... 150 DM/m <sup>2</sup>	*)
Kunststoffdichtungsbahn	25 ... 80 DM/m <sup>2</sup>	3,0 Mio. ... 9,6 Mio. DM
Asphalt	**)	
kombinierte Dichtungs- und Dränelemente	**)	

\*) nur im Böschungsbereich einsetzbar, kann ggf. in der Oberflächenabdichtung weiter verwendet werden.

\*\*\*) derzeit noch keine Beurteilung der Eignung bzw. Herstellbarkeit möglich

Nachfolgend werden die Gesamtkosten gegenübergestellt, die bei einer Abdeckung mit Kunststoffdichtungsbahnen bzw. einer mineralischen Abdeckung für die beschriebenen Modelldeponie entstehen:

Die Herstellungskosten bei Verlegung einer Kunststoffdichtungsbahn sind bei der Modelldeponie zu rd. 5 Mio. DM geringer als die einer mineralischen Abdeckung.

Unter Nr. 2 wurde für die Modeldeponie im Fall einer restdurchlässigen Abdeckung über einen Zeitraum von 15 Jahren eine zu behandelnde Sickerwassermenge von 150.000 m<sup>3</sup> ermittelt. Die Kosten der Sickerwasserbehandlung belaufen sich derzeit auf rd. 50 ... 100 DM/m<sup>3</sup>. Bezogen auf die Modeldeponie entspricht dies Kosteneinsparungen größenordnungsmäßig in Höhe von 7,5 bis 15 Mio. DM. Die tatsächlichen Kosten hängen hier sehr stark vom Einzelfall ab.

Durch eine wirksame Abdichtung erhöht sich der Gasausbeutegrad. Eine Erhöhung Gas erfassung von 45 %, wie sie z. B. bei einer mineralischen Abdeckung anzusetzen ist, auf 65% bei einer gasdichten Abdeckung führt zu einer Erhöhung der nutzbaren Gesamtgasmenge um rd. 27 Mio. Nm<sup>3</sup>. Bei einem durchschnittlichen Brennwert von 4,5 kW Nm<sup>3</sup> entspricht dies dem Gegenwert für die Deponiegasnutzung von rd. 10 Mio. l Heizöl bzw. rd. 5 Mio. DM.

Diesen Kosteneinsparungen bzw. Erlösen stehen Mehraufwendungen für die Befeuchtung des Abfalls gegenüber. Diese können abgeschätzt werden für die Installation der Wasserverteilung zu rd. 500.000 DM und für deren Betrieb zu rd. 100.000 DM, somit zu insgesamt rd. 600.000 DM über den Betrachtungszeitraum von 15 Jahren.

Insgesamt stehen beim Vergleich zwischen einer Abdeckung mit Kunststoffdichtungsbahn und mineralischer Abdeckung rd. 18 bis 25 Mio. DM für einen Zeitraum von 15 Jahren zur Disposition.

## **5. Praxisbeispiel**

Wegen der offensichtlichen Vorteile soll als Praxisbeispiel nur das System der Abdeckung mit Kunststoffdichtungsbahn und gesteuert Befeuchtung näher dargestellt werden. In Niedersachsen ist dieses System bereits seit vielen Jahren auf der Deponie Blankenhagen des Landkreises Northeim (Baufolie dreilagig überlappt verlegt und relativ mächtiger Bodenabdeckung) installiert. Auf den Deponien des Landkreises Grafschaft Bentheim (Deponie Wilsun) und des Landkreises Emsland (Deponie Wesuwe) laufen Vorbereitun-

gen zu wissenschaftlichen Untersuchungen der Steuerung und Technik der Infiltration. Ein weiteres Beispiel für den Einsatz dieses Systems ist die Deponie Wesendorf des Landkreises Gifhorn, das nachfolgend vorgestellt wird.

### **5.1 Allgemeines zur Deponie Wesendorf**

Als Beispiel für eine temporäre Abdeckung mit Kunststoffdichtungsbahnen und System zur Deponiebefeuchtung wird über die Erfahrungen an der Deponie Wesendorf des Landkreises Gifhorn berichtet.

Der Einzugsbereich der Abfalldéponie umfaßt den Landkreis Gifhorn mit einer Größe von ca. 1.560 km<sup>2</sup> und ca. 160.000 Einwohnern.

Das 52 ha große Gelände liegt 1,4 km südlich von Wesendorf, östlich der K 7. Die Zentrale Entsorgungsanlage Wesendorf (ZEW) ging nach Planfeststellungsbeschuß vom 31.08.1981 im Juli 1983 in Betrieb. Das ursprünglich genehmigte Deponievolumen beträgt ca. 4,23 Mio. m<sup>3</sup>. Der Runderlaß des Nds. MU vom 24.06.1988 (Nds. MBl. Nr. 22/1988) machte jedoch die Änderung des Planfeststellungsbeschlusses u.a. hinsichtlich der Basisgründung und -abdichtung erforderlich, so daß sich das zur Verfügung stehende Volumen auf ca. 3 Mio. m<sup>3</sup> reduzierte. Hierdurch stehen nunmehr Ablagerungskapazitäten bis mindestens zum Jahre 2022 zur Verfügung.

Im Jahre 1983 wurde der I. Bauabschnitt der Deponie mit einer mineralischen Basisabdichtung erstellt und 1985 um einen II. Bauabschnitt erweitert. Insgesamt stand eine Ablagerungsfläche von 6,4 ha zur Verfügung.

Das Konzept für die Behandlung des Deponiesickerwassers sah vor, das gefaßte Sickerwasser über einen Belebungssteich und ein Nachklärbecken biologisch vorzubehandeln und anschließend wieder auf der Deponie zu verrieseln. Neben der Senkung der organischen Belastung sollte eine Mengenreduzierung des Sickerwassers infolge des Verdunstungseffektes erzielt werden. Dieser Effekt stellte sich jedoch in der Praxis nicht ein.

Vielmehr kam es zu einem Sickerwasserüberschuß und zum Einstau im Deponiekörper.

Auch die zeitweilige Abfuhr von überschüssigem Sickerwasser zur VW-eigenen Kläranlage nach Wolfsburg brachte keine wesentliche Entlastung, zumal dieses nur eine befristete Lösung darstellen sollte.

Der Landkreis Gifhorn beantragte daraufhin 1988 die Genehmigung für die Errichtung und den Betrieb einer Sickerwasserbehandlungsanlage auf dem Gelände der ZEW und Ableitung des vorgereinigten Wassers zur benachbarten kommunalen Kläranlage der Samtgemeinde Wesendorf in Wesendorf.

1992 wurde die Anlage in Betrieb genommen. Bereits nach einem halben Jahr zeigte sich, daß zwar die Reinigungsleistung erreicht wird, jedoch nicht bei dem veranschlagten Menaendurchsatz. Der Landkreis Gifhorn entschied daraufhin, die chemische Reinigungsstufe (Ozon/UV-Anlage) zu vergrößern. Der Umbau wurde im Mai 1993 vorgenommen. Nach Absolvierung der Einfahrphase stand nunmehr die prognostizierte Leistung von 4,5 m<sup>3</sup>/h zur Verfügung.

Sickerwasserneubildung und Sickerwassereinstau (ca. 90.000 m<sup>3</sup>) bedingten, daß ein Teil der anfallenden Mengen weiterhin im Kreislauf gefahren werden mußte. Da das Rückhaltevermögen des Deponiekörpers oftmals weitestgehend erschöpft war, mußte, mit einigen Unterbrechungen, zudem bis Juni 1994 das Überschußwasser per Tankwagen zur VW-eigenen Kläranlage nach Wolfsburg transportiert werden.

## **5.2 Gewähltes System der temporären Abdeckung**

Parallel zur Verfüllung des I. und II. Bauabschnittes der Deponie wurde im August 1994 begonnen, die Oberfläche mit einer Sandausgleichsschicht abzudecken und zusätzlich mit Kunststoffdichtungsbahnen abzudichten.

Einerseits steht mit einer wasserundurchlässigen Abdeckung nicht mehr genügend Wasser für die Umsetzungsprozesse im Deponiekörper zu Verfügung. Andererseits ist aber die Deponiegasproduktion derart zu unterstützen, daß auch eine Gasverwertung bereits zu einem möglichst frühem Zeitpunkt während der Betriebsphase der Deponie ökonomisch durchgeführt werden kann. Aus diesem Grunde wurden bereits im Vorfeld der Maßnahmen zur temporären Abdeckung mehrere Versickerungsleitungen zur späteren Befeuchtung des Abfalles dicht unter der Deponieoberfläche verlegt. Die Rückführung des Sickerwassers erfolgt nun mit Hilfe einer zentralen Zulaufleitung und einem Verteilungssystem, das es ermöglicht, gezielt einzelne Bereiche des Müllkörpers anzusprechen.

Nach der Profilierung der Deponieoberfläche mit Hausmüll wurde eine Ausgleichs- und Tragschicht aus Sand in einer Stärke von ca. 0,50 m aufgebracht. Auf diese Sandschicht wurden 1,5 mm starke Kunststoffdichtungsbahnen, PE-HD mit strukturierter Unterseite, Rollenbreite 10,0 m verlegt und anschließend verschweißt. Aufgrund einer statischen Berechnung der Windsogsicherung wurden abschließend Autoreifen auf der Abdeckung verlegt. Die Reifen wurden an Kunststoffseilen befestigt, die Seile auf der Böschungskrone verankert. Der Abstand der Reifen beträgt 2,80 m, der der Seile 5,0 m. Zur Sicherung der Kunststoffdichtungsbahnen gegen Abrutschen und zur Verhinderung von Unterströmungen wurden die Ränder der Abdichtungsflächen in Verankerungsgräben verlegt.

Das auf die Folienabdeckung fallende Niederschlagswasser wird in einem um den Deponiekörper angelegten Graben aufgefangen und über Rohrleitungen mehreren Rückhaltebecken zugeleitet. Diese Becken dienen gleichzeitig der Bevorratung von Löschwasser. Das insgesamt durch diese Maßnahme erzeugte Rückhaltevolumen für Löschwasser beträgt 1.480 m<sup>3</sup>. Überschüssiges Wasser fließt über einen Überlauf aus dem jeweiligen Rückhaltebecken in das daneben angeordnete Versickerungsbecken.

Im August 1995 waren die Arbeiten abgeschlossen. Insgesamt waren bis zu diesem Zeitpunkt ca. 37.000 m<sup>2</sup> der Deponie abgedeckt.

### 5.3 Entwicklung der Sickerwassermenge

Die Sickerwasserneubildungsrate wurde nun durch das Fernhalten des Niederschlagswassers erheblich reduziert.

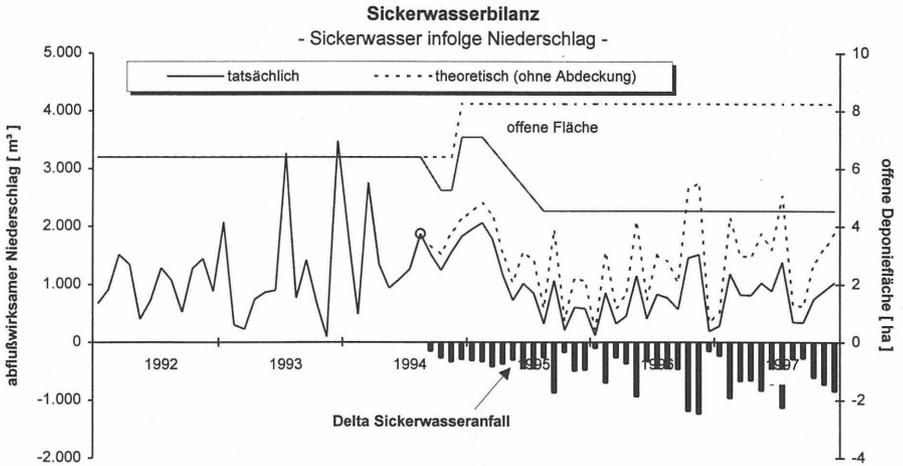


Abbildung 5: Sickerwasserbilanz

Insgesamt konnte der niederschlagsbedingte Sickerwasseranfall in dem Zeitraum August 1994 bis Dezember 1997 um rd. 21.000 m<sup>3</sup> verringert werden. Dies entspricht einem Rückgang der Sickerwasserneubildung von zunächst 30 % auf unter 10 % des jährlichen Niederschlages mit weiter abnehmender Tendenz.

War in den vergangenen Jahren ein Verrieseln des überschüssigen Sickerwassers auf dem Deponiekörper zwingend erforderlich gewesen, so konnte im Laufe des Jahres 1997 damit begonnen werden, Sickerwasser zur Deponiebewirtschaftung in den Müllkörper zurückzuführen.

Jahr	Jahreswert SiWa [mm/a]	Jahreswert N [mm/a]	Jahreswert SiWa / N [ % ]
1992	199	629	31,7
1993	207	773	26,8
1994	282	962	29,3
1995	139	709	19,6
1996	65	636	10,2
1997	63	718	8,8

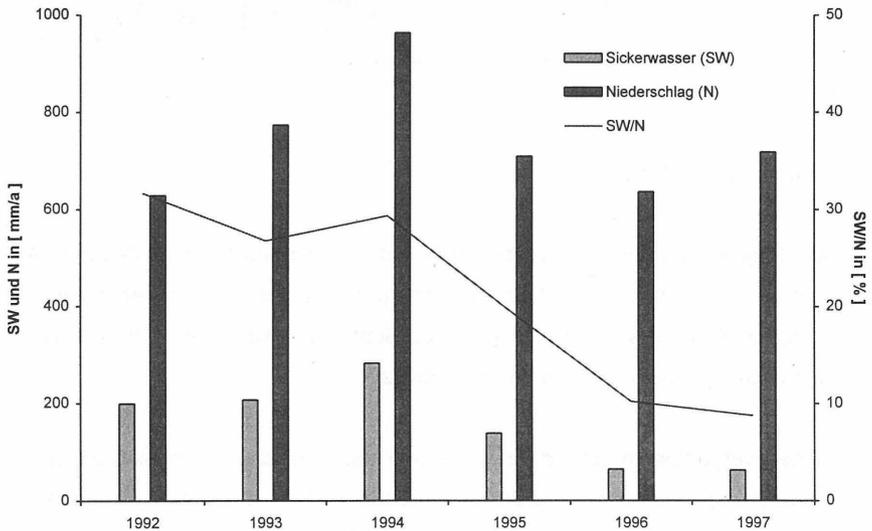


Abbildung 6: Entwicklung der niederschlagsbedingten Sickerwasserneubildung

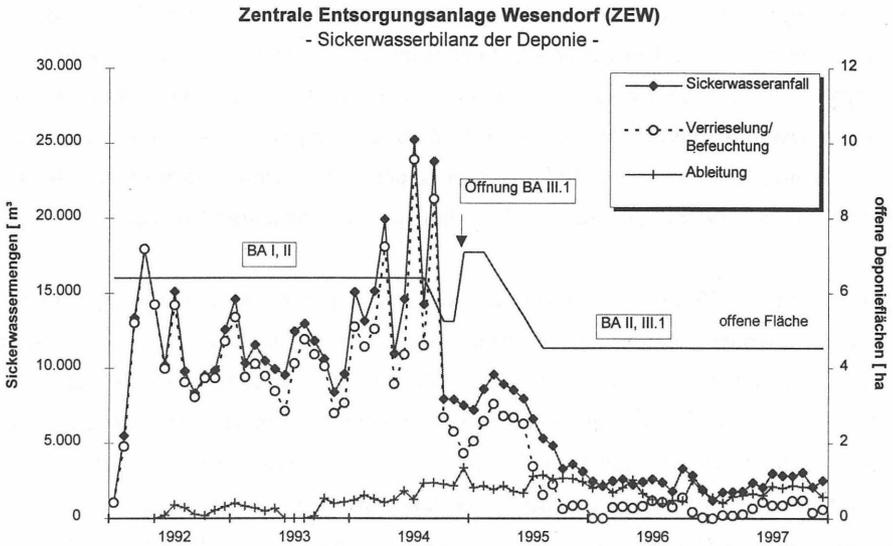


Abbildung 7: Sickerwasserbilanz der Jahre 1992 - 1997

- Mengenverlauf: Anfall, Rückführung und Ableitung
- Gegenüberstellung mit den offenen Schüttflächen; Auswirkung der temporären Abdeckung

## 5.5 Entgasung

Praktische Erfahrungen bzgl. einer veränderten Deponiegasbildung liegen bis zum jetzigen Zeitpunkt nur in geringem Umfang vor (Absaugversuch), da die vorhandene deponiegastechnische Infrastruktur zu leistungsschwach ist und eine Erneuerung des Systems in Verbindung mit einer gekoppelten Energienutzung erst 1998 umgesetzt wird.

Für die vergangenen Jahre kann nur wenig Datenmaterial für eine sinnvolle Auswertung herangezogen werden. Der geringe Datenbestand ist in erster Linie durch Bauarbeiten bedingt. So wurden im Westdamm des Bauabschnittes III.1 neue Gassammelleitungen verlegt sowie eine Gasverteilerstation am Fuße des Westdammes errichtet. Sicherheitsbedingt wurde während dieser Zeit kein Gas abgesaugt. Weiterhin kam es zu häufigen Ausfällen an den Meßapparaturen und Einrichtungen der stationären Gasfackel.

Ein im Februar 1996 begonnener Versuch zur Ermittlung der aus dem Müllkörper förderbaren Deponiegasmenge zeigte, daß mittlerweile die mögliche Gaserfassungsmenge im Vergleich zu den Vorjahren (ca. 250 - 300 m<sup>3</sup>/h) deutlich angestiegen ist (ca. 500 m<sup>3</sup>/h). Anzumerken ist hierzu, daß speziell für diesen Versuch eine mobile Gasfackel zusätzlich angeschlossen wurde und somit eine höhere Ansaug- und Verbrennungsleistung bestand. Die während des Versuches gemachten Beobachtungen lassen darauf schließen, daß eine energetische Nutzung des Deponiegases zukünftig sinnvoll sein wird. Gleichzeitig wurde deutlich, daß die vorhandene Einrichtung überaltert und erneuerungsbedürftig ist. Für 1998 ist daher die Erneuerung und Erweiterung der bestehenden Anlage vorgesehen.

## **5.6 Wirtschaftlichkeit**

### **5.6.1 Kosten der temporären Abdeckung**

Die Kosten der Oberflächenabdeckung stellen sich ohne Planungskosten wie folgt dar:

- KDB: - Plateau:	15,00 DM/m <sup>2</sup> (1997 ca. 10,00 DM/m <sup>2</sup> )
- Böschung:	17,00 DM/m <sup>2</sup> (1997 ca. 11,00 DM/m <sup>2</sup> )
- Windsogsicherung: - Plateau:	2,00 DM/m <sup>2</sup>
- Böschung:	3,00 DM/m <sup>2</sup>
- Sandplanum:	4,00 DM/m <sup>2</sup> (Material vor Ort; sonst ca. 6,00 - 8,00 DM/m <sup>2</sup> )

Inclusive der Kosten für die Oberflächenwasserableitung bestehend aus Regenrückhalte- und Versickerungsbecken sowie den dazugehörigen Rohrleitungen ergaben sich spezifische Baukosten in Höhe von rd. 34,- DM/m<sup>2</sup>.

Insgesamt wurden ca. 37.000 m<sup>2</sup> Deponiefläche abgedeckt, d. h. es sind Gesamtkosten in Höhe von 1.260.000 DM angefallen.

### **5.6.2 Kostenersparnis der Sickerwasserbehandlung**

Der finanzielle Aufwand zur Reinigung des Sickerwassers ist mengenabhängig. Hier wurden vertraglich Staffelpreise mit dem Betreiber der Anlage festgelegt. Bei einer mittleren Jahresdurchsatzleistung von 25.000 m<sup>3</sup> betragen die Kosten pro m<sup>3</sup> ca. 70,- DM (Brutto).

Seit Aufbringen der Zwischenabdeckung im August 1994 konnte der abflußwirksame Niederschlag ( Ansatz: 30 %) um ca. 21.200 m<sup>3</sup> reduziert und somit Reinigungskosten in der Sickerwasserkläranlage von 1.484.000 DM eingespart werden (Stand 12/97).

### **5.6.3 Kostenvergleich**

Den Herstellungskosten in Höhe von 1.260.000 DM stehen Einsparungen der Sickerwasserbehandlung 1.484.000 DM gegenüber. Dies bedeutet, daß sich diese Art der Oberflächenabdeckung bereits nach weniger als 2 ½ Jahren durch Einsparungen der Sickerwasserbehandlung amortisierte.

## **6. Literatur**

/1/ BUND

Dritte allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall); technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen vom 14.Mai 1993; Bundesanzeiger Jahrgang 45 Nr. 99a

/2/ NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE

Deponiehandbuch - Anforderungen an Siedlungsabfalldeponien in Niedersachsen  
August 1994

/3/ BAM

Temporäre Oberflächenabdeckung mit Kunststoffdichtungsbahnen bei Altdeponien mit  
Siedlungsabfällen (in Vorbereitung)

/4/ NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE

AbfallwirtschaftsFakten 1: Rückführung von Sickerwasser in Deponien; November 1995

/5/ INGENIEURGRUPPE RUK - RETTENBERGER URBAN-KISS

Rechenblatt „Gasmengenprognose“; Dezember 1997

Anschriften der Verfasser:

Dipl.-Ing. Wolfgang Bräcker  
Niedersächsisches Landesamt für Ökologie  
An der Scharlake 39  
31135 Hildesheim  
Telefon: (05121) 509-732  
Telefax: (05121) 509-195

Dipl.-Ing. Torsten Möllenbernd  
Landkreis Gifhorn  
- Abfallwirtschaftsamt  
Schloßplatz 1  
38518 Gifhorn  
Telefon: (05371) 820-775  
Telefax: (05371) 820-605

## **Die kostenoptimale Abdeckung von Deponien**

von Dr.-Ing. Joachim T. Pape<sup>1</sup>, Bonn

### **Zusammenfassung:**

Technisches Handeln ist stets untrennbar mit den wirtschaftlichen Auswirkungen dieses Tuns verbunden. Dies gilt auch für die Abdeckung von Deponien. In diesem Beitrag werden die Aufbauten unterschiedlicher temporärer Abdeckungssysteme dargestellt. Dabei werden ihre technisch- wirtschaftlichen Auswirkungen über ihre Lebensdauer bis zum Aufbringen der vorgeschriebenen sogenannten endgültigen Abdeckung beschrieben. Hierbei wird versucht, auf alle wichtigen technischen Details und Kostenarten einzugehen, die in den Bereichen Abdeckung und Abdichtung entstehen können, bis die Phase der Nachsorge beendet ist. Im letzten Kapitel wird der Aufbau einer optimierten Abdeckung vorgestellt. Bei diesem Aufbau wird die Deponie mit einer verschweißten Dichtungsbahn abgedeckt. Die Abdeckung wird über die gesamte Lebensdauer permanent auf ihre Dichtigkeit kontrolliert. Dies gibt Sicherheit über lange Lebensdauern. Die Dichtungsbahn wird von einem speziellen, nur 8 cm dicken Substrat überdeckt, das eine extensive Begrünung erlaubt. Die geringe Dicke des Deckssubstrates erfordert nur einen geringen Aufwand beim Freilegen der Abdeckung, bevor die endgültige Abdichtung aufgebracht werden kann. Die vorgeschlagene Abdeckung eignet sich besonders für neuartige Finanzierungsmodelle.

### **Gliederung:**

- 1. Kostenarten bei der Betrachtung unterschiedlicher Abdeckungssysteme**
- 2. Analyse herkömmlicher Abdichtungssysteme**
- 3. Kosten unterschiedlicher Abdeckungssysteme**
- 4. Verwendete Materialien**
  - 4.1 Mineralische Abdichtungen**
  - 4.2 Dichtungsbahnen aus Kunststoff**
  - 4.3 Dränlagen**
- 5. Vorschlag für eine kostenoptimierte Abdeckung**

---

<sup>1</sup> Der Verfasser ist geschäftsführender Gesellschafter der Orbi-Tech Industrieberatungs- und Handelsgesellschaft mbH, Bonn.

## 1. Kostenarten bei der Betrachtung unterschiedlicher Abdeckungssysteme

Die kostenoptimale Abdeckung ist diejenige Abdeckung, die über ihre Lebensdauer in der Summe aller Aufwendungen und Nutzen die geringsten Kosten erzeugt<sup>2</sup>. Dabei besteht die Summe der Kosten erzeugenden Faktoren aus folgenden Elementen:

- Investitionen zum Bau der Abdeckung,
- Unterhaltungskosten,
- Kosten zur Vorbereitung der endgültigen Abdichtung.

Als Nutzen können vermiedene Kosten oder kostentragende Faktoren gegengerechnet werden:

- Vermeidung oder Minimierung der Sickerwasserneubildung<sup>3</sup>,
- thermische Nutzung des Deponiegases,
- Vermeidung von CH<sub>4</sub>-Emissionen an die Atmosphäre<sup>4</sup>.

---

<sup>2</sup> Eine Sammlung interessanter ergänzender Beiträge zum vorliegenden Thema sind enthalten in: VDI-Bildungswerk (Herausgeber): Kostenblock Deponienachsorge, Oberflächendichtung, Sickerwasser, Entgasung, Invest- und Betriebskosten. Düsseldorf: VDI-Verlag, 1996.

<sup>3</sup> Die Vermeidung oder Verminderung der Sickerwasserneubildung spart Investitionen für Anlagen zur Sammlung, Aufbereitung und Weiterleitung des Sickerwassers. Die wichtigste Aufgabe einer Deponieabdeckung ist, den Eintritt von größeren Mengen Niederschlagswassers in die Deponie zu verhindern. Das Niederschlagswasser würde sich im Deponiekörper mit Schadstoffen anreichern und bei Standorten ohne qualifizierte Basisabdichtung Grundwasser und Untergrund mit dem entstehenden Sickerwasser in unzulässiger Weise belasten. Bei Standorten mit Basisabdichtung erzeugt das Sickerwasser hohe Kosten für die Sammlung, Aufbereitung und Abgabe an die Kläranlagen. Hier ist ein Quantifizieren der entstehenden Kosten für jeden Standort durchaus möglich.

<sup>4</sup> Ein Nutzen durch die Vermeidung von CH<sub>4</sub>-Emissionen an die Atmosphäre ist monetär nur schwer darstellbar. Jedoch hat die Vermeidung von CH<sub>4</sub>-Emissionen allein aus Gründen des Klimaschutzes oberste Priorität. Angesichts der allgemeinen Anstrengungen auf diesem Gebiet ist die vielfach höhere Schädlichkeit des Methans im Vergleich zum CO<sub>2</sub> hervorzuheben.

## 2. Analyse herkömmlicher Abdichtungssysteme

Der Aufbau einer Oberflächenabdichtung nach Stand der Technik ist in Bild 1 dargestellt.

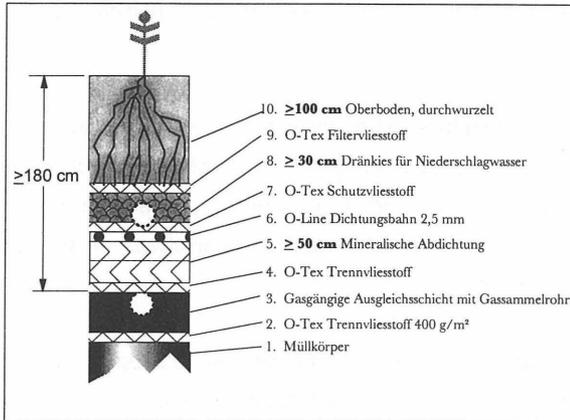


Bild 1: Abdichtung von Deponieoberflächen nach TA Abfall bzw. TA Siedlungsabfall<sup>5</sup>.

In Bild 1 werden auch gleichzeitig die technisch-wirtschaftlichen Mängel dieses Aufbaus deutlich, wenn eine solche Abdeckung zu früh aufgebracht wird. Zu früh oder mit unnötig großem Aufwand aufgebracht heißt, wenn folgende Faktoren zutreffen:

- Die Abbauvorgänge innerhalb der Deponie und damit die Bildung von Deponiegas und Setzungen im Deponiekörper sind noch nicht abgeschlossen.
- Die mineralische Abdichtung wird bei Setzungserscheinungen und durch Austrocknung reißen und undicht werden, ggf. sogar die darüber liegende Dichtungsbahn gefährden.
- Als Dichtungsbahn wird keine nach internationalem Industriestandard gefertigte und installierte Dichtungsbahn eingebaut, sondern eine durch enormen Prüfungsaufwand und eine limitierte Anbietergruppe teurere von der BAM-zugelassene Dichtungsbahn vorgesehen.

<sup>5</sup> O-TEX, O-Drain und O-Line bezeichnen Produktlinien der Orbi-Tech Industrieberatungs- und Handelsgesellschaft mbH, Bonn.

- Die dicke Schicht Oberboden ist mit Pflanzenteilen und Wurzeln durchsetzt. Vor einem Aufbringen der endgültigen Abdichtung muß dieser Oberboden zunächst entfernt werden<sup>6</sup>.
- Eventuell auftretende Leckagen können nicht lokalisiert und gezielt repariert werden.

Nach dem Grundsatz des sparsamen Umgangs mit öffentlichen Mitteln wird eine solche Abdichtung also nur bei Anwendungen akzeptabel sein, wenn die Abbauvorgänge in der Deponie vollkommen abgeschlossen sind, d.h. bevor die Nachsorge beendet werden kann. In allen anderen Fällen ist eine temporäre Abdeckung vorzusehen, die weniger aufwendig ist als der zuvor genannte Aufbau.

Die temporäre Abdeckung muß niedrige Investitionen und Folgekosten erzeugen. Darüber hinaus sind folgende Anforderungen an eine solche Abdeckung zu stellen:

- Dichtigkeit und Beständigkeit gegen Niederschlagwasser und Deponiegas.
- Unempfindlichkeit gegen Setzungen<sup>7</sup>.
- Die Dichtigkeit der Abdeckung sollte kontrollierbar und reparierbar sein, um eine möglichst lange Nutzungsdauer zu ermöglichen. Das Überwachungssystem muß durch geeignete Materialauswahl und ausreichende Systemsicherheit eine langfristige Kontrolle der Abdeckung sicherstellen<sup>8</sup>.
- Die Überdeckung der Abdeckung mit Oberboden sollte möglichst gering sein, damit möglichst wenig Material abgetragen werden muß, bevor die endgültige Abdichtung aufgebracht wird.

---

<sup>6</sup> In vielen Fällen wird für einen zusätzlichen Aufbau auch kein Raum mehr vorhanden sein. Im übrigen ist die alte Abdichtung ein Potential für Störungen, weil sie nur teilweise undicht ist und damit an Stellen für Ansammlungen z.B. von kondensiertem Wasser führen kann, die an Böschungen die Standsicherheit des gesamten Systemes stört.

<sup>7</sup> Dies bedeutet, daß das Material, das zur Abdeckung verwendet wird, dehnbar aber auch zugfest sein muß. Eine gute Fähigkeit, unbeschädigt dehnbar zu sein, ist nicht allein hinreichend. Bei Setzungen oder Versatz im Untergrund müßte eine eingespannte Abichtung an den Setzungsändern sonst unendliche Dehnungen aufnehmen, wenn nicht Material aus der Umgebung des Setzungsrandes nachgezogen werden kann (vgl. Bild 2).

<sup>8</sup> Schäden müssen sofort erkannt werden. Die Abdeckung ist so lange zu verwenden, wie sie intakt ist; da es wirtschaftlich unsinnig wäre, eine Abdichtung aufzubringen, so lange die vorhandene Abdeckung ihre Aufgaben erfüllt. Zu beachten ist auch, daß eine Verschmutzung des Deckbodens nur ausgeschlossen ist, wenn die Dichtigkeit der Abdeckung gewährleistet ist, weil sonst Schadstoffe in gasförmiger, oder an Böschungen auch in flüssiger Form, aus der Deponie treten können.

### 3. Kosten unterschiedlicher Abdeckungssysteme

Anhand der zuvor genannten Anforderungen werden unterschiedliche Arten von Abdeckungen und ihre kostenmäßigen Auswirkungen in Tabelle 1 dargestellt:

Tabelle 1: Eignung und kostenmäßige Auswirkungen unterschiedlicher Abdeckungen.

	Mineralische Abdichtung <sup>9</sup>	Dichtungsbahn frei bewittert	Dichtungsbahn extensiv begrünt
Investition	+	++ <sup>10</sup>	+
Optische Erscheinung	+	-	+
Äußere Einflüsse	+	-	++ <sup>11</sup>
Unterhaltung	+	_ <sup>12</sup>	++
Wasserdichtigkeit	-	+	++ <sup>13</sup>
Gasdicht/Klimaschutz	_ <sup>14</sup>	+	++
Wurzelfestigkeit	_ <sup>15</sup>	++	++
Oberbodendicke	_ <sup>16</sup>	++	+
Kontrolle der Setzungen	_ <sup>17</sup>	++ <sup>18</sup>	+
Dichtigkeitskontrolle	_ <sup>19</sup>	+	++ <sup>20</sup>

<sup>9</sup> Geotextile Tonmatten sind hier nicht extra aufgeführt. Sie sind in vielen Fällen nicht kostengünstiger als vorhandene mineralische Dichtungsmaterialien und zeichnen sich nach Ansicht des Verfassers in vielen Fällen auch nicht durch andere hervorsteckende Vorteile gegenüber herkömmlichen mineralischen Abdichtungen aus.

<sup>10</sup> Frei bewitterte Dichtungsbahnen werden jährlich in vielen Millionen m<sup>2</sup> auf Dächern und anderen Anwendungen installiert, wo ebenfalls großer Wert auf absolute Dichtigkeit gelegt wird. Die einzelnen Bahnen müssen dicht miteinander verschweißt werden. Dabei lassen sich frei bewitterte Dichtungsbahnen sehr kostengünstig installieren. Ganz besonders ist darauf zu achten, daß die Elemente zur Sicherung gegen Windsog genauso stabil sind gegen UV-Bestrahlung wie die Dichtungsbahnen selbst.

<sup>11</sup> Die Begrünung der Dichtungsbahn hat neben einer schöneren optischen Erscheinung den Vorteil, daß die Bahn vor UV-Licht und anderen äußeren Einflüssen wie Windsog, Hagelschlag und Vandalismus geschützt ist.

<sup>12</sup> Der Unterhaltungsaufwand stellt für eine frei bewitterte Dichtungsbahn einen kleinen Nachteil dar, weil zu empfehlen ist, sie regelmäßig auf äußere Einwirkungen zu untersuchen.

<sup>13</sup> Wegen der geringeren Anfälligkeit gegen äußere Einflüsse wird die Dichtigkeit der begrünter Dichtungsbahn etwas höher eingestuft als die Dichtigkeit der frei bewitterten Dichtungsbahn.

<sup>14</sup> Die fehlende Gasdichtigkeit der mineralischen Abdichtung nach Austrocknen ist ein Hauptnachteil der mineralischen Abdichtung. Eine Vermischung mit Fremdluft beeinträchtigt die Nutzung des Deponiegases.

<sup>15</sup> Die Durchwurzelung der mineralischen Abdichtung erhöht die Durchlässigkeit. Innerhalb der Wurzeln bilden sich Fließkanäle, insbesondere nachdem die Wurzeln abgestorben sind. Im sog. "Trockenstreß" können selbst sog. "Flachwurzler" bis über 2 m tief wurzeln.

<sup>16</sup> Wegen des dicken Oberbodens, der erforderlich ist, damit eine mineralische Abdichtung mit genügender Auflast und ohne Durchrocknung überhaupt durchgängig funktioniert, kommt es in Verbindung mit auftretenden Undichtigkeiten zu Entsorgungsproblemen. Der gesamte durchwurzelte Oberboden muß abgetragen und unter Umständen sogar entsorgt werden, bevor die endgültige Abdichtung aufgebracht werden kann.

<sup>17</sup> Durch den dickeren Oberboden lassen sich Setzungserscheinungen nur indirekt feststellen und vermessen.

<sup>18</sup> Frei bewitterte Dichtungsbahnen erlauben eine direkte Markierung und Vermessung der Setzungserscheinungen, direkt oberhalb der Ausgleichsschicht.

<sup>19</sup> Eine regelmäßige Kontrolle der Dichtigkeit über die Lebensdauer der Abdichtung erscheint nicht mit vertretbarem Aufwand möglich zu sein.

<sup>20</sup> Hier kann die Dichtigkeit ständig durch Messung elektrischer Größen automatisch kontrolliert werden, z.B. durch das System Geologger. Im Schadensfall wird eine Schadensstelle geortet und kann unverzüglich repariert werden.

Tabelle 1 gibt Hinweise über entstehende Kosten, ohne Geldbeträge in absoluten Zahlen zu nennen. Jedoch werden Abdeckungen von Deponien und Altlasten nicht auf "einer grünen Wiese" geplant. In besonderem Maße sind die besonderen Umstände zu berücksichtigen, die sich aus den bestehenden Verhältnisse ergeben. Als Beispiel: mußte eine aufwendige Anlage zur Sammlung und Aufbereitung von Sickerwasser bereits während der Betriebsphase der Deponie investiert werden, sind Einsparungen bei der Sickerwasserbehandlung schwieriger zu realisieren, als wenn für die Sickerwasserbehandlung nach der abgegebenen Menge an Dritte gezahlt werden muß. Aus diesem Grund wird zunächst auf unterschiedliche zu verwendende Materialien eingegangen, die je nach bestehenden Verhältnissen eingesetzt werden können.

#### **4. Verwendete Materialien**

Zunächst sollen die üblicherweise verwendeten Materialien mit ihren Einsatzbereichen vorgestellt werden.

##### **4.1 Mineralische Abdichtungen**

Mineralische Abdichtungen sollten nur verwendet werden, wenn die Abbauvorgänge in der Deponie schon sehr weitgehend abgeschlossen sind und nur geringe Methanemissionen zu erwarten sind. Außerdem dürfen Setzungen des Untergrundes nur noch gering ausfallen. Der Deckboden ist mit flachwurzelnden Pflanzen zu begrünen. Damit sich nicht Holzpflanzen oder sogar Rhizome ansiedeln, ist die Fläche mehrmals im Jahr zu mähen. Ganz besonders wichtig ist, daß die mineralische Abdichtung nicht austrocknet, damit sie nicht dauerhaft undicht wird. Im Zweifel ist die Fläche in Trockenzeiten zu wässern. Dies erfordert einen hohen Pflegeaufwand über die Betriebszeit der Deponie.

Die kostenoptimale Lösung für einen konkreten Fall kann dies in der Regel nur sein, wenn die mineralische Abdichtung äußerst kostengünstig hergestellt werden kann, z.B. wenn der Betreiber ein entsprechendes mineralisches Material auf der Fläche verfügbar hat. Nicht ausreichend dichte mineralische Lagen lassen sich durch Einfräsen von Tonmehl vergüten. Zu beachten ist, daß Tonmehle verwendet werden, die ihre Dichtwirkung nicht

durch übermäßiges Aufquellen entwickeln, wie dies bei aktivierten Bentoniten der Fall ist, sondern durch ihre spezielle Kornverteilung. Das heißt: es sind keine aktivierten Bentonite zu verwenden, da stets vorhandene Ca-Ionen den Aktivierungsprozeß umkehren würden, wobei der Dichteffekt sehr stark nachläßt. Hierzu wird seit kurzem ein spezieller Service angeboten.

Bei der Verwendung von O-Clay wird der anstehende Boden bezüglich der Kornverteilung untersucht. Nach den Ergebnissen der Untersuchung wird der Ton zur Vergütung des anstehenden Bodens aus kaolinitisch-/illitischen Tonen so gemischt, daß die Dichtigkeit der mineralischen Lage optimiert wird. Je nach anstehendem Ausgangsmaterial kann der  $k_f$ -Wert um 2 bis 5 Zehnerpotenzen verbessert werden.

Bei der Betrachtung der Gesamtkosten ist zu beachten, daß der Oberboden und die mineralische Abdichtung entfernt werden müssen, bevor die endgültige Abdichtung aufgebracht werden kann. Dies bedeutet eine nicht unerhebliche Hypothek auf die Zukunft.

## **4.2 Dichtungsbahnen aus Kunststoff**

Die Vorteile der Dichtungsbahnen aus Kunststoff sind, daß sie wurzelfest und wasserdicht sind und gasdicht verschweißt werden können. Nur die verschweißten Bahnen haben alle in Tabelle 1 dargestellten Vorteile.

Bei der Installation preiswerter ist es, die Bahnen nicht zu verschweißen, sondern lediglich dachziegelartig überlappend zu verlegen. Hier können auch relativ dünne z.B. 0,75 mm dicke Folien verwendet werden, die mit Heizkeilnaht zu größeren Planen verschweißt werden können, die auf der Baustelle schnell verlegt sind. Zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit an den Stößen können die Überlappungen mit Tonmehl, z.B. O-Clay abgedichtet werden. Die Dichtigkeit ist bei geringeren Kosten höher als wenn Bentonitmatten verlegt werden. Die Bahnen sind nicht empfindlich gegen Austrocknen und zumindest in der Fläche wurzelfest. Ein weiterer Vorteil ist, daß sie nicht eine so hohe Überdeckung benötigen. Daher sind auch die Kosten für die Vorbereitung der endgültigen

Abdichtung geringer als bei mineralischen Abdeckungen. Die Masse der Dichtungsbahn ist weitaus geringer als die Masse einer aufgequollenen Bentonitmatte, die schwer von Bodenteilen gereinigt werden kann und vor dem Aufbringen der endgültigen Abdichtung nur mit erheblichem Kostenaufwand wieder entsorgt werden kann.

Insgesamt ist zu beachten, daß bei der Verlegung ohne Verschweißen nicht alle Vorteile der Dichtungsbahnen realisiert werden und daß einer verschweißten Dichtungsbahn, wenn technisch und wirtschaftlich möglich, immer der Vorzug gegeben werden sollte.

Bei der Auswahl der richtigen Dichtungsbahn ist zu berücksichtigen, daß das Material neben Dehnungen auch die erforderlichen Zugspannungen aufnehmen kann (vgl. Bild 2)<sup>21</sup>

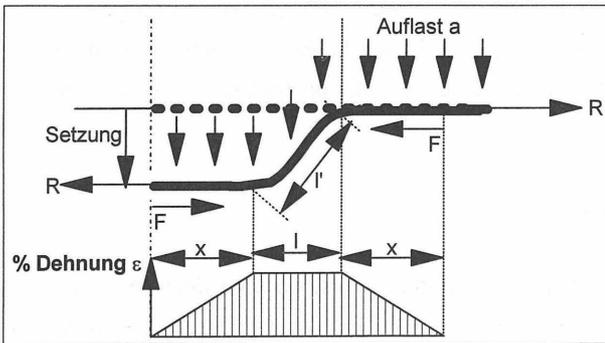


Bild 2: Dehnungsverhalten von Dichtungsbahnen bei Setzungen unter Auflast.

Insbesondere müssen die akzeptablen Dehnungen, die aufnehmbaren Zugkräfte und das Reibungsverhalten zwischen der Dichtungsbahn mit den benachbarten Schichten (in der Regel Vliesstoffen) bei der geplanten Auflast abgestimmt werden. Die Verhältnisse sind in Bild 2 dargestellt.

Die auftretende Dehnung bei Setzungen ist:

<sup>21</sup> Ein ähnlicher Ansatz findet sich bei: Knipschild, F.W.: Werkstoffauswahl und Dimensionierung von Kunststoffdichtungsbahnen für Grundwasserschutzmaßnahmen. In: Müll und Abfall, Beiheft 22. 1995. Vgl auch: Krause, R.: Profilierte Dichtungsbahnen. In: Tagungsband: Die sichere Deponie. Süddeutsches Kunststoffzentrum, Würzburg 1990, S. 103-123.

$$\varepsilon = \Delta l / l = (l' - l) / l$$

- mit:  $\varepsilon$  Dehnung (%)  
 $\Delta l$  Änderung der Länge des betrachteten Abschnittes (mm)  
 $l$  Länge des betrachteten Abschnittes (mm)  
 $l'$  Länge des betrachteten Abschnittes nach dem Dehnvorgang (mm)

Hierzu ist zur Erläuterung die folgende Grenzbetrachtung erforderlich. Bei Bildung einer abrupten Stufe durch eine Setzung im Untergrund ( $l \rightarrow 0$ ) wäre auch die Dehnung unendlich ( $\varepsilon \rightarrow$  unendlich), wenn die Dichtungsbahn keine Zugspannungen aufnehmen würde und an den Rändern fest eingespannt wäre<sup>22</sup>. Tatsächlich zieht sich die Dichtungsbahn Material aus dem die Setzung umgebenden Bereich, solange:

$$R < 2 a \mu$$

- mit:  $R$  Reibungskraft zwischen Dichtungsbahn und umgebenden Schichten ( $N/mm^2$ )  
 $a$  Auflast durch den Oberboden ( $N/mm^2$ )  
 $\mu$  Beiwert der Reibung zwischen Dichtungsbahn und umgebenden Schichten (-)

Durch das Heranziehen von Material in den Bereich der Setzungen wird die auftretende Dehnung vermindert zu:

$$\varepsilon' = \Delta l / l + x$$

- mit:  $x$  Länge des Abschnittes, aus dem Material in den Bereich der Setzung gezogen wird (mm)

wobei:

$$x = \sigma d / 2 a \mu$$

- mit:  $\sigma$  Zugfestigkeit des Bahnenmaterials ( $N/mm^2$ )  
 $d$  Dicke der Dichtungsbahn (mm)  
 $a$  Auflast ( $N/mm^2$ )  
 $\mu$  Beiwert der Reibung zwischen Dichtungsbahn und umgebenden Schichten (-)

Als Werkstoffe für die Dichtungsbahnen kommen Polyolefine infrage. Hier ist neben dem PEHD auch flexibles Polypropylen (PP) zu nennen, da in jüngster Zeit vor allem international zunehmend eingesetzt wird. Dieses flexible Polypropylen hat neben dem

---

<sup>22</sup> Die fehlende Zugfestigkeit und die starke Einspannung zwischen den umgebenden Schichten sind die Hauptgründe, warum mineralische Abdichtungen bei starken Setzungen Undichtigkeiten bekommen.

Vorteil einer hohen ein- und mehraxialen Dehnbarkeit zusätzlich den Vorteil einer leichteren Verschweißbarkeit als PEHD. Bahnen aus PEHD sollten mindestens 1,5 mm bis 2,0 mm dick sein, weil sie sonst für Reparaturen und Anschlüsse nicht mit ausreichender Qualität mittels Extrusionsauftragsnaht verschweißt werden können. Bahnen aus flexiblem PP können bereits ab einer Dicke von 1,0 mm oder sogar darunter zum Einsatz kommen, weil ein Verschweißen mit Warmgas gut möglich ist.

Weitgehend sollten Bahnen mit glatten Oberflächen verwendet werden, weil die mechanischen Eigenschaften und auch die Beständigkeiten stets besser sind als bei rauen bzw. strukturierten Bahnen mit sonst gleichen Randbedingungen. Bei Böschungen ist zunächst zu prüfen, ob die Bewehrung des Deckbodens nicht zu standsicheren Lösungen führen kann. Nur wenn bei Böschungen die Aufnahme hoher Reibungskräfte erforderlich ist, sind raue Bahnen einzusetzen.

Frei bewitterte Bahnen, die über mehrere Jahre (> 5 Jahre) liegen sollen, sollten immer mindestens 1,5 mm, besser 2,0 mm dick sein, da sie den äußeren Einflüssen ungeschützt ausgesetzt sind.

Zu den angrenzenden mineralischen Lagen müssen die Dichtungsbahnen mit Vliesstoffen geschützt werden. Die Vliesstoffe sollten mindestens eine Nennmasse von 300 g/m<sup>2</sup> haben, wenn der benachbarte Boden feinkörnig ist. Bei größeren Bodenpartikeln sind 500, 800 ggf. sogar über 1.000 g/m<sup>2</sup> erforderlich. In der Regel werden Vliesstoffe aus Recyclingmaterial oder neu produzierten PP-Fasern verwendet. Über längere Zeiträume hängt die Schutzwirksamkeit eines Vliesstoffes in erster Linie von der Masse ab. Versuche, die Schutzwirksamkeit von Vliesstoffen durch den Einsatz von Geweben oder besonders zugfesten oder beständigen Fasern zu erhöhen, haben in vielen Fällen nicht zu dem gewünschten Erfolg geführt. Dagegen hat die konsequente Anwendung der praktischen Erfahrung, daß es insbesondere darauf ankommt, daß eine bestimmte Masse einfach da sein muß, um Beanspruchungen von spitzen oder scharfkantigen Partikeln abzupuffern, dazu geführt, daß für Basisabdichtungen zunehmend Sandbahnen eingesetzt werden. Für die Abdeckung von Oberflächen sind die Beanspruchungen jedoch in der Regel nicht so hoch, daß Sandmatten eingesetzt werden müssen.

Bei der Spezifikation der Dichtungsbahnen sollte der international übliche Industriestandard verwendet werden. Werden zusätzliche Prüfungen oder Zulassungen verlangt, verteuert sich die Abdeckung ohne sicher zu sein, wirklich auch das geeignetere Produkt installiert zu bekommen<sup>23</sup>. Anstelle eines großen Prüfaufwandes im Vorwege erscheint es viel wichtiger, die Dichtigkeit der Abdichtung langfristig zu überwachen und geeignete Wartungsverträge abzuschließen. Nur durch eine qualifizierte Überwachung der Dichtigkeit und durch den Abschluß eines Wartungsvertrages für die Abdeckung sind die Kosten der Abdeckung über ihre Lebensdauer wirklich planbar.

### 4.3 Dränlagen

Zur Dränung des durch den Oberboden sickernden Niederschlagswassers wird als Standardaufbau eine 0,3 m dicke Kiesschicht eingesetzt. Wie an der Basisabdichtung wird hier oft eine Körnung 16/32 ausgeschrieben. Die Körnung 16/32 hat aber vor allem an der Basisabdichtung ihre Berechtigung, weil Partikel aus den deponierten Stoffen in die Dränlage gespült werden. An der Oberfläche von Deponien ist einer abgestuften Kieskörnung mit kleineren Durchmessern und gleicher Durchlässigkeit der Vorzug zu geben, weil hier keine Partikel aus dem Deponiekörper eingespült werden können, der Schutz der Abdichtungslagen bei kleinerer Körnung aber erheblich effektiver erreicht werden kann.

Alternativ hat der Einsatz von Dränmatten aus Kunststoff erhebliche Vorteile. Die ca. 1 bis 2 cm dicken Matten sind einfacher auf die Baustelle zu transportieren und zu verlegen und nehmen dabei erheblich weniger Volumen ein. Wenn die Abdeckung wieder aufgenommen wird, weil die endgültige Abdichtung aufgebracht werden soll, können die Dränmatten ebenfalls leichter wieder entfernt werden als eine 0,3 m dicke Kiesschicht.

Beim Einsatz von Dränmatten ist darauf zu achten, daß die gewählten Sickerschichten auch die geforderten Beanspruchungen aushalten<sup>24</sup> und daß sich genannte technische

<sup>23</sup> Dies gilt auch für die Ausschreibung der Dicke. Leider wird es zunehmend üblich, daß statt der Nenndicke eine Dicke mit der Vorsatz größer/gleich ausgeschrieben wird. Dies verteuert die Beschaffung solcher Bahnen, weil kein Standardprodukt verwendet werden kann, ohne daß sich wesentliche Eigenschaften von dem Standardprodukt unterscheiden. Bei Schutzvliesstoffen ist eine ähnliche Entwicklung zu beobachten.

<sup>24</sup> Vgl. Ruppert, F.-R.: Beanspruchung von Geotextilien beim Einbau einer Dränmatte. In: Tagungsband: 4. Informations- und Vortragstagung über "Kunststoffe in der Geotechnik". München, 1995, Seite 126 ff. In dieser Veröffentlichung

Werte auch auf die gesamte geplante Lebensdauer der Abdeckung beziehen. Bild 3 zeigt das Druck- Stauchung- Verhalten unterschiedlicher Dränelemente.

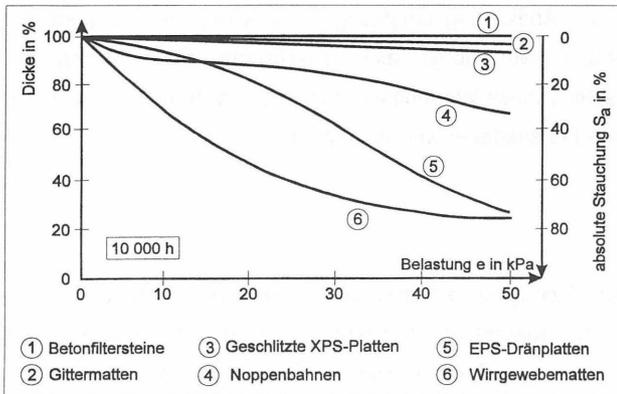


Bild 3: Druck-Stauchung-Verhalten verschiedener Dränelemente<sup>25</sup>.

Es sind mehrere Dränmatten auf dem Markt, bei denen die Sickerschicht optimiert worden ist. Bei diesen Dränmatten werden die erforderlichen Abflußleistungen selbst bei hohen Auflasten erreicht.

Bild 4 zeigt eine Alternative, bei dem das Dränelement aus einer Kunststoffbahn mit Noppen besteht. Beim Einsatz dieser Bahn werden die Funktionen Dränen und Dichten von einem Element übernommen. Die Bahn wird mit den Noppen nach oben zeigend verlegt. Auf den Noppen wird ein Filtervliesstoff verlegt, bevor ein ca. 20-30 cm dicker Oberboden aufgebracht wird. Die Bahnen werden in 5 bis 7,5 m breiten Bahnen vorkonfektioniert auf die Baustelle gebracht und werden dort dachziegelartig überlappend verlegt.

chung wird von Schäden an Wirrgelegen berichtet, weil diese den angetroffenen Druckbeanspruchungen nicht standgehalten haben. Die Schäden wurden insbesondere durch den Einbau unter Fahrstraßen und durch das Anlegen von Lagermieten auf der Dränmatte während der Bauphase hervorgerufen.

<sup>25</sup> Aus: Muth, W.: Schäden an Dränanlagen. Reihe: Schadenfreies Bauen, Band 17. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 1997, Seite 91.

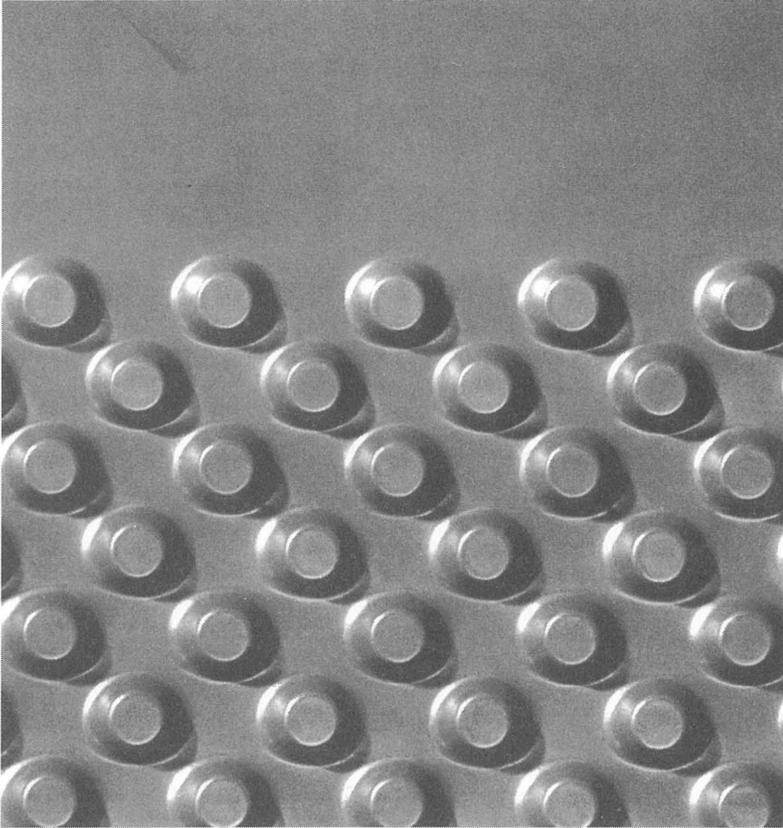


Bild 4: O-Drain Noppenbahn zum Dichten und Dränen mit einem Element, Schweißrand siehe oberen Rand.

Wie in den vorherigen Kapiteln dargestellt, sind verschweißte Dichtungsbahnen zu bevorzugen. Die O-Drain Noppenbahn zum Dränen und Dichten kommt dort zum Einsatz, wo keine unmittelbare Gefährdung von der Deponie ausgeht. Wenn verschweißte Dichtungsbahnen aus wirtschaftlichen Gründen nicht zum Einsatz kommen können und auf der Deponie eine aktive Mannschaft vorhanden ist, die selbst Arbeiten durchführt, kann der Einsatz der O-Drain Noppenbahn für einen Zeiträumen von z.B. 2 bis 5 Jahren den Eintritt von Niederschlagwasser in die Deponie verringern.

## 5. Vorschlag für eine kostenoptimierte Abdeckung

Als Synthese aus den vorherigen Ausführungen wird ein Vorschlag für einen kostenoptimierten Aufbau einer Abdeckung gemacht. Die vorgeschlagene Abdeckung orientiert sich an den langjährigen Erfahrungen bei der Abdichtung und Begrünung von Wohn-, Büro- und Industriegebäuden. Der prinzipielle Aufbau ist in Bild 5 dargestellt.

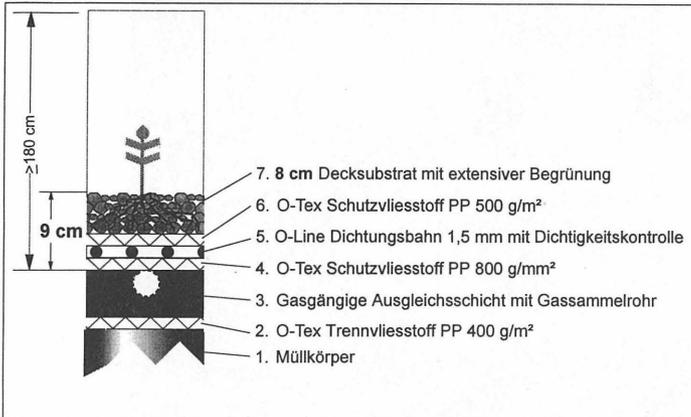


Bild 5: Aufbau einer optimierten Abdeckung (schematisch) mit kontrollierter Abdichtung und einer extensiven Begrünung, die nur ein 8 cm dickes Decksubstrat benötigt.

Auf der gasgängigen Ausgleichsschicht (3.) liegen ein Schutzvliesstoff (4.) und eine Dichtungsbahn mit 1,5 mm Nenndicke (5.). Die Dichtigkeit der Dichtungsbahn wird mit einem elektrischen Verfahren durch das Produkt Geologger der Progeo Monitoring GmbH, Berlin lückenlos (von der Installation bis zum Aufbringen der endgültigen Abdichtung) überwacht. Die Dichtungsbahn wird von einem Schutzvliesstoff (6.) geschützt. Als "Oberboden" wird ein spezielles Decksubstrat mit einer Schichtdicke von 8 cm verwendet. Das Decksubstrat erlaubt bereits bei geringen Schichtdicken eine extensive Begrünung. Die Begrünung ist unempfindlich gegen Frost im Winter und Austrocknung im Sommer. Die Deponiefläche wird harmonisch in das Landschaftsbild eingepaßt. Durch das Decksubstrat ist die Dichtungsbahn gegen Einwirkungen wie UV-Strahlung, Hagelschlag und Windsog geschützt. Gleichzeitig dient das Decksubstrat als Wasserspeicher für die Pflanzen. Wegen der hohen Durchlässigkeit des Decksubstrates ist eine zusätzliche Dränschicht nicht erforderlich.

Die Vorteile des vorgeschlagenen Aufbaus sind neben dem einfachen Aufbau das über viele Jahre bewährte Begrünungssystem und die geringe Überdeckung, die im Schadensfall eine schnelle Reparatur erlaubt. Sofern Schadensfälle auftreten, werden sie wegen der permanenten Dichtigkeitsüberwachung sofort erkannt und können repariert werden. Die Abdeckung kann über viele Jahre verwendet werden, ohne daß Befürchtungen über Undichtigkeiten bestehen. Dies ermöglicht eine lange Nutzungsdauer des Systems, wodurch eine hohe Wirtschaftlichkeit des Systems gegeben ist. Nach Ablauf der Abdeckungsphase ist die Abdeckung schnell und mit geringem Kostenaufwand zu entfernen. Das Decksustrat kann für eine andere Anwendung wieder verwendet werden. Wegen des einfachen Aufbaus, der Kontrollierbarkeit der Dichtigkeit und der Einfachheit und Klarheit des Systemes insgesamt eignet sich die vorgeschlagene Variante besonders für eine Finanzierung wie durch Leasing, weil die zu erwartenden Kosten klar zu ermitteln sind.

Anmerkung: Quellenangaben befinden sich in den Fußnoten im Text. Für einen Gedankenaustausch zu konkreten Projekten zögern Sie bitte nicht, mit dem Autor Kontakt aufzunehmen.

**Anschrift des Autors:**

Dr.-Ing. Joachim T. Pape

Orbi-Tech Industrieberatungs- und Handelsgesellschaft mbH

Buschstraße 10

D-53113 Bonn

Telefon: 0228-2422 430

Telefax: 0228-2243 63

E-Mail: Orbi-Tech@T-Online.de



# **Leistungsbeschreibung und Vergütung im Deponiebau**

Dipl.-Ing. J. Schwarte

Institut für Bauwirtschaft und Baubetrieb, TU Braunschweig

## **Inhalt**

### **1 EINLEITUNG**

### **2 LEISTUNGSBESCHREIBUNG – EIN TEIL DES BAUVERTRAGES**

2.1 INHALT DER LEISTUNGSBESCHREIBUNG

2.2 AUFGABEN UND PFLICHTEN DER VERTRAGSBETEILIGTEN

### **3 BESONDERHEITEN DER LEISTUNGSBESCHREIBUNG EINER DEPONIEBASIS- ABDICHTUNG**

3.1 ANFORDERUNGEN AN EIN DEPONIEBAUWERK

3.2 ANFORDERUNGEN AN EINE DEPONIEBASISABDICHTUNG

3.2.1 EIGNUNGSPRÜFUNG UND VERSUCHSFELD

3.3 BAUBETRIEBLICHE BESONDERHEITEN

### **4 VERGÜTUNG DER BAULEISTUNG**

4.1 VERGÜTUNG BEI MANGELHAFTER LEISTUNGSBESCHREIBUNG

4.2 LÖSUNGSANSÄTZE

### **5 SCHLUSSFOLGERUNG**

**LITERATURVERZEICHNIS**

**ABBILDUNGSVERZEICHNIS**

## 1 Einleitung

Die Leistungsbeschreibung ist wesentlicher Bestandteil eines Bauvertrages. Die zentrale Bedeutung einer Leistungsbeschreibung wird durch deren dreifache Verwendung deutlich:

- Der Bauherr konkretisiert mit der Leistungsbeschreibung seine Vorstellungen vom zukünftigen Bauwerk.
- Dem Bieter dient die Leistungsbeschreibung als Grundlage bei der Ermittlung seines Preises.
- Nach Abschluß des Bauvertrages ist sie Basis für die Ausführung und Vergütung der vertraglich vereinbarten Leistung zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer.

Für Bauaufgaben aus dem Bereich des Deponiebaus hat die Leistungsbeschreibung ebenfalls diese herausragende Bedeutung.

Leistungsbeschreibungen für Bauaufgaben des Deponiebaus werden in der Regel nicht vom Bauherrn selbst, sondern vom fachlich qualifizierten Planer eines Ingenieurbüros, im Auftrage des zumeist öffentlichen Bauherrn erstellt. Der Planer muß zur pflichtbewußten Wahrnehmung der ihm übertragenen Aufgabe die notwendigen Bestandteile und Inhalte von Vergabe-, Verdingungs- und Bauvertragsunterlagen kennen. Nur mit Kenntnis der Bestandteile und Inhalte kann er eine Bauleistung, entsprechend der Forderung der Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB), eindeutig und erschöpfend beschreiben. Bei Mißachtung der Anforderungen an eine derartige Beschreibung kann ein Verstoß gegen dem Planer übertragene Pflichten vorliegen. Demzufolge können Schadensersatzansprüche aus Bauzeitverlängerung und Bausummenüberschreitung ihm gegenüber geltend gemacht werden.

Aus der Verantwortung des Planers heraus erscheint es daher sinnvoll im weiteren die Bestandteile und Inhalte einer Leistungsbeschreibung darzustellen und die wesentlichen Aufgaben und Pflichten der Beteiligten zu beschreiben.

Im Anschluß werden die baubetrieblichen Besonderheiten des Deponiebaus und im Besonderen die Anforderungen an die Leistungsbeschreibung einer mineralischen Basisabdichtung vorgestellt. Die Besonderheiten sind begründet in der Verwendung des Naturbaustoffes Boden und den Forderungen der TA Abfall, Eignungsprüfungen vor der Planfeststellung bzw. Genehmigung eines Deponiebaus durchzuführen.

Werden die Anforderungen an eine eindeutige und erschöpfende Leistungsbeschreibung nicht erfüllt, ist eine Leistungsbeschreibung mangelhaft. Die Folgen können in der Forderung des Auftragnehmers nach Bauzeitverlängerung oder Anpassung der Vergütung an die erbrachte Leistung bestehen. Diese Forderungen stehen aber im Widerspruch zum Interesse des Auftraggebers. Damit einhergehende gegensätzliche Auffassungen und Konflikte der Vertragsbeteiligten, ob dem Grunde nach überhaupt ein Anspruch besteht und wenn, in welcher Höhe, sind die Folge.

Eine wesentliche Ursache dafür liegt in der Verwendung des Baustoffes Boden und seinen Eigenschaften begründet. Eine eindeutige und umfassende Leistungsbeschreibung ist unter Verwendung des Baustoffes Boden mit den zur Verfügung stehenden Regelungen kaum zu erreichen. Dies trifft auch auf ein Deponiebauwerk zu, das größtenteils unter Verwendung des Baustoffes Boden umgebaut, erweitert oder neu errichtet wird.

Die Besonderheiten und Randbedingungen der Leistungsbeschreibung und Vergütung werden deshalb insbesondere am Beispiel einer mineralischen Basisabdichtung als Teil des Deponieabdichtungssystems aufgezeigt.

## **2 Leistungsbeschreibung – ein Teil des Bauvertrages**

Aufträge für Deponiebauwerke werden in der Regel von öffentlichen Auftraggebern vergeben. Diese sind verpflichtet die Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB) anzuwenden. Die VOB sieht als mögliche Arten der Beschreibung eine Leistungsbeschreibung mit Leistungsverzeichnis oder eine Leistungsbeschreibung mit Leistungsprogramm vor. Die Leistungsbeschreibung mit Leistungsprogramm soll entsprechend Vergabehandbuch (VHB), Ziffer 1.3 zu § 9 VOB/A [6], jedoch nur ausnahmsweise angewendet werden, d.h. das Baumaßnahmen in der Regel auf Grundlage eines Einheitspreisvertrages zu vergeben sind. Aus diesem Grunde wird der weiteren Betrachtung ein VOB-Vertrag als Einheitspreisvertrag auf Basis einer Leistungsbeschreibung mit Leistungsverzeichnis zugrunde gelegt.

Der Abschluß eines Bauvertrages kommt grundsätzlich nach Versendung der Vergabeunterlagen durch den Auftraggeber, der Verpreisung der Verdingungsunterlagen und der Unterschrift der Bieter durch Angebot und anschließender Annahme mit der Zuschlagserteilung zustande.

Die Verdingungsunterlagen bilden die Grundlage des Angebotes und werden nach Zuschlagserteilung zu Vertragsunterlagen. Sie enthalten die technischen und rechtlichen Bestandteile eines Bauvertrages und umfassen üblicherweise:

- Leistungsbeschreibung (LB)
- Besondere Vertragsbedingungen (BVB)
- Zusätzliche Vertragsbedingungen (ZVB)
- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen (ZTV)
- Allgemeine Technische Vertragsbedingungen (VOB/C)
- Allgemeine Vertragsbedingungen (VOB/B)

Die Vergabeunterlagen enthalten über die zuvor aufgeführten technischen und rechtlichen Bestandteile der Verdingungs- und Bauvertragsunterlagen hinaus ein Anschreiben als Aufforderung zur Angebotsabgabe und die Bewerbungsbedingungen.

Mit einer Leistungsbeschreibung wird der technische Inhalt eines Bauvertrages festgelegt. Der Aufbau der Leistungsbeschreibung wird in der DIN 18299 „Allgemeine Regelungen für Bauarbeiten jeder Art“ im Abschnitt 0 „Hinweise für das Aufstellen der Leistungsbeschreibung“ beschrieben.

## **2.1 Inhalt der Leistungsbeschreibung**

Die Leistungsbeschreibung ist Teil der Vergabe- bzw. Ausschreibungsunterlagen und wird Teil des Bieterangebotes sowie im Auftragsfall des Bauvertrages.

Die Leistung ist mit der Leistungsbeschreibung in allen Einzelheiten darzustellen. Sie muß eindeutig und erschöpfend sein, so daß sie von allen Bietern im gleichen Sinne verstanden wird. Die Bieter sollen ihre Preise sicher und ohne umfangreiche Vorarbeiten berechnen können (vgl. VOB/A §9 Nr. 1).

Wesentliche Bestandteile einer Leistungsbeschreibung sind die Baubeschreibung und das Leistungsverzeichnis. In Abb. 1 werden die Bestandteile der Leistungsbeschreibung, nicht aber deren Rangfolge dargestellt.

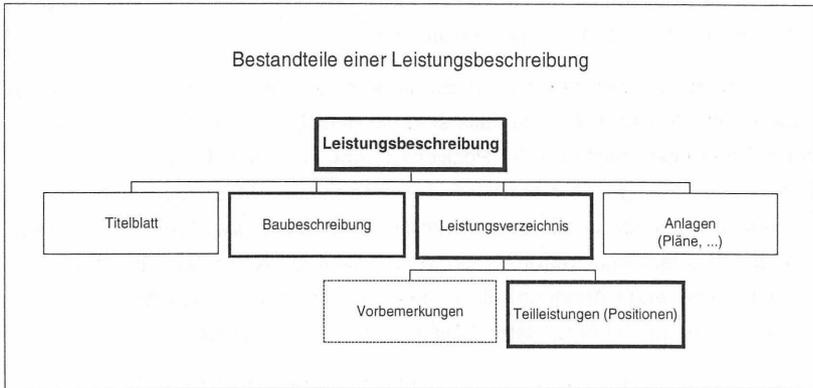


Abb. 1: Bestandteile einer Leistungsbeschreibung

Die Baubeschreibung als Ergänzung des Leistungsverzeichnisses umfaßt die allgemein beschreibende Darstellung der Bauaufgabe, die durch Bauzeichnungen vervollständigt werden kann. Im Vergabehandbuch [6] wird unter Ziffer 2.2.1 zu § 9 der Inhalt einer Baubeschreibung wie folgt beschrieben:

„In der Baubeschreibung sind die allgemeinen Angaben zu machen, die zum Verständnis der Bauaufgabe und zur Preisermittlung erforderlich sind und die sich nicht aus der Beschreibung der einzelnen Teilleistungen unmittelbar ergeben.

Hierzu gehören - abhängig von den Erfordernissen des Einzelfalles - z.B. Angaben über

- Zweck, Art und Nutzung des Bauwerks bzw. der technischen Anlage
- Ausgeführte Vorarbeiten und Leistungen
- gleichzeitig laufende Arbeiten
- Lage und örtliche Gegebenheiten, Verkehrsverhältnisse
- Konstruktion des Bauwerks bzw. Konzept der technischen Anlage.“

Grundsätzlich sollte sich eine Baubeschreibung auf die Beschreibung technischer Angaben für die Gesamtleistung beschränken.

Ein Leistungsverzeichnis besteht aus gegebenenfalls notwendigen Vorbemerkungen und der Beschreibung von Teilleistungen (Positionen).

Vorbemerkungen sind vielfach entbehrlich, da deren Angaben in der Regel in der Baubeschreibung enthalten sind. Anderenfalls sind sie dem Leistungsverzeichnis bzw. den betreffenden Leistungsbereichen oder Positionen voranzustellen. Dies können im Deponiebau beispielsweise Angaben hinsichtlich der notwendigen Materialqualität, des Materialnachweises, der zulässigen Einbaulagendicke, aber auch der Genauigkeitsforderungen sowie Angaben über Schutzmaßnahmen, baubegleitende Kontrollen und Prüfungen sein. Darüber hinausgehende Angaben, die in das Dispositionsrecht des Auftragnehmers hineinreichen, sollten nur in begründeten Fällen aufgenommen werden.

Das Leistungsverzeichnis enthält die geordnete Zusammenstellung der Leistung unter Angabe von Ordnungszahl (Positionsnummer), Positionsart, Menge und Einheit der Teilleistung sowie dessen Beschreibung. Unter einer Ordnungszahl sind nur solche Leistungen aufzunehmen, die gleichartig hinsichtlich ihrer technischen Beschaffenheit und für die Preisbildung sind (vgl. VOB/A § 9 Nr. 9).

## **2.2 Aufgaben und Pflichten der Vertragsbeteiligten**

Mit einem Bauvertrag werden die Beziehungen zwischen Auftragnehmer und Auftraggeber geregelt. Die Beziehungen zwischen den Beteiligten sind nach Vertragsschluß charakterisiert durch die Leistungspflicht des Auftragnehmers und die Vergütungspflicht des Auftraggebers. Für die angemessene Vergütung ist es erforderlich, daß Bieter die Leistung bei der Angebotsbearbeitung erkennen und vorkalkulatorisch ermitteln können. Voraussetzung dafür ist die eindeutige und umfassende Beschreibung der von Auftraggeberseite gewünschten Leistung. Diese Aufgabe überträgt der Bauherr vielfach einem Planer als Erfüllungsgehilfen.

### **Auftraggeber - Ausschreibender**

Die Aufstellung der Leistungsbeschreibung geht mit umfassenden Feststellungs- und Mitteilungspflichten des Planers einher. Der Deponiebau ist dem Leistungsbild Objektplanung für Ingenieurbauwerke und Verkehrsanlagen entsprechend § 55 der Honorarordnung für Architekten und Ingenieure (HOAI) zuzuordnen. Die Leistungsphase 6 beinhaltet die Vorbereitung der Vergabe und beschreibt als Grundleistung insbesondere die Mengenermittlung und deren Zusammenstellung sowie das Anfertigen der Leistungsbeschreibung

mit Leistungsverzeichnis. Unter Berücksichtigung dieser Ergebnisse sind die Verdingungsunterlagen aufzustellen und in der Leistungsphase 7 - Mitwirken bei der Vergabe - zusammenzustellen. Die Anforderungen an das Anfertigen der Leistungsbeschreibung werden in Verbindung mit VOB/A § 9 Nr. 3 wie folgt präzisiert:

Satz 1: „Um eine einwandfreie Preisermittlung zu ermöglichen, sind alle sie beeinflussenden Umstände festzustellen und in den Verdingungsunterlagen anzugeben.“

Satz 3: „Die für die Ausführung der Leistung wesentlichen Verhältnisse der Baustelle, z.B. Boden- und Wasserverhältnisse, sind so zu beschreiben, daß der Bewerber ihre Auswirkungen auf die bauliche Anlage und die Bauausführung hinreichend beurteilen kann.“

Die Erfüllung dieser Pflichten kann unterschiedliche Qualitäten haben und wird durch externe und interne Randbedingungen beeinflusst. Externe Randbedingungen sind beispielsweise Kompetenz und Entscheidungsfreudigkeit des Auftraggebers sowie der zur Verfügung stehende Zeitraum für die Planung. Hinzu kommen interne Randbedingungen, wie persönliche Fähigkeiten, Erfahrung und Qualifikation des Planers.

Bei Verstoß des Planers gegen seine Feststellungs- und Mitteilungspflicht, wie in VOB/A § 9 Nr. 3 Satz 1 und Satz 3 beschrieben, sind preisbeeinflussende Umstände unvollständig, fehlerhaft oder nicht eindeutig angegeben [8]. Eine derartige Leistungsbeschreibung ist als mangelhaft zu bezeichnen. Dies ist in vielen Fällen auf eine fehlende Systematik bei der Erstellung von Vergabeunterlagen zurückzuführen [11], aber darüber hinaus auch auf die Möglichkeiten und Grenzen des Beschreibens.

Es kann grundsätzlich unterstellt werden, daß die Gefahr der Erstellung einer mangelhaften Leistungsbeschreibung vom Planer erkannt wird. Dieser versucht sich beispielsweise durch Aufnahme von Vollständigkeitsklauseln in einen Bauvertrag vor den Folgen einer solchen Leistungsbeschreibung zu schützen. Eine derartige oder inhaltlich ähnlich verwendete Klausel lautet:

„ Die vereinbarte Vergütung gilt für die fix und fertige Leistung einschließlich Vor-, Neben- und Nacharbeiten.“ [12]

Vertragsklauseln diesen Inhalts werden jedoch nach geltender Rechtsprechung als unwirksam beurteilt, so daß sich der Planer bei Verwendung nur scheinbar vor einer unvollständigen und damit mangelhaften Leistungsbeschreibung schützt.

Eine andere Möglichkeit besteht für den Planer in der Verfeinerung der Beschreibung mit dem Ziel eine hohe Differenzierung des Beschriebs zu erreichen.

Die damit einhergehende Gefahr besteht dann in der Formulierung von Widersprüchen innerhalb der Leistungsbeschreibung bzw. auch zwischen den Inhalten der weiteren Unterlagen.

Über den Beschrieb einer Teilleistung hinaus, müssen diese bei Zugrundelegung eines Einheitspreisvertrages noch mit Angabe der Teilleistungsmenge vervollständigt werden. Die geforderte Genauigkeit der Angabe der Teilleistungsmenge kann aus VOB/B § 2 Nr. 3, Vergütungsregelung bei Mengenänderung, abgeleitet werden. Die Abweichung ausgeschriebener (Sollmengen) und durch Aufmaß ermittelter Mengen (Istmengen) darf, ohne daß ggf. ein neuer Einheitspreis vereinbart werden muß, bis zu 10% betragen. Die Bandbreite der Mengenangabe in Höhe von  $\pm 10\%$  kann insofern als Anhaltswert für die Genauigkeit der Mengenangaben eines Leistungsverzeichnisses dienen. Diese Randbedingung gilt es seitens des Planers mindestens einzuhalten.

In der Planungsphase eines Deponiebauwerkes sind verschiedene Lösungsmöglichkeiten der Bauaufgabe und dessen wirtschaftlichen Einflüsse zu untersuchen und dem Bauherrn darzulegen. Dies hat zur Folge, daß der Ausschreibende auch Alternativen und Eventualitäten in seine Überlegungen einbeziehen muß. Dies wird ihm grundsätzlich durch die Aufnahme von Wahl- (Alternativ-) und Bedarfs- (Eventual-) positionen in ein Leistungsverzeichnis ermöglicht. Wahlpositionen beinhalten Leistungen, die eventuell anstelle einer im Normalfall zur Anwendung kommenden Ausführungsposition, zur Ausführung gelangen. Bedarfspositionen werden vorsorglich in ein Leistungsverzeichnis aufgenommen, wenn zum Zeitpunkt der Ausschreibung noch nicht absehbar ist, ob die Leistung notwendig wird. Auch für diese Positionsarten sind möglichst genaue Mengenansätze anzugeben [6]. Sie sind darüber hinaus jedoch als solche besonders zu kennzeichnen und nur mit Angabe des Einheitspreises in ein Leistungsverzeichnis aufzunehmen.

In [6] wird dazu ausgeführt, daß Wahl- und Bedarfspositionen jedoch nicht in das Leistungsverzeichnis aufgenommen werden dürfen, um Mängel einer unzureichenden Planung auszugleichen.

Diese Regelung wird erst durch die Beschränkung des Umfanges von Bedarfspositionen entsprechend der Richtlinie zu VOB/A § 9 Nr. 4 in [6] handhabbar:

„Der Umfang der Bedarfspositionen darf in der Regel 10 v.H. des geschätzten Auftragswertes nicht überschreiten.“

Für Wahlpositionen besteht keine wertmäßige Festsetzung hinsichtlich der Beschränkung ihres Umfangs. Dazu wird in [6] ausgeführt, daß sie nur vorzusehen sind,

„ ..., wenn nicht von vorneherein feststeht, welche der beiden Leistungen ausgeführt werden soll.“

Eine ausreichende Transparenz der Bieterangebote und deren Wertung begründet aber die Anwendung von Wahlpositionen als Ausnahme.

### **Auftragnehmer – Bauunternehmen**

Ein Bieter erhält die Vergabeunterlagen vom Auftraggeber übersandt und trägt in die Verdingungsunterlagen seine vorkalkulatorisch ermittelten Preise ein. Sein vorrangiges Ziel ist es den Angebotspreis so niedrig anzusetzen, daß er den Zuschlag erhält aber andererseits einen ausreichenden Deckungsbeitrag erreicht.

Dies zwingt Bieter bei wirtschaftlicher Durchführung einer Baumaßnahme, besonders wenn ein großer Mechanisierungsgrad der Tätigkeiten vorliegt, zu einem sorgfältig geplanten Bauablauf auf Grundlage der Auswahl des geeignetsten Bauverfahrens. Damit kann ein Bieter sein Kalkulationswagnis insbesondere aus der Abschätzung der Leistung von Geräten und Arbeitskräften einschränken. Basis der Auswahl kann nur der Inhalt ihm übergebener Vergabeunterlagen ein. Dies bedingt für die Bauverfahrensauswahl eine abgeschlossene Ausführungsplanung sowie eine eindeutige und umfassende Darstellung der Bauaufgabe mit der Leistungsbeschreibung.

Vor Abgabe des Angebotes müssen Bieter die Vergabeunterlagen kalkulationsbezogen prüfen [7]. Dies beinhaltet, daß die Angaben einer Leistungsbeschreibung hinsichtlich Klarheit und Vollständigkeit für die Ermittlung des Preises geprüft werden. Normierte Grundlagen für die Prüfungs- und Sorgfaltspflicht eines Bieters bestehen nicht [7] und sind auch nicht explizit in der VOB Teil A, der „Allgemeine Angaben über die Vergabe von Bauleistungen“ beinhaltet, angegeben.

Nach Auftragserteilung durch den Auftraggeber schuldet der Auftragnehmer diesem ein mangelfreies Bauwerk auf Grundlage des geschlossenen Bauvertrages.

Eine eindeutig und erschöpfend beschriebene Leistung vorausgesetzt, beinhalten Verdingungsunterlagen jedoch über das Kalkulationswagnis hinaus noch weitere objektbezogene Risiken, technischer und vertraglicher Art, die es zu erkennen, zu analysieren und zu bewerten gilt. Nur so kann ein angemessener und auskömmlicher Preis abgegeben

werden. Diese Risiken werden mittels eines Wagniszuschlages umsatzbezogen in den Angebotspreis einkalkuliert.

Zum Umfang der Risikoübertragung auf den Auftragnehmer wird in der VOB/B folgendes ausgeführt:

VOB/A § 9 Nr. 2: „Dem Auftragnehmer darf kein ungewöhnliches Wagnis aufgebürdet werden für Umstände und Ereignisse, auf die er keinen Einfluß hat und deren Einwirkung auf die Preise und Fristen er nicht im voraus schätzen kann.“

Dies bedeutet nicht, daß den Bietern bzw. dem späteren Auftragnehmer die Verantwortung für gewöhnliche Wagnisse, wie die Preisermittlung, die Ausführung und das Gewährleistungswagnis abgenommen werden soll. Risiken aus einer unzureichenden Voruntersuchung des Baugrundes oder bauseits gestellten Materialien dagegen sind der Sphäre des Auftraggebers zuzuordnen und gehören nicht zu den gewöhnlichen Wagnissen, weil sie dem Aufgaben- und Pflichtenbereich des Auftraggebers hinsichtlich Planung und Leistungsbeschreibung zugehören.

Zusammenfassend betrachtet bestehen die vorvertraglichen bieterseitigen Pflichten in einer kalkulationsbezogenen Prüfungspflicht und bei Erfordernis einer Hinweis- und Aufklärungspflicht. Von Seiten des Bauherren insbesondere auch des Planers besteht eine Feststellungs- und Mitteilungspflicht. Nach Vertragsschluß kommt für den Auftragnehmer die Leistungspflicht und für den Auftraggeber die Vergütungspflicht hinzu.

### **3 Besonderheiten der Leistungsbeschreibung einer Deponiebasisabdichtung**

#### **3.1 Anforderungen an ein Deponiebauwerk**

Deponien, die definitionsgemäß als Abfallbeseitigungsanlagen zur Endablagerung von Abfällen (KrW-/AbfG § 29 Abs. 1) dienen, bedürfen einer abfallrechtlichen Zulassung und sind grundsätzlich einem Planfeststellungs- oder Genehmigungsverfahren zu unterziehen.

Genehmigende Behörden richten sich bei Prüfung von Bauvorhaben auf Genehmigungsfähigkeit nach erlassenen Verwaltungsvorschriften. Diese werden entsprechend der Verordnungsermächtigung des KrW-/AbfG von der Bundesregierung erlassen. Gültigkeit hat zur Zeit die Zweite Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz, die TA Abfall, in der Fassung vom 12. März 1991 und die Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz, die TA Siedlungsabfall, in der Fassung vom 14. Mai 1993.

Im Anhang A der TA Abfall werden erforderliche Unterlagen und Angaben für Anträge zur Planfeststellung oder Genehmigung auf Zulassung von Abfallentsorgungsanlagen aufgelistet. Auch für die Zulassung von Abfallentsorgungsanlagen aus dem Geltungsbereich der TA Siedlungsabfall wird unter Nr. 3 auf die sinngemäße Anwendung des Anhanges A der TA Abfall verwiesen.

Die Anforderungen an eine Deponie ergeben sich aus der Notwendigkeit nicht verwertbare Abfälle dauerhaft zu beseitigen, um eine Beeinträchtigung der Umwelt zu vermeiden. Die wesentliche bauliche Anforderung, die sich daraus ergibt, ist der abgedichtete Einschluß des Abfalles, um den Austritt von Schadstoffen mit dem Sickerwasser in den Deponieuntergrund zu vermeiden. Dafür sind in der Vergangenheit Abdichtungssysteme entwickelt worden, die in Oberflächen- und Basisabdichtungssysteme [Abb. 2] eingeteilt und entsprechend TA Abfall und TA Siedlungsabfall ausgeführt werden sollen.

Diese Systeme stellen Regelaufbauten dar von denen bei Nachweis der Gleichwertigkeit abgewichen werden darf.

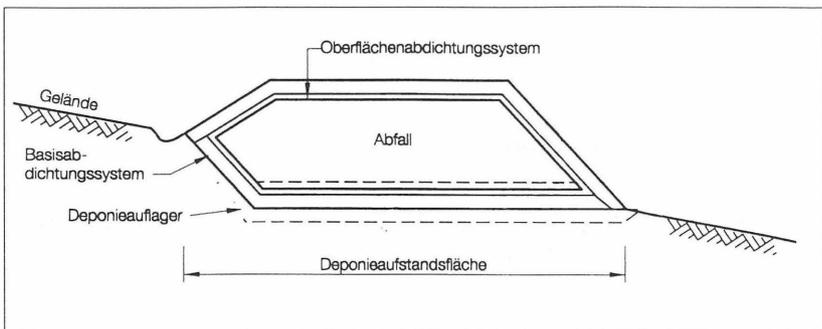


Abb. 2: Wesentliche Elemente einer Deponieabdichtung

Ein Oberflächenabdichtungssystem besteht aus mehreren Elementen. Dies sind je nach Abfallart Bewuchs, Rekultivierungsschicht, Entwässerungsschicht, Kunststoffdichtungsbahn, mineralische Dichtungsschicht, Ausgleichs- und ggf. Gasdränschicht.

Das Basisabdichtungssystem besteht aus dem Entwässerungssystem und der Kombinationsdichtung. Elemente des Entwässerungssystems sind unter Berücksichtigung des anzuwendenden Regelwerkes die Entwässerungsschicht, das Sickerrohr und die Schutzschicht. Die Kombinationsdichtung besteht aus der Kunststoffdichtungsbahn und der mineralischen Dichtungsschicht.

Das Deponieauflager dient über die Lastableitung hinaus als geologische Barriere der Schadstoffrückhaltung. In Abb. 3 wird der schematische Aufbau der Basisabdichtungssysteme entsprechend der TA Abfall und der TA Siedlungsabfall dargestellt.

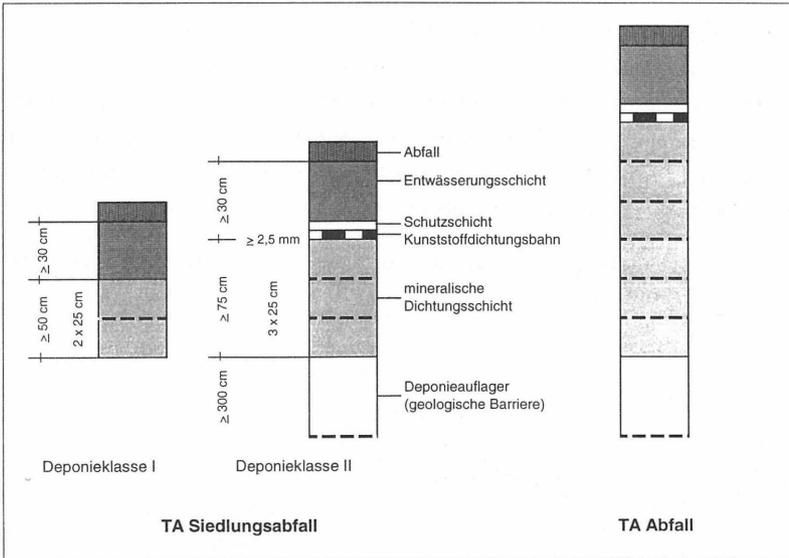


Abb. 3: Basisabdichtungssysteme nach TA Abfall und TA Siedlungsabfall [4]

Im weiteren wird am Beispiel der mineralischen Basisabdichtung die Problematik der Leistungsbeschreibung dargestellt. Zuvor werden die wesentlichen Anforderungen an eine Deponiebasisabdichtung erläutert.

## **3.2 Anforderungen an eine Deponiebasisabdichtung**

Zu den wichtigsten Anforderungen an die mineralische Abdichtung zählt die Tragfähigkeit und die Dichtigkeit. Diese werden insbesondere durch das Bodenmaterial beeinflusst. Der Genauigkeit der Angabe von Bodencharakteristika sind Grenzen gesetzt. Die Bandbreite der Angaben wird durch die Eigenschaften des Naturbaustoffes Boden und den punktuell festgestellten Merkmalen maßgeblich beeinflusst.

Es ist beispielsweise eine natürliche Streuung in der Kornverteilung und den plastischen Eigenschaften vorhanden. Diese Eigenschaften wirken sich aber maßgeblich auf die Auswahl geeigneter Bauverfahren und Baugeräte aus. Die Einhaltung festgelegter Kennwerte ist deshalb mittels Eignungsprüfung im Feld nachzuweisen.

### **3.2.1 Eignungsprüfung und Versuchsfeld**

Unter Nr. 15.12 der TA Abfall werden Eignungsfeststellungen für Bau- und Dichtungsmaterialien bei oberirdischer Ablagerung von Abfällen gefordert. Sie dienen als Prüfungs- und Entscheidungsgrundlage für die Erteilung eines Zulassungsbescheides. Der Zeitpunkt der Vorlage der Eignungsfeststellungen, denen sachlogisch eine Prüfung vorangehen muß, ist vor Ausschreibung der Baumaßnahme. In [3] wird unter Nr. 4.2 Eignungsprüfungen für eine mineralische Dichtungen dies wie folgt beschrieben:

„ Die Eignungsprüfungen für das mineralische Dichtungsmaterial sind rechtzeitig vor Einreichen der Antragsunterlagen auf Planfeststellung bzw. Plangenehmigung durchzuführen, damit die Ergebnisse der Prüfungen, ..., den Antragsunterlagen beigefügt ... werden können.“ [3]

Mit der TA Abfall werden im Anhang E Material- und Prüfanforderungen bei der Herstellung von Deponieabdichtungssystemen festgelegt. Es wird insbesondere gefordert, daß vor dem Einbau einer mineralischen Dichtung ein Versuchsfeld zur Eignungsprüfung hinsichtlich Herstellbarkeit der Dichtungsschicht unter Baustellenbedingungen zu errichten ist. Das Versuchsfeld ist auf dem Planum der zukünftigen Deponie zu errichten, darf aber nicht Bestandteil des Dichtungssystems werden. Für Böschungsbereiche deren

Steigungsverhältnis 1:4 überschreitet, sind wegen der erschwerten Herstellung eigene Versuchsfelder anzulegen. Die Abmessungen eines Versuchsfeldes [Abb. 4] werden in der TA Abfall Anhang E vorgegeben.

Die Abmessungen müssen das Erreichen der Arbeitsgeschwindigkeiten vorgesehener Geräte sicherstellen.

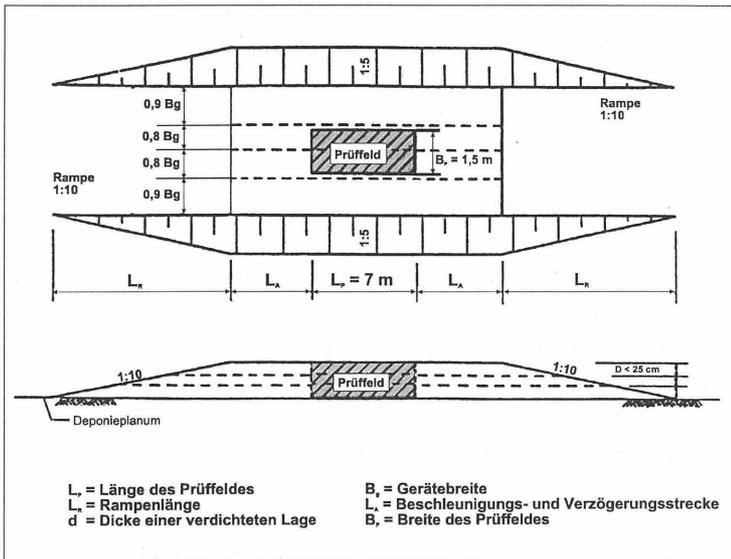


Abb. 4: Versuch- und Prüffeld [1]

Das Prüffeld innerhalb des Versuchsfeldes dient der Eignungsprüfung von Material, Bauverfahren und Gerät. Der für den Einbau vorgesehene Boden wird in Labor- und Feldversuchen hinsichtlich seiner Materialparameter auf Eignung untersucht und ausgewertet. Die Herstellbarkeit der Dichtung mit dem vorgesehenen Gerät und Bauverfahren zur Einhaltung vorgegebener Einbauwerte ist im Großmaßstab nachzuweisen.

Diese Ergebnisse sind wesentlicher Bestandteil des Qualitätssicherungsplanes, um die im Versuchsfeld nachgewiesene Wirksamkeit zu sichern.

Im einzelnen sind folgende Ergebnisse aus dem Versuchsfeld von besonderer Bedeutung und zu dokumentieren:

- Einbauwassergehalt (Durchlässigkeitsbeiwerte, Homogenität, ...)
- Verdichtungsmethode (Geräteketten)
- Verdichtungsgeräte (Walzengewicht, Verdichtungsenergie, Schwingungsenergie, Geometrie, ...)
  - Anzahl der Verdichtungsübergänge (Lagendicke, Walzgewicht, Frequenz, ..)
  - Arbeitsgeschwindigkeit des Verdichtungsgerätes
  - Lagendicke (unverdichtet und verdichtet  $\leq 25\text{cm}$ )
  - Art der Homogenisierung des mineralischen Materials
- Fräsgerät (Stückigkeit  $\leq 32\text{mm}$ )
  - Anzahl der Fräsübergänge
  - Frästiefe

### **3.3 Baubetriebliche Besonderheiten der Ausführung**

Bei der Errichtung eines Deponiebauwerkes handelt es sich nach Maßgabe der Honorarordnung für Architekten und Ingenieure (HOAI) um ein Ingenieurbauwerk mit dem zugehörigen Leistungsbild entsprechend HOAI § 55. Ein Bauvorhaben befindet sich nach der Phaseneinteilung des Leistungsbildes mit Vorlage der Genehmigungsunterlagen in der Leistungsphase 4, der Genehmigungsplanung. Die Genehmigungsplanung beinhaltet das Erarbeiten und Einreichen von Vorlagen für die erforderlichen öffentlich-rechtlichen Verfahren. Grundsätzlich gilt dies auch für die zuvor beschriebenen Anträge entsprechend TA Abfall Anhang A bei Deponien. Der Genehmigungsphase schließt sich die Ausführungsplanung und nachfolgend die Phase der Vorbereitung der Vergabe an. Die Vorbereitung hat die Ermittlung des Mengengerüsts und das Aufstellen der Ausschreibungsunterlagen zum Gegenstand.

Die in der HOAI vorgegebene zeitliche Abfolge der einzelnen Leistungsphasen in Verbindung mit der Forderung der TA Abfall im Anhang A hat zur Folge, daß bereits in der Leistungsphase 4 Eignungsfeststellungen für Bau- und Dichtungsmaterialien vorliegen

müssen. Dieser Ablauf ist jedoch nur möglich, wenn der Bauherr den zu verwendenden Boden zur Verfügung stellt, beispielsweise das Aushubmaterial des Deponieplanums oder aus dem Bereich zukünftiger Deponieerweiterungsflächen, und er die notwendigen Eignungsprüfungen vor Erstellung der Vergabeunterlagen durchführt. Im Falle der Lieferung des Bodenmaterials durch das ausführende Unternehmen können diese Prüfungen erst nach dessen Beauftragung durchgeführt werden. Sie liegen dann nicht bei Einreichung der Planfeststellungs- oder Genehmigungsunterlagen vor.

Diese Problematik ist den zuständigen Behörden grundsätzlich bekannt. Sie verlangen deshalb die Vorlage der Eignungsfeststellungen für Bodenmaterial, das vom Auftragnehmer geliefert werden soll, entgegen der Forderung von Verwaltungsvorschriften erst vor Beginn der Ausführung der Leistung.

Daraus ergibt sich für den Planer aus der Risikotragung des Auftraggebers bei bauseits gestelltem Bodenmaterial für die mineralische Dichtungsschicht die Konsequenz, die Bodeneigenschaften eindeutig und umfassend zu beschreiben. Dafür hat er eingeholte Gutachten auszuwerten und nach [6] zu § 9 Nr. 3 VOB/A:

„... deren Ergebnisse und die dadurch begründeten Anforderungen in der Leistungsbeschreibung vollständig und eindeutig anzugeben; daß bloße Beifügen des Gutachtens reicht für eine ordnungsgemäße Leistungsbeschreibung nicht aus.“

Dies ist deshalb erforderlich, weil den Bietern nach VOB/A § 9 Nr. 1 keine umfangreichen Vorarbeiten abverlangt werden dürfen, wie beispielsweise für den Bauherrn kostenlose Eignungsprüfungen des Materials in Verbindung mit einem Probefeld. Folglich müssen die Bieter somit auf Grundlage der Angaben des Leistungsbeschriebs und im Rahmen ihres Kalkulationsrisikos den Preis der Leistung vorkalkulatorisch ermitteln können.

Die Angaben des Planers sind deshalb so präzise und detailliert zu formulieren, daß er abgestimmt auf das bauseits gestellte Bodenmaterial die Stärke der Einbaulagen, die Anzahl der Verdichtungsübergänge, etc. festlegt und dies unter Berücksichtigung der Bandbreite möglicher Bodeneigenschaften.

Die vorkalkulatorischen Preisermittlung bedingt, daß Bieter ein geeignetes Bauverfahren und insbesondere Geräte, abgestimmt auf die in der Leistungsbeschreibung festgeschriebenen Anforderungen hinsichtlich zu verbauendem Bodenmaterial und Geräteeigenschaften, auswählen.

Die Wechselwirkung zwischen den Eigenschaften des Ausgangsmaterials und den geforderten Eigenschaften des Materials nach Einbau auf die Auswahl der Bauverfahrenstechnik ist in Abb. 5 dargestellt.



Abb. 5: Wechselwirkung zwischen Material und Verfahrenstechnik [9]

Es stehen oftmals mehrere unterschiedliche Bauverfahren zur Verfügung, um die geforderten Eigenschaften der mineralischen Dichtungsschicht zu erreichen. Aus den Möglichkeiten wählen Bieter insbesondere nach Abwägung wirtschaftlicher Vor- und Nachteile das geeignetste Verfahren und Gerät als Angebotsgrundlage aus. Nach Zuschlagserteilung kann der Auftraggeber die Übergabe der Preisermittlung verlangen.

#### 4 Vergütung der Bauleistung

Die Vergütung der erbrachten Bauleistung erfolgt bei einem Einheitspreisvertrag auf Grundlage einer Leistungsbeschreibung mit Leistungsverzeichnis durch Aufmaß der Leistung, um die tatsächlich ausgeführten Massen für die Abrechnung zu ermitteln. Das Produkt aus Menge und Einheitspreis ergibt den Vergütungsanspruch des Auftragnehmers als Gegenleistung des Auftraggebers für erbrachte Leistungen. Soweit die Leistung eindeutig und umfassend mit einer Leistungsbeschreibung dargelegt wurde, ist die Vergütungsermittlung für die Vertragsbeteiligten problemlos.

Ist die Leistungsbeschreibung jedoch unvollständig, fehlerhaft oder unklar, verursacht dies in der Praxis häufig eine Vielzahl gegensätzlicher Meinungen, die insbesondere zu konkreten Vergütungsproblemen führen [14].

#### 4.1 Vergütung bei mangelhafter Leistungsbeschreibung

Mängel einer Ausschreibung, die zu Vergütungsproblemen führen, können begründet sein in einer **unvollständigen** Beschreibung einer Teilleistung, einer **fehlerhaften** Beschreibung einer Teilleistung, einer **fehlerhaften** Angabe einer Teilleistungsmenge, einer **unvollständigen** Angabe von Teilleistungen, einer **fehlerhaften** Zuordnung von Nebenleistungen, einem **unklaren** Wortlaut einer Beschreibung oder im **unklaren** Verhältnis von Mengenangaben verschiedenen Teilleistungen (Plausibilität).

Die Ursachen der Unvollständigkeit, der Fehlerhaftigkeit und der Unklarheit einer Leistungsbeschreibung sind vielfältiger Art und vorwiegend darauf zurückzuführen, daß die Feststellung relevanter Umstände oder deren Angabe nicht umfassend erfolgt.

Die Folgen mangelhafter Leistungsbeschreibungen sind häufig Nachforderungen des Auftragnehmers aus Mehr- und Mindermengen, geänderten oder zusätzlichen Leistungen, die darüber hinaus zu Bauzeitverlängerungen infolge Behinderung führen können. Für den Auftraggeber resultiert daraus möglicherweise eine Bausummenüberschreitung mit den entsprechenden Folgen für den Planer.

Der Planer eines Deponiebauwerkes haftet beispielsweise in der Leistungsphase 6 im Rahmen eines Verstoßes gegen seine Leistungspflicht insbesondere mit „Ersatz unnötiger Aufwendungen für ausgeschriebene Nebenleistungen [13].“ Nebenleistungen werden in der VOB Teil C für die entsprechenden Leistungsbereiche jeweils unter Nr. 4 aufgeführt. Unvollständige Leistungsbeschreibungen verpflichten den Planer zum Schadensersatz

„ ..., sowie sie die Vergabe teurer Zusatzleistungen, insbesondere von Stundenlohnarbeiten, zur Folge haben [13].“

Teil B der VOB enthält die Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen und gilt als Vertragsinhalt vom Abschluß bis zur Erfüllung eines Vertrages.

Im wesentlichen hat der Teil B die rechtlichen Beziehungen der Vertragsbeteiligten und Besonderheiten nach Vertragsschluß zum Inhalt.

Einem Auftraggeber wird mit diesen Vertragsbedingungen nach VOB/B § 1 Nr. 3 die Möglichkeit der Änderung des Bauentwurfs mit entsprechender Anordnungsbefugnis gegeben. Desweiteren kann der Auftraggeber nach VOB/B § 1 Nr. 4 mit gewissen Einschränkungen vertraglich nicht vereinbarte Leistungen vom Auftragnehmer verlangen. Dies bedeutet für eine mangelhafte Leistungsbeschreibung eines Deponiebauwerkes, daß trotzdem die zur Errichtung notwendige Leistung vom Auftragnehmer erbracht werden muß. Damit einher geht selbstverständlich eine Vergütungsverpflichtung des Auftraggebers gegenüber dem Auftragnehmer.

Diese Vergütungsverpflichtung ergibt sich aus VOB/B § 2, der die Vergütung für vertraglich vereinbarte Bauleistungen aber auch für Vergütungsansprüche aus Vertragsabweichung regelt.

Grundsätzlich steht dem Auftragnehmer unter Beachtung seiner kalkulationsbezogenen Prüfungs- und Mitteilungspflicht im vorvertraglichen Stadium und seiner Mitteilungspflicht nach VOB/B § 4 Nr. 3 nach Vertragsschluß bei mangelhafter Leistungsbeschreibung auch ein Mehrvergütungsanspruch zu. Dieser wird in der Praxis häufig auf Grundlage nachfolgender VOB-Regelungen begründet:

- VOB/B § 2 Nr. 3: Vergütung bei Abweichung der Mengen von vertraglich vereinbarten Sollmengen
- VOB/B § 2 Nr. 5: Vergütung bei Änderung des Bauentwurfs oder anderen Anordnungen
- VOB/B § 2 Nr. 6: Vergütung bei Ausführung zusätzlicher Leistungen
- VOB/B § 6 : Behinderung und Unterbrechung der Ausführung

Nach Klärung des Anspruchs dem Grunde nach ergeben sich bei Ermittlung der Vergütung der Höhe nach die nächsten Probleme, auch wenn diese nach der VOB auf Grundlage des Preises oder der Preisermittlung des Hauptangebotes zu ermitteln sind.

Mit dem Einheitlichen Verdingungsmuster für Bauleistungen (EVM (B)) für die Zusätzlichen Vertragsbedingungen [6] kann der Auftraggeber die Übergabe der Preisermittlung für die vertragliche Leistung verlangen. Diese Regelung ist eine Kann-Bestimmung und wird vielfach nicht angewendet. Wird die Preisermittlung aber dennoch abgegeben, führt dies u. U. infolge nicht vorgegebener Aufschlüsselung der Angaben zu Problemen bei der

Ermittlung des Vergütungsanspruchs. Es kann aber nur im Interesse der Vertragsbeteiligten sein, insbesondere des Auftragnehmers, eine schnelle Einigung, beispielsweise aus Kosten für die Vorfinanzierung bereits erbrachter Leistungen, herbeizuführen. In der Praxis ist ein derartiges Interesse jedoch oftmals nicht erkenntlich, so daß Auftraggeber bzw. Ausschreibende gefordert sind entsprechende Regelungen in Vergabeunterlagen aufzunehmen.

Soweit die Vergütungsregelung nach VOB/B § 2 reicht, entsteht dem Auftragnehmer kein Schaden, weil er mit mittels Nachforderung oder Nachtrag die Vergütung einfordern kann. Die Höhe der Vergütung ist bei Anordnung der Leistung durch den Auftraggeber aus dem Angebotspreis abzuleiten, Preisverhandlungen sind für Nachforderungen in der VOB nicht vorgesehen. Leistungen, die dem Auftragnehmer nur mit dessen Zustimmung übertragen werden können (VOB/B § 1 Nr. 4) sind dagegen einer preisrechtlichen Prüfung und Bewertung zu unterziehen.

## **4.2 Lösungsansätze**

Die Verwendung von Eventualpositionen in Leistungsbeschreibungen ist eine Möglichkeit, um im Bedarfsfall notwendige Leistungen zur Errichtung eines Bauwerkes dem Wettbewerb zu unterstellen. Die Angabe der Menge einer Teilleistung ist aber bei derartigen Positionen wegen der Mengengewißheit vom Planer kaum zu leisten. Der Bieter kann aber ohne diese Mengenangabe keine gesicherte Preisermittlung durchführen. Die Einbeziehung von Eventualpositionen in die Wertung der Angebote gestaltet sich ebenfalls sehr schwierig. Zudem erfolgt die Beauftragung derartiger Leistungen entsprechend ihrer Notwendigkeit vielfach erst während der Ausführung.

Darüber hinaus ergeben sich bei der Ermittlung der Vergütung von Eventualpositionen regelmäßig Probleme. Häufig hat die geforderte Höhe der Vergütung bei Mengenabweichungen, um ein vielfaches von den angebotenen und vertraglich vereinbarten Sollmengen, Konflikte zwischen den Vertragsbeteiligten zur Folge. Die Begrenzung des Umfangs von Eventualpositionen am Auftragswert erscheint hinsichtlich vorgenannter Probleme sinnvoll.

Das Problem im Umgang mit dem Baumaterial Boden, der beschränkten Möglichkeit seiner Beschreibung und der daraus resultierenden Vergütungsproblematik, ist unter Verwendung von Eventualpositionen in Leistungsbeschreibungen nicht zufriedenstellend lösbar.

Ein Lösungsansatz bietet die Vertragsabrede einer sogenannten aufschiebenden Bedingung. Dies bedeutet, daß die Leistung bei Vertragsabschluß noch nicht vereinbart ist, sondern nur die Bindung, im Falle des Eintreffens, die Leistung zu einer bestimmten Vergütung auszuführen [16]. Die Anwendungsmöglichkeit ist für den Deponiebau jedoch noch zu untersuchen.

Ein weiterer Lösungsansatz besteht in der normierten Vorlage und Abgabe der Preisermittlung. Die Aufgliederung der wichtigsten Einheitspreise entsprechend Vergabehandbuch ist für die Ermittlung der Vergütung in vielen Fällen nicht ausreichend. Sie ist nicht genügend auf die Belange und Möglichkeiten der Preisermittlung der Bieter abgestimmt und enthält darüber hinaus für die Ermittlung der Vergütung nicht alle notwendigen Angaben. Die regelmäßige bieterseitige Anwendung von Baukalkulationsprogrammen eröffnet hier weitergehende Möglichkeiten. Für diese Lösung notwendiges Datenmaterial ist vorhanden, bedarf aber der zielgerichteten Aufbereitung.

## **5    Schlußfolgerung**

Eine Leistungsbeschreibung ist zentraler Bestandteil der Vergabe-, Verdingungs- und Bauvertragsunterlagen. Den daran Beteiligten obliegen umfassende Aufgaben und Pflichten, die bei Nichtbeachtung zu Mehrkosten für Auftraggeber aber auch für Auftragnehmer führen können.

Ursache der Mehrkosten ist häufig eine mangelhafte Leistungsbeschreibung. Die Möglichkeiten der eindeutigen und umfassenden Beschreibung einer Leistung sind jedoch begrenzt und dies insbesondere im Deponiebau bei Verwendung des Baustoffes Boden. Die Voraussage tatsächlicher Gegebenheiten hinsichtlich Boden und dessen Eigenschaften ist nicht möglich, es können nur mit Unsicherheiten behaftete Aussagen getroffen werden.

In Kenntnis der möglichen und erreichbaren Genauigkeit einer Leistungsbeschreibung sollte deshalb im Interesse der Baubeteiligten nach beiderseits zufriedenstellenden Lösungen insbesondere hinsichtlich vorhandener Vergütungsprobleme gesucht werden.

## Literaturverzeichnis

- [1] o.V.: Zweite Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall)  
Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen, Köln : Bundesanzeiger Verlagsgesellschaft mbH, 1993
- [2] o.V.: Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall)  
Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen; Köln : Bundesanzeiger Verlagsgesellschaft mbH, April 1993
- [3] o.V.: Anforderungen an Siedlungsabfalldeponien in Niedersachsen  
- Deponiehandbuch - ; Niedersächsisches Landesamt für Ökologie (Hrsg.), Hildesheim : Eigenverlag, 1994
- [4] o.V.: Ratgeber Deponietechnik  
- 1. Auflage – Iffezheim : Stein-Verlag Baden-Baden GmbH, 1994
- [5] o.V.: Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB)  
- im Auftr. d. Dt. Verdingungsausschusses für Bauleistungen, hrsg. vom DIN, Dt. Inst. für Normung e.V. - Ausg. 1996; Berlin, Köln : Beuth, 1996
- [6] o.V.: Vergabehandbuch für die Durchführung von Bauaufgaben des Bundes im Zuständigkeitsbereich der Finanzbauverwaltungen  
Hrsg. Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau; Bonn : Deutscher Bundes-Verlag

- [7] Bühl, H.: Grenzen der Hinweispflicht des Bieters  
Baurecht, 23. Jahrgang 1992 – BauR 1/92 –  
Düsseldorf : Werner, 1992
- [8] Dähne, H.: Schadensersatz bei lückenhafter Leistungsbeschreibung  
in Seminar Schadensersatzprobleme – Schriftenreihe der  
Deutschen Gesellschaft für Baurecht e.V. ; Bd. 21 –  
Wiesbaden ; Berlin : Bauverl., 1994
- [9] Dornbusch, J.;  
Averesch, U.;  
El Khafif, M.: Bauverfahrenstechnik und Qualitätsmanagement bei der  
Herstellung von Kombinationsabdichtungen für Deponien  
Johannes Dornbusch ; Ulrich Averesch ; Mahmoud El Khafif  
(Hrsg.) – Als Ms. Gedr. – Aachen : Shaker 1996
- [10] Drescher, J.: Deponiebau  
Berlin : Ernst, 1997
- [11] Festge, K.-H.: Aspekte der unvollständigen Leistungsbeschreibung  
Baurecht, 5. Jahrgang 1974 – BauR 6/74 –  
Düsseldorf : Werner, 1974
- [12] Glatzel, L.;  
Hoffmann, O.;  
Frikell, E.: Unwirksame Bauvertragsklauseln nach dem AGB-Gesetz  
– 7. Auflage – Stamsried : Ernst Vögel, 1995
- [13] Löffelmann, P.: Architektenrecht: Architektenvertrag und HOAI  
– 3. Auflage – Düsseldorf : Werner, 1995
- [14] Mandelkow, D.: Qualifizierte Leistungsbeschreibung als wesentliches  
Element des Bauvertrages  
Baurecht, 27. Jahrgang 1996 – BauR 1/96 –  
Düsseldorf : Werner, 1996
- [15] Riehm, P.; Grimm, G.: Grundzüge der Preisermittlung im Baubetrieb  
1. Band – 6. Auflage – Wiesbaden, Berlin : Bauverlag, 1965

- [16]Schottke, R.: Die VOB-gerechte Leistungsbeschreibung für den allgemeinen Tunnelvortrieb unter Berücksichtigung einer angemessenen Vergütung  
– 1. Auflage – Düsseldorf : Werner, 1993
- [17]Wettke, M.: Die Haftung des Auftraggebers bei lückenhafter Leistungsbeschreibung  
Baurecht, 20. Jahrgang 1989 – BauR 1/96 –  
Düsseldorf : Werner, 1989

## Abbildungsverzeichnis

- Abbildung 1: Bestandteile einer Leistungsbeschreibung
- Abbildung 2: Wesentliche Elemente einer Deponieabdichtung
- Abbildung 3: Basisabdichtungssysteme nach TA Abfall und TA Siedlungsabfall
- Abbildung 4: Versuchs- und Prüffeld
- Abbildung 5: Wechselwirkung zwischen Material und Verfahrenstechnik

## Anschrift:

Dipl.-Ing. J. Schwarte  
Institut für Bauwirtschaft und Baubetrieb (IBB)  
Technische Universität Braunschweig  
Schleinitzstr. 23 A  
38106 Braunschweig

## **Bemessungskonzept für Oberflächenabdichtungen mit Kapillarsperren**

Markus Kämpf, Tilman Holfelder, Hector Montenegro

### **1 Einführung**

Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten haben die Aufgabe, den Eintrag von Niederschlagswasser zu minimieren und Schadstoffemissionen zu verhindern. Derzeit werden verschiedene Dichtungselemente eingehend geprüft und deren Leistungen in der Fachöffentlichkeit teilweise kontrovers diskutiert. Felduntersuchungen belegen, daß die Regelsysteme der TA Siedlungsabfall und TA Sonderabfall die Anforderungen an eine wirkungsvolle und langlebige Dichtung nicht uneingeschränkt erfüllen. Darüber hinaus führt der Kostendruck zu einer intensiven Suche nach alternativen Dichtungen, die bei gleichwertigen Leistungen kostengünstiger zu errichten sind.

Die vom Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt durchgeführten Messungen auf Testfeldern dokumentieren, daß Kapillarsperren auch unter natürlichen klimatischen Bedingungen ausgezeichnete Abdichtungseigenschaften aufweisen. Nicht zuletzt aufgrund dieser Untersuchungen sowie ähnlicher Ergebnisse des Institutes für Bodenkunde der Universität Hamburg treffen Kapillarsperren als alternative Dichtungssysteme zunehmend auf Akzeptanz. So wurde ein einfaches Kapillarsperrensystem für die Deponie "Am Stempel" (Landkreis Marburg-Biedenkopf) als Oberflächenabdichtung genehmigt und ein Nachweis der Gleichwertigkeit für ein derartiges System (Deponieklasse I) vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) positiv beschieden. Derzeit befinden sich weitere Oberflächenabdichtungen mit Kapillarsperren in mehreren Bundesländern in verschiedenen Planungsphasen. Ziel der am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft laufenden Untersuchungen ist die Herleitung von Bemessungsregeln auf Grundlage der langjährigen Messungen auf großskaligen Versuchsfeldern und hierzu konzipierter Rinnenexperimente.

## 2 Funktionsweise einer Kapillarsperre

Die Kapillarsperre besteht aus der Kapillarschicht, für die in der Regel ein Sand verwendet wird, und dem darunterliegenden, deutlich grobkörnigeren Kapillarblock. Die Abschirmwirkung einer Kapillarsperre beruht auf dem ausgeprägten Texturunterschied in der Schichtgrenze zwischen feinem und grobem Material. Als Einfachdichtung wird sie lediglich von der Rekultivierungsschicht (Wasserhaushaltsschicht) überlagert, die möglichst viel des einsickernden Niederschlags zur Evapotranspiration zwischenspeichern und perkolierendes Bodenwasser vergleichmäßig an die Kapillarsperre abgeben soll (Bild 1).

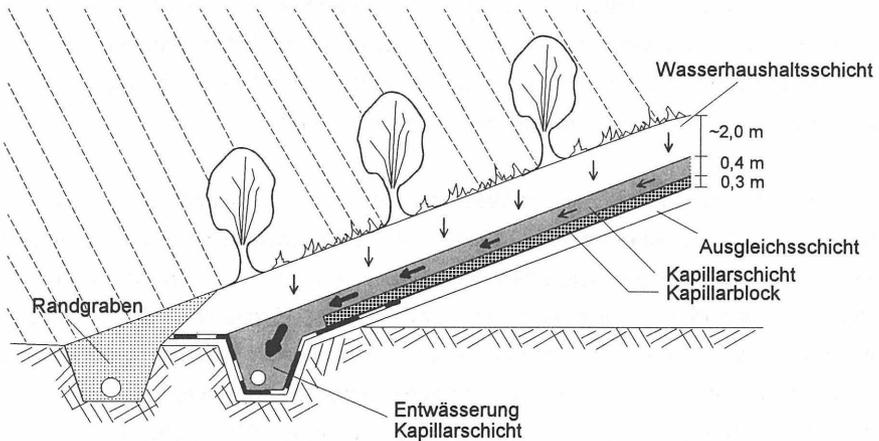


Bild 1: Einfaches Kapillarsperrensystem

In der Kapillarschicht bildet sich beim Einsickern von Niederschlagswasser ein Kapillarsaum, da Kapillarkräfte die Entwässerung in die Grobporen hemmen. Während die unteren Bereiche des Sandes nahezu gesättigt sind, bleibt das gröbere Kapillarblockmaterial weitgehend trocken. Entsprechend ist der fließwirksame Querschnitt in der Kapillarschicht wesentlich größer als im Kapillarblock, und es bildet sich im ungesättigten Zustand ein Durchlässigkeitsunterschied von mehreren Größenordnungen aus. Die Neigung der Schichtgrenze führt infolge der Schwerkraft zum lateralen Fluß.

Mit fortschreitender Hanglänge akkumuliert der laterale Abfluß aufgrund der Zusickerung aus der Wasserhaushaltsschicht. Die Kapillarkräfte können in immer geringerem Maße verhindern, daß Wasser in den grobkörnigen Kapillarblock eindringt. Ab einem gewissen Stadium tritt eine deutliche Durchsickerung des Dichtungselementes auf. Der laterale Abfluß in der Kapillarschicht steigt hangabwärts kaum noch an und die Dränkapazität der Materialkombination wird erreicht. Das unterhalb dieses Punktes zusickernde Wasser fließt in den Müllkörper ab. Dieser Abschnitt einer Kapillarsperre ist somit wirkungslos (Ross 1990).

### **3 Felduntersuchungen**

#### **3.1 Versuchskonzept**

Nach der Identifikation erfolgversprechender Materialkombinationen in Kipprinnenversuchen wurden Versuchsfelder mit Kapillarsperrsystemen auf der ehemaligen Deponie "Monte Scherbelino" bei Frankfurt a.M. (Jelinek und von der Hude 1994) errichtet. Die als Altlast eingestufte Deponie besitzt weder eine Basisabdichtung noch eine geologische Barriere. Sickerwässer und der teilweise in den Aquifer eintauchende Müllkörper führten zu einer spürbaren Kontamination des Bodens und des Grundwassers. Das Sicherungskonzept sieht neben einer Schlitzwandumschließung eine Oberflächenabdichtung zur Minimierung des Sickerwasseranfalls vor.

Im Spätherbst des Jahres 1993 wurden vier Versuchsfelder (Bild 2) mit einer Fläche von jeweils 600 m<sup>2</sup> (15 m breit, 40 m lang) auf dem Westplateau der ehemaligen Deponie "Monte Scherbelino" fertiggestellt. Die Felder sind in einen rund 55.000 m<sup>3</sup> keilförmigen Belastungskörper eines Setzungsversuchs integriert, der eine Einschätzung des Steifemoduls des Abfallkörpers ermöglichen soll. Alle Versuchsfelder sind in HDPE-Dichtungswannen eingefaßt, um die Restdurchsickerung der Dichtungssysteme erfassen zu können.

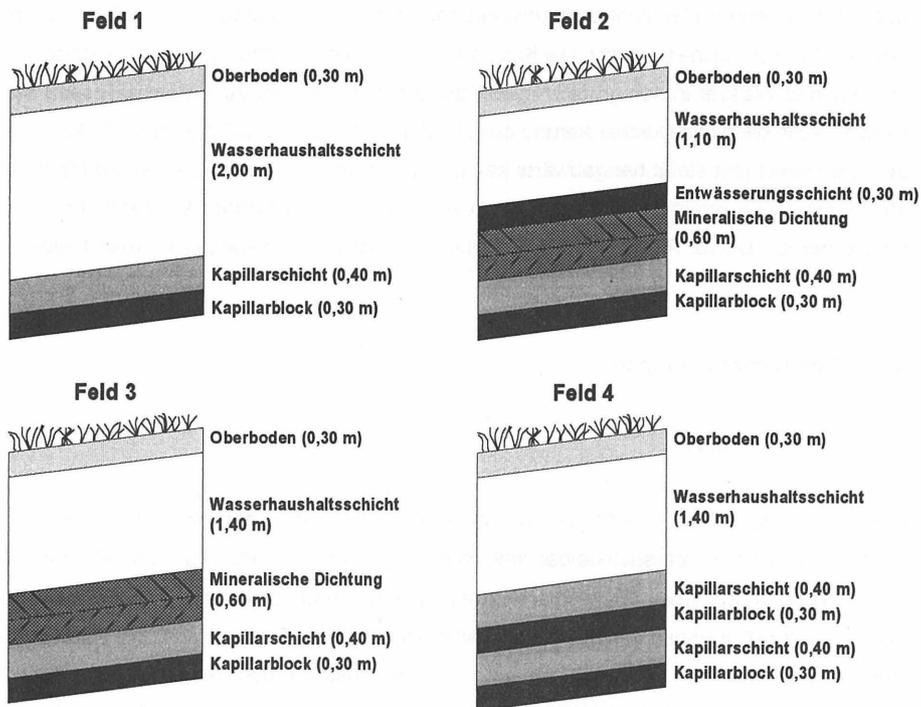


Bild 2: Aufbau der Versuchsfelder auf der Deponie "Monte Scherbelino", Frankfurt a.M.

Für die Entwicklung von Entwurfskriterien für Oberflächenabdichtungen mit Kapillarsperren sind die Versuchsergebnisse der Felder 1 und 2 von besonderem Interesse. In Feld 1 wurde eine einfache Kapillarsperre mit einer mächtigen Wasserhaaltsschicht realisiert. Diese Bodenschicht soll den einsickernden Niederschlag zur Evapotranspiration zwischenspeichern und perkolierendes Bodenwasser gleichmäßig an die Kapillarsperre abgeben.

Der Aufbau von Feld 2 orientiert sich im Aufbau am Regelsystem der TASI (Deponieklasse II). Die Kapillarsperre soll die Restdurchsickerung der bindig-mineralischen Dichtung auffangen und lateral ableiten. Die Entwässerungsschicht verhindert einen nennenswerten Überstau der bindig-mineralischen Dichtung. Als Kompromiß zwischen dem Abfuhrvermögen und der Austrocknungsgefahr wurde als Dränagematerial anstelle des

üblichen kiesigen Filters ein Grobsand verwendet.

Wenn die Kapillarsperre in Feld 2 als Kontrolldrainage der bindig-mineralischen Dichtungen aufgefaßt wird, ermöglicht der gewählte Aufbau auch die Dichtwirkung einer einfachen bindigen-mineralischen Dichtung der Deponieklasse I nach TASI zu bewerten.

### 3.2 Ergebnisse

Die im Januar 1994 begonnenen Felduntersuchungen belegen, daß Kapillarsperrensysteme hochwirksame Barrieren gegen den konvektiven Wassertransport darstellen und bindig-mineralischen Dichtungen in einigen Systemleistungen überlegen sind.

Bereits die einfache Kapillarsperre (Feld 1) bewies sehr gute Abschirmeigenschaften. Die im Beobachtungszeitraum von 3 ½ Jahren gemessene Gesamtdurchsickerung (19 mm) ist fast vollständig auf das Durchbruchereignis im Januar 1995 (17 mm) zurückzuführen. Im übrigen Beobachtungszeitraum wurden lediglich 2 mm Restdurchsickerung gemessen. Diese hohe hydraulische Belastung beim Durchbruchereignis eröffnete die Möglichkeit, die Dränkapazität der Kapillarsperre in-situ zu bestimmen. Sie betrug 3,3 mm/d bzw. umgerechnet auf den am Fuß des Hanges (effektive Länge 34 m) gemessenen Kapillarschichtabfluß 112 l/(d\*m). Grundsätzlich zeigen die Feldmessungen, daß hohe hydraulische und damit für die Kapillarsperre kritische Belastungen nur in den Wintermonaten nach einer Aufsättigung der Wasserhaushaltsschicht zu erwarten sind. Im übrigen Verlauf eines Jahres dämpft der durch die Evapotranspiration teilentleerte Bodenspeicher der Wasserhaushaltsschicht wirkungsvoll die Zusickerung zur Kapillarsperre (Bild 3).

Die bindig-mineralische Dichtung in Feld 2 zeigte im Vergleich zur einfachen Kapillarsperre eine geringere Abschirmwirkung. In Feld 2 mit Entwässerungsschicht betrug die Gesamtdurchsickerung 61 mm bis Ende Mai 1997 (Bild 4). Die bei der Herstellung der Versuchsfelder entnommenen Bodenproben wiesen im Labor einen  $k_f$ -Wert von ca.  $2 \cdot 10^{-10}$  m/s auf (Katzenbach, 1995). Die gemessene Durchsickerung ist als systemimmanent anzusehen und nicht auf mangelhafte Herstellungsqualität zurückzuführen. Hinweise auf eine Rißbildung, wie sie die Charakteristik der gemessenen Abflüsse und die

Tensiometermessungen liefern, liegen nicht vor.

Die Kombinationsdichtung in Feld 2 erzielte eine außerordentlich hohe Dichtwirkung. Im Beobachtungszeitraum von rund 3 ½ Jahren betrug die Gesamtdurchsickerung lediglich 2 mm. Sie ist vor allem auf thermisch induzierten Bodenwassertransport zurückzuführen. Auch bei hoher hydraulischer Belastung der Oberflächenabdichtung dämpfte die bindig-mineralische Dichtung die Zusickerung zur Kapillarsperre zuverlässig auf ein unkritisches Maß (Bild 4).

Für die Planung von Kapillarsperren in Kombinationsdichtungen ist zu beachten, daß die Durchsickerung der bindig-mineralischen Dichtung stark gedämpft und mit sehr geringer zeitlicher Verzögerung mit den Abflüssen der Entwässerungsschicht korrelieren. Der gemessene Spitzenabfluß in der Kapillarschicht (0,5 mm/d) entspricht bei den in diesem Zeitraum gemessenen hydraulischen Gradienten ( $dh/dz = 2$ ) einem  $k_r$ -Wert von  $3 \cdot 10^{-9}$  m/s. Dieser Beobachtung, daß die Durchlässigkeit im Feld um rund eine Größenordnung über der im Labor bestimmten liegt, wurde auch in den Kombinationsdichtungen mit Kapillarsperren auf den Deponien "Karlsruhe-West" (Zischak 1997) und Hamburg-Georgswerder" (Melchior 1993) festgestellt. Diese Diskrepanz zwischen Labor- und Feldversuchen ist bei der Festlegung der Abschlagslängen zu berücksichtigen. Die Dränkapazität der Materialkombination (3,3 mm/d) wurde jedoch zu keinem Zeitpunkt voll ausgeschöpft.

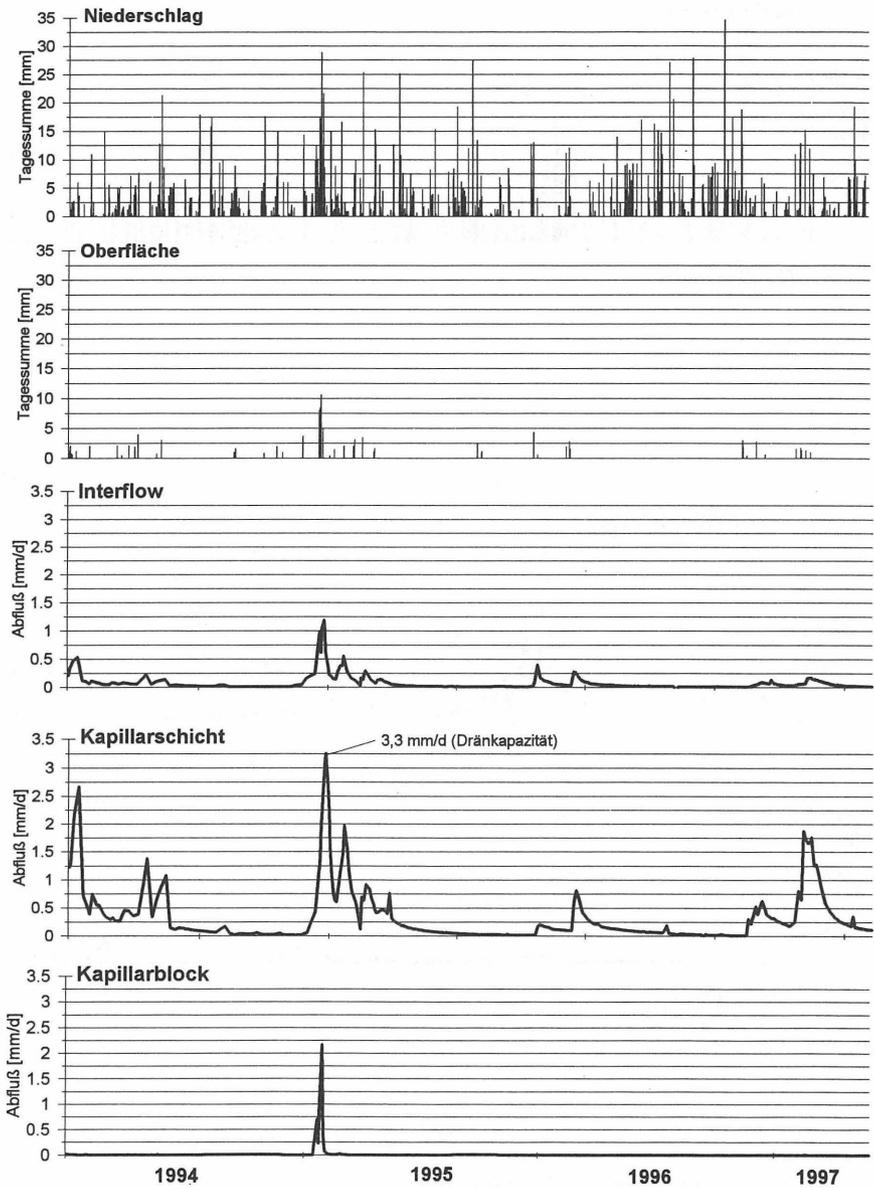


Bild 3: Niederschlag und Abflüsse der einfachen Kapillarsperre

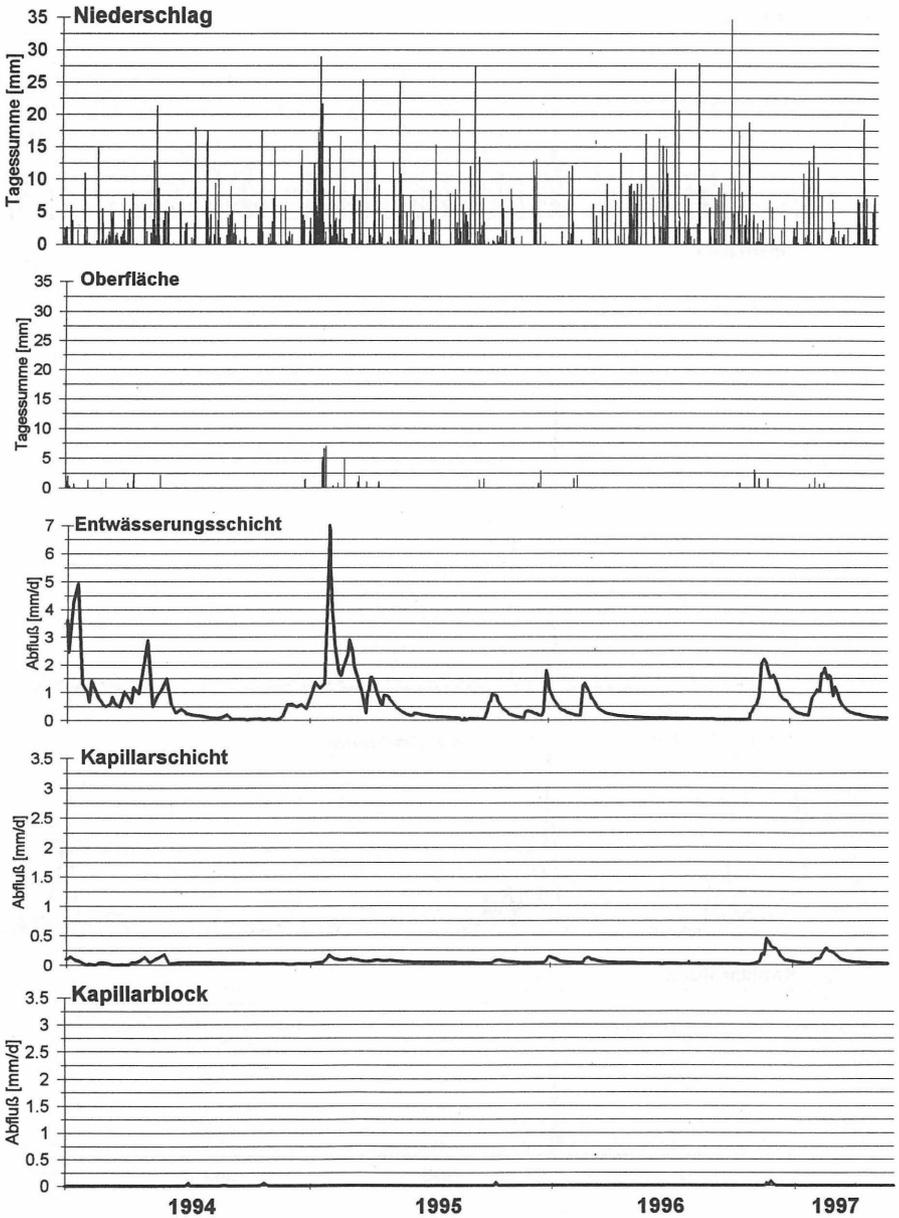


Bild 4: Niederschlag und Abflüsse der bindig-min. Dichtung mit Kapillarsperre

## 4 Laborversuche

### 4.1 Versuchsaufbau

Um die Übertragbarkeit der Kipprinnenversuchen auf die Verhältnisse auf Deponien beurteilen zu können, wurde die Materialkombination der Versuchsfelder unter verschiedenen Belastungen in einer Kipprinne untersucht.

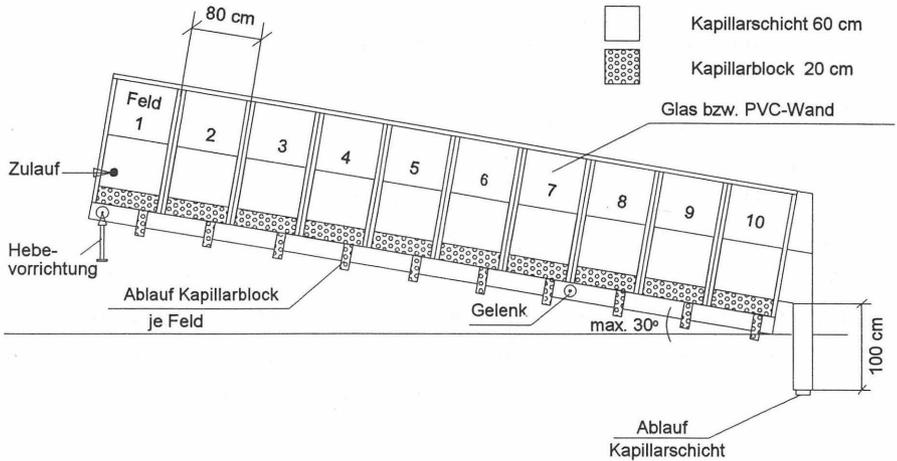


Bild 5: Kipprinne

Die Kipprinne von 8 m Länge (Bild 5) ist bis zu 30° neigbar und haben eine Seitenwand aus Glas. Die gegenüberliegende Seite besteht aus PVC-Platten mit Öffnungen für die Aufnahme von Meßinstrumenten (Tensiometer, TDR-Sonden, Thermometer, Wärmeflussensoren und Kanülen für die Zugabe von Fartracern). Um unerwünschte äußere Temperaturschwankungen zu vermeiden, wird die Kipprinne von einer Klimahülle umgeben.

In der Kipprinne wird die Belastung am Hangfuß simuliert. Dort erreicht die abzuführende Wassermenge infolge der Akkumulation aus dem oberhalb liegenden Hangabschnitt ihr Maximum. Das Zulaufwasser wird am oberen Ende durch eine kontinuierlich fördernde Pumpe aufgegeben und sickert gleichmäßig der Kapillarschicht zu. Die Zugabe erfolgt punktuell ca. 10 cm hinter der oberen Stirnwand, ca. 15 cm über der Schichtgrenze. Die

untere Stirnseite der Rinne ist mit einer Wasserauffangvorrichtung in Form eines Plexiglasrohres versehen. Darin wird der Feinsand nach unten geführt, so daß sich dieser bis zur Entwässerungsbedingung aufsättigt und das Wasser der Kapillarschicht abgeführt werden kann. Die Rinnensohle unter dem Kapillarblock ist in 10 Felder unterteilt und entsprechend mit je einem Ablauf versehen, in dem sich der Kapillarblock aufsättigt und entwässert. Das in den Block absickernde Wasser wird in jedem Feld abgezogen und kann damit in Längsrichtung lokalisiert werden, um die räumliche Verteilung der Durchsickerung zu erfassen.

#### 4.2 Bestimmung der Dränkapazität bei Variation der Neigung

Die Neigung der Kipprinne wurde zunächst entsprechend der Verhältnisse auf den Versuchsfeldern auf 10 ° eingestellt. Die aufgegebene Wassermenge (Zulaufintensität) wurde sukzessive bis zum Überschreiten der Dränkapazität gesteigert (Bild 6). Das Systemverhalten der eingebauten Materialkombination, eine ausgeprägte Grenze des lateralen Abfuhrvermögens (Dränkapazität) und eine praktisch 100 %ige Abschirmwirkung unterhalb dieser Grenze, wird in den Rinnenversuchen sehr gut wiedergegeben. Jedoch war festzustellen, daß die im Laborversuch ermittelte Dränkapazität mit rund 180 l/(d\*m) deutlich über der in-situ Dränkapazität mit 112 l/(d\*m) lag.

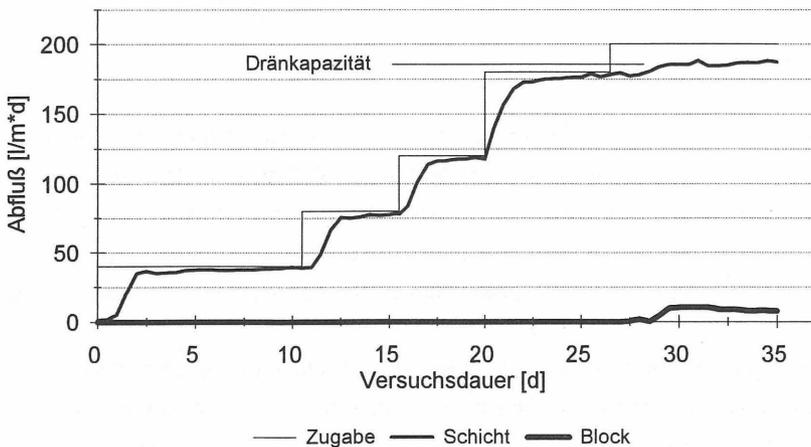


Bild 6: Abflüsse aus Kapillarschicht und -block bei sukzessive gesteigerter Belastung

In weiteren Versuchen wurde der Einfluß der Neigung auf die Dränkapazität systematisch untersucht. Die Materialkombination besaß bei einer Neigung von 5 ° eine Dränkapazität von 95 l/(d\*m), bei einer Neigung von 15 ° betrug die Dränkapazität 283 l/(d\*m) (Kämpf, Montenegro 1997).

#### 4.3 Temperatureinfluß auf die Dränkapazität

Aus früheren Kipprinnenversuchen lagen Hinweise vor, daß die Temperatur einen signifikanten Einfluß auf die Fließvorgänge in Kapillarsperren hat (Kämpf, von der Hude 1995). Aus diesem Grunde wurde die Dränkapazität der Materialkombination auf verschiedenen Temperaturniveaus bestimmt (Bild 7). Die Messungen zeigten, daß der Temperatureinfluß vornehmlich in der Temperaturabhängigkeit der Viskosität begründet liegt. Unter Berücksichtigung dieses Effektes kann eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen der in der Kipprinne und der auf den Versuchsfeldern gemessenen Dränkapazität festgestellt werden (Kämpf, Montenegro 1998).

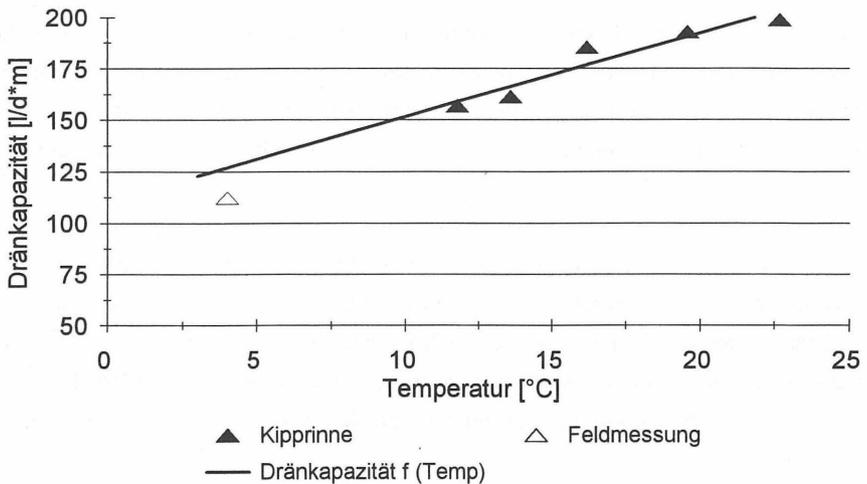


Bild 7: Dränkapazität der Materialkombination von den Versuchsfeldern der Deponie "Monte Scherbelino", Frankfurt a.M. bei verschiedenen Temperaturen

## 5 Bemessungskonzept

Hohe hydraulische Belastungen der Kapillarsperre können zu signifikanten Blockabsickerungen, den sogenannten Durchbruchereignisse, führen. Die in derartigen Situationen in den Kapillarblock und letztlich in den Müllkörper absickernden Wassermengen übertreffen in der Summe deutlich die sehr geringen Blockabflüsse bei Kapillarschichtabflüssen unterhalb der Dränkapazität. Diese seltenen Extremsituationen treten während winterlicher Niederschlagsperioden auf und führen zum kurzfristigen Versagen der Kapillarsperre. Sie stellen die für die Bemessung einer Kapillarsperre maßgebenden Belastungsfälle dar (Kämpf und Montenegro 1997). Die relevanten Parameter zur Bemessung von Kapillarsperren sind:

- Dränkapazität der Materialkombination
- Hydraulische Belastung (Zusickerung zur Kapillarsperre)
- Neigung und Länge der Deponiehänge

Die Dränkapazität, die maßgebende Größe einer Materialkombination, kann mit hoher Genauigkeit in Kipprinnenversuchen bestimmt werden. Bei der Übertragung auf Freilandbedingungen ist der Temperatureinfluß zu berücksichtigen, der bei Kapillarsperren näherungsweise über die Temperaturabhängigkeit der Viskosität erfaßt werden kann.

In Einfachdichtungen bestimmen neben den klimatischen Verhältnissen am Deponiestandort die bodenhydraulischen Eigenschaften der Wasserhaushaltsschicht die Zusickerung zur Kapillarsperre. Eine repräsentative Zusickerung aus der Wasserhaushaltsschicht kann gegenwärtig nur in großskaligen Versuchsfeldern bestimmt werden. Um diese langjährigen und kostenintensiven Messungen zu umgehen, werden derzeit Möglichkeiten, die hydraulischen Belastung mit Hilfe numerischer Modelle zu prognostizieren, intensiv untersucht.

In Kombinationsdichtungen ist die Restdurchlässigkeit aus dem über der Kapillarsperre angeordneten Dichtungselement maßgebend. Hierbei ist zu beachten, daß die Durchlässigkeit von bindig-mineralischen Dichtungen, die in großskaligen, für Deponien repräsentativen Feldversuchen bestimmt wurden, rund eine Größenordnung über den

hydraulischen Leitfähigkeiten liegen, die auf dem Stechzylindermaßstab ermittelt wurden. Ein ähnlicher Sachverhalt ist auch bei geotextilen Tondichtungsbahnen (Bentonitmatten) zu vermuten.

Bei der Festlegung der Abschlagslängen stehen grundsätzlich zwei Wege offen. Sofern die Materialien der Kapillarsperre vorgegeben sind, können die Abschlagslängen nach der Bestimmung der Dränkapazität der Materialkombination in Abhängigkeit von der Deponiekubatur festgelegt werden. Alternativ kann bei Vorgabe der Hanglänge und -neigung - die erforderliche Dränkapazität der Materialkombination festgelegt werden. Diese muß (unter Berücksichtigung des Temperatureinflusses) bei der Eignungsprüfung in Kipprinnenversuchen nachgewiesen werden. Voraussetzung ist in beiden Fällen die Kenntnis der Zusickerung aus der Wasserhaushaltsschicht.

#### Literatur

- Jelinek, D., von der Hude, N. 1994: Kapillarsperrensysteme auf der Deponie "Monte Scherbelino" - vier Alternativen im Test. Wasser und Boden, Heft 11, S. 60-65.
- Jelinek, D. 1997: Die Kapillarsperre als Oberflächenbarriere für Deponien und Altlasten - Langzeitstudien und praktische Erfahrungen in Feldversuchen. Mitteilungen des Institutes für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt, Heft 97.
- Kämpf, M., von der Hude, N. 1995: Transport Phenomena in Capillary Barrier: Influence of Temperature on Flow Processes. Proceedings Sardinia 95, Fifth Int. Landfill Symposium, vol. II, p.565-576.
- Kämpf, M., Montenegro, H. 1997: Assessing the Effectiveness of Capillary Barriers. Proceedings Sardinia 97, Sixth Int. Landfill Symposium, vol. III, p. 421-428.
- Kämpf, M., Montenegro, H. 1998: On the Performance of Capillary Barriers as Landfill Cover. Hydrology and Earth System Sciences (in Druck).

Katzenbach, R. 1995: Prüfbericht VA93006-8 - Deponie "Monte Scherbelino" Materialüberwachung auf den Probefeldern. Versuchsanstalt für Geotechnik der TH Darmstadt, unveröffentlicht.

Melchior, S. 1993: Wasserhaushalt und Wirksamkeit mehrschichtiger Abdichtungssysteme für Deponien und Altlasten. Hamburger Bodenkundliche Arbeiten Heft 22, Universität Hamburg.

Ross, B. 1990: The Diversion Capacity of Capillary Barriers. Water Resources Research, 26, 2625-2629.

TA Siedlungsabfall 1993: Bundesanzeiger Verlags-GmbH, Köln

Zischak, R. 1997: Alternatives Oberflächenabdichtungssystem "Verstärkte mineralische Abdichtung mit untenliegender Kapillarsperre. Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, Heft 47, Universität Karlsruhe.

Anschrift:

Dipl.-Ing. Markus Kämpf,

Dipl.-Ing. Tilman Holfelder,

Dr.-Ing. Hector Montenegro

TU Darmstadt

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Rundeturmstr. 1

64283 Darmstadt

e-mail: mkaempf@hrz1.hrz.tu-darmstadt.de

## **Untersuchungen zum Schrumpf- und Quellverhalten vernadelter geosynthetischer Tondichtungsbahnen**

Dr.-Ing. Ernst Reuter  
Henning Ehrenberg

### **1. Allgemeines**

Vor dem Hintergrund verschiedener Zulassungsverfahren beim Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin, hat die Naue Fasertechnik GmbH & Co. KG, Lübbecke, in Zusammenarbeit mit verschiedenen Hochschulinstituten und Prüfanstalten in den letzten Jahren zahlreiche Labor- und Felduntersuchungen zum Schrumpf- und Quellverhalten vernadelter geosynthetischer Tondichtungsbahnen durchgeführt. Im Hintergrund hierfür stehen die Zulassungskonzepte des DIBt, sowohl austrocknungssichere Systeme oder Produkte (Zulassungskonzept A) als auch „(selbst)“heilende Systeme und Produkte (Zulassungskonzept B) zur Verwendung in Deponieoberflächenabdichtungssystemen als gleichwertige Lösungen zu den in der TA-Siedlungsabfall genannten Regelsystemen bauaufsichtlich zuzulassen (vgl. DIBt, 1997a).

Der gegenwärtige Kenntnisstand von Wissenschaft und Forschung bestätigt die guten (Selbst)heilungseigenschaften von Bentoniten nach erfolgter Austrocknung. Aktuelle Untersuchungen der Gesamthochschule Essen, der amtlichen Materialprüfanstalt Weimar und der Universitäten in Berlin, Hannover und Braunschweig belegen jedoch, daß die Fähigkeit zur (Selbst)heilung

- vom Mineralbestand/Wasseraufnahmevermögen
- vom Austrocknungsgrad
- von der zur Verfügung stehenden Wassermenge bei Wiedervernässung
- von der vorhandenen Auflast

abhängt.

Der Begriff Selbstheilung ist insofern irreführend, da durch das Eigenquellvermögen des Bentonites nur eine der erforderlichen Randbedingungen erfaßt wird. (Selbst)heilung darf nicht als Materialeigenschaft losgelöst von den Umgebungsbedingungen aufgefaßt werden. Der Begriff wird deshalb in diesem Beitrag als Klammerausdruck verwendet.

## 2. Grundlagen

Als Kennzeichen für die Wasserempfindlichkeit eines bindigen Erdstoffes wird in der Geotechnik die Plastizitätszahl  $I_p$  herangezogen. Dabei gilt ein bindiger Erdstoff als um so wasserempfindlicher, je kleiner seine Plastizitätszahl  $I_p$ , daß heißt, die Wassergehaltsdifferenz  $\Delta w$  zwischen Fließgrenze  $w_L$  und Ausrollgrenze  $w_P$  ist. Die Konsistenzzahl  $I_c$  errechnet sich aus der Differenz zwischen Fließgrenze und aktuellem Wassergehalt dividiert durch die Plastizitätszahl  $I_p$ . Die Ermittlung von Fließ- und Ausrollgrenze erfolgt gemäß DIN 18 122 nach ATTERBERG.

Das (Selbst)heilungsvermögen beschreibt die Fähigkeit eines ehemals ausgetrockneten bindigen Bodens ( $I_c \geq 1,0$ ) durch Wiedervernässung wieder einen bildsamen Zustand einzunehmen ( $I_c \leq 0,75$ ), so daß entstandene Trockenrisse auch unter geringer Auflast durch Formänderung geschlossen werden. Es resultiert also aus der Überlagerung weniger bodenphysikalischer Eigenschaften:

- a) In Abhängigkeit des vorhandenen Wasseraufnahmevermögens  $w_A$  (zur Definition siehe DIN 18 132) erfolgt die Wiedervernässung des Bentonits nach erfolgter Austrocknung. Dabei bestimmt der Austrocknungsgrad die Gefügeveränderung. Aufgrund der geringeren Oberfläche erfolgt die Aktivierung des Eigenquellvermögens um so langsamer, je gröber die Gefügestruktur ist.
- b) Aufgrund der Wasseraufnahme verringert sich die Konsistenzzahl, die Zustandsform geht von halbfest über steif in einen weichen Zustand über.

- c) Mit dem Aufweichen des Bentonits verringert sich dessen Festigkeit, so daß sich der Bentonit bereits bei geringen Auflasten verformt. Hierdurch erfolgt ein Formschluß der Trockenrißufer, die wieder in Kontakt kommen. Ursprüngliche Wasserwegsamkeiten können dadurch auflastabhängig wieder gedichtet werden.

Diese Abläufe sind nicht neu und wurden Bezug nehmend auf konventionelle Deponieabdichtungen aus aufbereiteten, natürlich anstehenden bindigen Böden unter anderem bereits von REUTER (1988) untersucht und veröffentlicht. Die ungebrochene Aktualität dieses Themas zeigen unter anderem Forschungsuntersuchungen, die an der TU Berlin von MALLWITZ und SAVIDIS durchgeführt wurden (MALLWITZ/ SAVIDIS 1996). Dabei bestätigen die aktuellen Untersuchungen die frühen Braunschweiger Veröffentlichungen: bautechnisch aufbereitete, konventionelle bindige Dichtungsmaterialien besitzen, wenn sie im Bereich optimaler Proctordichte hergestellt werden, eine derart hohe Eigenfestigkeit, daß für eine Zusammendrückung des Materials Auflasten von deutlich über  $100 \text{ kN/m}^2$  erforderlich sind.

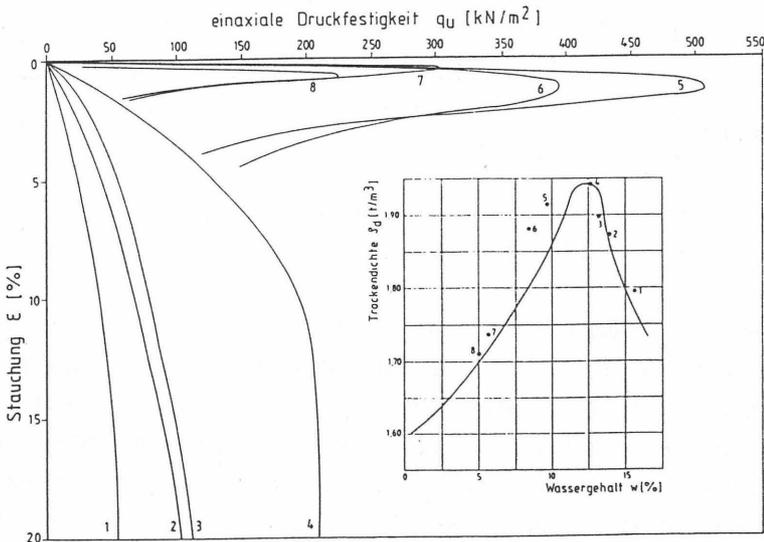


Bild 1: Formänderungsverhalten eines lehmigen Deponieabdichtungsmaterials nach einfacher Proctorverdichtung bei unterschiedlichen Wassergehalten (REUTER 1988)

Bei der Verwendung konventioneller bindiger Dichtungsmaterialien muß der Systemaufbau deshalb eine dauerhafte Austrocknungssicherheit gewährleisten, wenn entsprechende Auflasten nicht vorhanden sind. Dies ist z. B. bei Deponieoberflächenabdichtungen der Fall.

Im Vergleich zu typischen bindigen Dichtungsmaterialien unterscheiden sich die Konsistenzgrenzen und das Wasseraufnahmevermögen von Bentoniten deutlich (Tabelle 1).

<b>Bodenart</b>	<b>Fließgrenze w<sub>L</sub> (%)</b>	<b>Ausrollgrenze w<sub>P</sub> (%)</b>	<b>Wasseraufnahme- vermögen w<sub>A</sub> (%)</b>
<b>ST / TL (DIN 18 196)</b>	20,4	11,5	33,7
<b>TL (DIN 18 196)</b>	29	19	40 – 60
<b>TA (DIN 18 196)</b>	60	28	60 – 100
<b>natürlicher Calcium-Bentonit</b>	150 – 200	40 – 50	150 – 300
<b>natürlicher Natrium-Bentonit</b>	500 - 600	50 – 60	> 500

Tabelle 1: Typische Bodenkennwerte (Erfahrungswerte und Literaturangaben nach TÜRKE (1990), MELCHIOR (1993), DIN 18 132

Die Angaben zur Bodenart ST/TL in Tabelle 1 beziehen sich auf die Geschiebemergeldichtungen in den Wasserhaushaltsfeldern auf der Altdeponie Georgswerder. Obwohl diese Geschiebemergeldichtungen mit dem Mineralbestand Illit (ca. 53 %), Smectit (ca. 29 %), Kaolinit und Chlorit (ca. 18 %) nach MELCHIOR (1993) nur ein „moderates Quellungs- und Schrumpfungspotential aufweisen und daher für den Einsatz in Oberflächendichtungen gut geeignet“ sein und die Dichtung durch eine 1 m dicke Überlagerung aus Entwässerungs- und Rekultivierungsschichten zudem vergleichsweise gut gegen witterungs- und durchwurzelungsbedingte Austrocknungen geschützt wurde, kam es zu den bekannten, von Jahr zu Jahr zunehmenden Durchsickerungen, ohne daß

bis heute auch nur ansatzweise eine (Selbst)heilung festgestellt werden kann. Insofern bestätigen auch diese langjährigen Feldversuche den vorstehend beschriebenen Kenntnisstand.

Warum nun von geosynthetischen Tondichtungsbahnen (GTD) im Unterschied zu herkömmlichen Tondichtungen bei gleicher Überdeckung ein wesentlich günstigeres (Selbst)heilungsvermögen erwartet werden kann, wird nachfolgend erläutert.

### **3. Untersuchungen zum (Selbst)heilungsvermögen von Bentofix®-Tondichtungsbahnen**

Wie Tabelle 2 zeigt, benötigen geosynthetische Tondichtungsbahnen lediglich ca. 1/10 der Wassermenge, die erforderlich wäre, eine gering plastische Tondichtung von 50 cm Dicke von der halbfesten Zustandsform in eine steife Zustandsform zu bringen. Mit zunehmender Plastizität der Tondichtung wäre dieser Unterschied noch größer. Ein Vergleich mit realistischen Abflüssen zeigt, daß derartige Wassermengen deutlich seltener als 1 x pro Jahr in einer unter einer 75 cm dicken Rekultivierungsschicht befindlichen Flächendränage gemessen werden (Bild 2). Darüber hinaus handelt es sich hierbei um einen sehr seltenen kurzzeitigen Spitzenabflußwert, der so schnell zum Abfluß gelangt, daß eine homogene Verteilung und Aufsättigung des gesamten Tondichtungspaketes nicht stattfinden kann.

<b>mineralische Tondichtung: bei 50 cm Dicke, zweilagig</b>	<b>geosynthetische Tondichtungsbahn: bei 1 cm Dicke, einlagig</b>
$w_P = 11,5 \%$ $w_L = 20,4 \%$	$w_P = 45,9 \%$ $w_L = 162,4 \%$
$\Delta w = 8,9 \%$ erf. $\Delta w = 8,9 * 0,25 = 2,23 \%$	$\Delta w = 116,5 \%$ erf. $\Delta w = 116,5 * 0,25 = 29,13 \%$
$m_d = 0,5 \text{ m}^3/\text{m}^2 * 1.950 \text{ kg}/\text{m}^3 = 975 \text{ kg}/\text{m}^2$ erf. $V_w \geq 975 * 0,0223 \geq 22 \text{ l}/\text{m}^2$	$m_d = 5 \text{ kg}/\text{m}^2$ erf. $V_w \geq 5 * 0,2913 \geq 1,5 \text{ l}/\text{m}^2$

Hinweis:  $1,95 \text{ t}/\text{m}^3$  entspricht einem 95 %igen Verdichtungsgrad der Geschiebemergeldichtung Georgswerder

Tabelle 2: Berechnung des erforderlichen Wasserbedarfs für die Wiedervernässung von mineralischen Tondichtungen und geosynthetischen Tondichtungsbahnen (möglicher Ionenaustausch bereits berücksichtigt)

Dagegen erkennt man aus Bild 2 deutlich, daß in den regenreichen Winter- und Frühjahrsperioden eines jeden Jahres ein ausreichendes Wasserangebot vorhanden ist, um den Wiedervernässungsbedarf einer ausgetrockneten Tondichtungsbahn abzudecken.

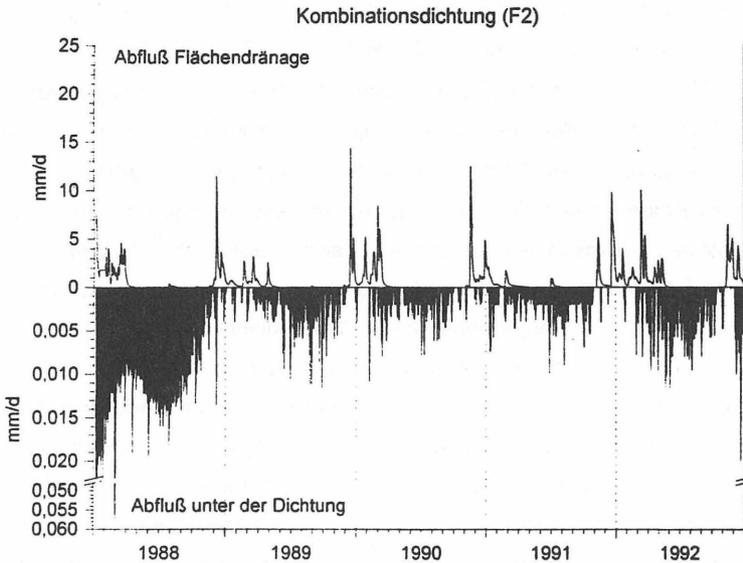


Bild 2: Typische Dränabflüsse auf einer Kombinationsdichtung unterhalb 75 cm Bodendeckschicht im Flachhangbereich (MELCHIOR 1993)

Die ersten beiden Vorbedingungen zur Aktivierung des (Selbst)heilungsvermögens von geosynthetischen Tondichtungsbahnen nach Austrocknung, nämlich hohes Wasseraufnahmevermögen wie auch ausreichendes Wasserangebot, können demzufolge als erfüllt angesehen werden. Da trotzdem auch bei Tondichtungsbahnen Durchsickerungen nach vorangegangener Austrocknung dokumentiert sind, wird bereits hier deutlich, welchen Einfluß auf den Ablauf des (Selbst)heilungsvermögens den Fragen zukommt, wie schnell sich die Wasseraufnahme und die homogene Aufweichung des ausgetrockneten Bentonits vollzieht und welche Auflast vorhanden ist, um die Formänderung des aufgeweichten Bentonits möglichst schnell und durchgreifend zu bewirken.

In HEERTEN/REUTER/VON MAUBEUGE (1997) sind dazu u. a. die Ergebnisse von Quellversuchen des TÜV Norddeutschland an Bentofix®-Tondichtungsbahnen dokumentiert. Die zeitliche Abhängigkeit bei gegebenen Systemrandbedingungen, hier ca. 1 m Bodenauflast auf der Bentofix®-Tondichtungsbahn, dokumentieren deckungsgleiche Ergebnisse aus Labor- und Felddurchlässigkeitsversuchen. Bei allen untersuchten ausgegrabenen Proben waren die Ionenaustauschprozesse weitgehend abgeschlossen. Die dargestellten Ergebnisse beziehen sich auf 15 Proben aus 4 Deponieoberflächenabdichtungen, die aufgrund ihres Systemaufbaus in den beiden aufeinanderfolgenden außergewöhnlichen Trockenjahre 1995 und 1996 Gefügeveränderungen durch Austrocknung erlitten hatten. Trotzdem belegen die Versuchsergebnisse, daß in allen Fällen bei ausreichend zur Verfügung stehenden Wasserdargebot unter 1 m Bodenauflast eine Reduzierung der austrocknungsbedingten Anfangsdurchlässigkeit innerhalb von einem Tag auf im Mittel  $k = 5 - 7 \times 10^{-10}$  m/s und nach 10 Tagen auf im Mittel  $k = 2 - 3 \times 10^{-10}$  m/s erfolgt. Während dieser Wiedervernässungsphase können diejenigen Wassermengen, die in der Entwässerungsschicht anfallen und größer sind als die Menge von wenigen Millimetern, die zur Wiedervernässung benötigt werden, aufgrund der Anfangsdurchlässigkeit als Sickerwasser durch das Produkt hindurchtreten.

Die Dauer der Wiedervernässungsphase und die Menge des austrocknungsbedingten Sickerwassers können durch den Systemaufbau und die Art der verwendeten Tondichtungsbahn positiv beeinflusst werden. Eine möglichst enge Faserbewehrung bzw. -bindung führt bei austrocknungsbedingten Gefügeänderungen, ähnlich dem Ansatz der Bewehrung von wasserundurchlässigen Beton, zur Bildung kleinmaschiger Aggregate mit geringeren Wasserwegsamkeiten.

So konnte bei einer Aufgrabung des Oberflächenabdichtungssystems der Zentraldeponie Hillern (Landkreis Soltau-Fallingb.ostel) nachgewiesen werden, daß die dort unter einer 1 m dicken Bodendeckschicht in Kombination mit einer Secudrän®-Dränmatte verlegte, vernadelte Tondichtungsbahn Bentofix® BFG 5000 zum Aufgrabungszeitpunkt in hochauflösenden Röntgenuntersuchungen des TÜV Norddeutschland keinerlei Austrocknungsschäden aufwies.

Die Durchlässigkeitsbestimmungen des beauftragten Gutachters weisen ca. 3 Jahre nach Herstellung Durchlässigkeitsbeiwerte von  $4 \times 10^{-10}$  m/s (bei 15 kPa Auflastspannung) bzw.  $8 \times 10^{-11}$  m/s (bei 30 kPa Auflastspannung) und einem hydraulischen Gradienten, der 29 cm Wasseraufstau auf der Tondichtungsbahn entspricht, aus (TUM 1997).

Daß in bezug auf das Oberflächenabdichtungssystem Hillern keinerlei Gefügeveränderungen dokumentiert wurden, obwohl es praktisch zeitgleich zu den Bentonitmattentestfeldern in Hamburg-Georgswerder gebaut und betrieben wurde, jedoch mit einem Systemaufbau, der den Randbedingungen der TA-Siedlungsabfall nahekommt, läßt nur zwei Schlußfolgerungen zu: Entweder ist der Austrocknungsschutz des gesamten Systemaufbaus aufgrund der 1 m dicken Überdeckung auch unter den extremen Bedingungen 1995/96 (auf der Deponie Hillern fielen ähnlich wie in Georgswerder in beiden Jahren lediglich 2/3 bis 3/4 des langjährigen Niederschlagsmittels) so gut, daß keine Gefügeveränderungen stattfanden, oder das Produkt Bentofix® BFG 5000 war aufgrund der Niederschlagssituation in 1997 und des Systemaufbaus in der Lage, vorhandene Gefügeveränderungen rückgängig zu machen und ging durch Wiedervernässung und Plastifizierung des Bentonits wieder in einen homogen, vollständig dichtungswirksamen Zustand über.

Zur Vervollständigung der Nachweisführung für das entsprechende Zulassungsverfahren beim Deutschen Institut für Bautechnik und zur Entwicklung standardisierter Bemessungsdiagramme für austrocknungsbedingte Anfangsdurchlässigkeiten in Abhängigkeit von Produkt und Systemaufbau sind für 1998 weitere Labor- und Feldversuche vorgesehen. Nach dem derzeitigen Kenntnisstand ist bei Deckschichten von  $d \geq 1$  m oberhalb der Bentofix®-Tondichtungsbahnen und Bentoniteinlagen von ca.  $5000 \text{ g/m}^2$  von einer langjährigen Sickerrate von weniger als 50 mm pro Jahr unter deutschen Klimaverhältnissen auszugehen (100 mm entsprechen nach BERGER / SOKOLLEK 1997 den Anforderungen TASI DK I). Konkrete Angaben hierzu bleiben bis zum Abschluß der eingeleiteten Nachweisverfahren projektbezogenen Einzelfallbetrachtungen vorbehalten.

#### **4. Untersuchungen zum Nachweis austrocknungssicherer**

##### **Deponieoberflächenabdichtungen mit Bentofix®-Tondichtungsbahnen**

Aufgrund der für das Zulassungskonzept B vorgesehenen Zeitschiene und den im Rahmen der Nachweisführung zusammengetragenen Untersuchungsergebnisse konnte mit dem Deutschen Institut für Bautechnik dahingehend Einigung erzielt werden, das Zulassungskonzept A mit Bezug auf austrocknungssichere Deponieoberflächenabdichtungssysteme zeitlich vorzuziehen. Die erforderliche Austrocknungssicherheit wird bei diesem Konzept dadurch gewährleistet, daß Bentofix® in zweilagiger Ausführung verlegt wird. Die untere Lage stellt die eigentliche Dichtungsschicht dar, für die der Nachweis der Dichtigkeit nach den DIBt-Grundsätzen zu erbringen ist. Die obere Lage verhindert dabei im Zusammenwirken mit einer mindestens 1 m dicken Rekultivierungsschicht und der Entwässerungsschicht eine schädliche Austrocknung der unteren Lage während sommerlicher Trockenperioden. Die Wirkungsweise besteht in einer Behinderung des kapillaren Wassertransports von der unteren zur oberen Lage in Folge eines durch eine geotextile Zwischenlage erzeugten Kapillarsprungs, so daß die Austrocknung der unteren Lage im wesentlichen durch den langsamer ablaufenden gasförmigen Wassertransport erfolgt. Dies führt zu einer Verzögerung der Austrocknungsvorgänge, so daß die in unseren Breiten zu erwartenden sommerlichen Trockenperioden ohne kritische Änderung der Wassergehalte und somit der Dichtigkeitseigenschaften der unteren Tondichtungsbahn überbrückt werden können (HEROLD 1997). Als kritischer Wassergehalt wurde vom DIBt ein Mindestwassergehalt von  $w = 100 \%$  definiert.

Vor dem Hintergrund der vorstehend beschriebenen Wirkungsweise hat die Naue Fasertechnik in 1997 verschiedene System-Austrocknungsversuche im eigenen Labor unter wissenschaftlicher Begleitung des Instituts für Pflanzenernährung und Bodenkunde der Christian-Albrechts-Universität Kiel (Prof. Dr. Horn) und des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität Hannover (Prof. Dr. Blümel) durchgeführt. Dabei wurden verschiedene Bentofix®-Tondichtungsbahnen unter definierten Randbedingungen zwangsgetrocknet. Bild 3 zeigt den schematisierten Versuchsaufbau.

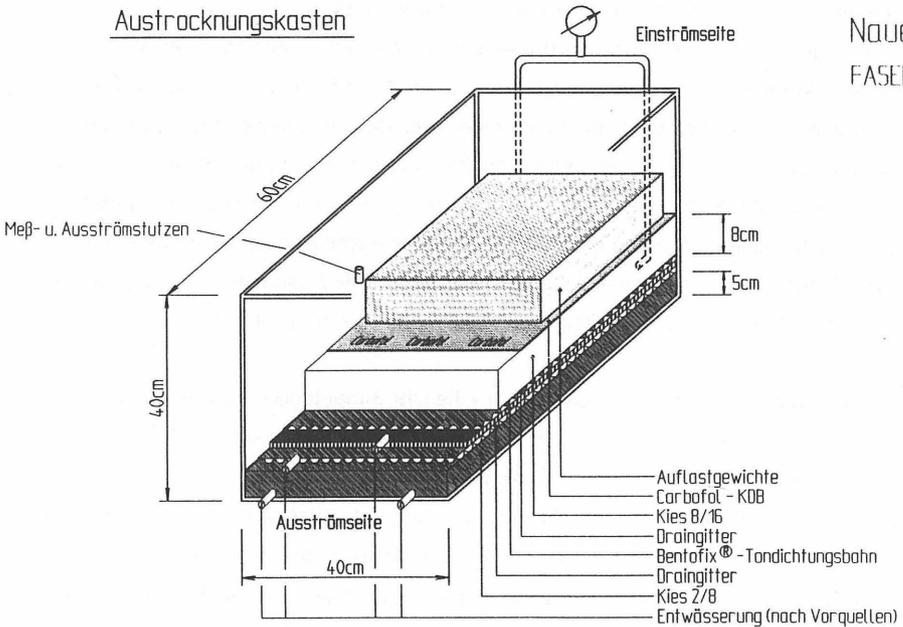


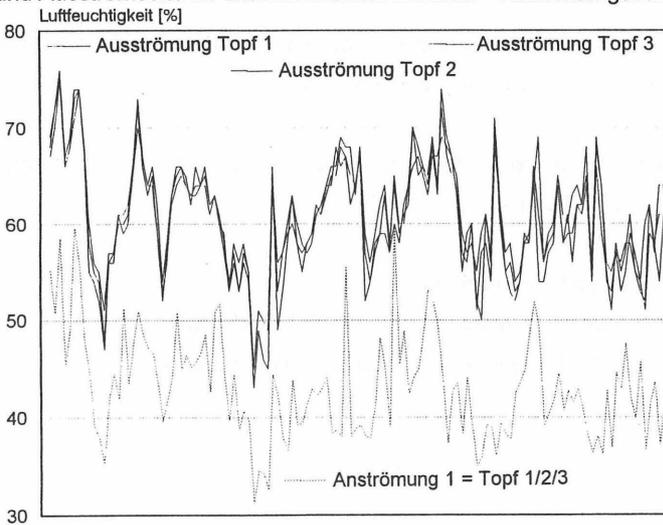
Bild 3: Schema der Systemaustrackungsversuche der Naue Fasertechnik an Bentofix®-Tondichtungsbahnen

Nach verschiedenen Vorversuchen wurden zur Trocknung der Tondichtungsbahnen folgende Versuchsrandbedingungen gewählt:

- Lufteinströmmenge 6 m<sup>3</sup> pro Stunde
- Lufttemperatur: 27,2 ° C (Mittelwert, Standardabweichung 1,4 ° C)
- Luftfeuchtigkeit: 43,5 % (Mittelwert, Standardabweichung 5,6 %)

Unter diesen Randbedingungen wurden u. a. 6 Austrocknungsversuche parallel als „1000-Stunden-Versuch“ gefahren. Nach Aussage des beteiligten Gutachters lassen diese Systemaustrocknungsversuche bei einer Zeitdauer von 1 – 2 Monaten bei kontinuierlicher Applikation von temperierten Luftströmen mit einem Wasserdampfsättigungsdefizit von  $pF > 5$  eine auf der sicheren Seite liegende Einschätzung des Dichtungsverhaltens zu, da derartige Matrixpotentiale (unterstützt von einem um das vielfache größeren Luftmassenaustausches als in den natürlichen Deponiesystemen) nach dem momentanen Stand des Wissens in den einzelnen Klimaregionen der BRD bei einem vorgegebenen Abstand von  $d > 1$  m zur Bodenoberfläche nicht zu erwarten sind (HORN 1997).

Die Versuchsrandbedingungen wurden rund um die Uhr 3 mal täglich sowohl auf der Ein- wie auch auf der Ausströmseite der Versuchskästen überwacht. Während der Austrocknungsversuche reichert sich die einströmende Luft mit Feuchtigkeit aus der Tondichtungsbahn an und kühlt gleichzeitig ab. Auf der Ausströmseite variieren die Meßwerte zwischen einer Temperatur von  $18,2^\circ\text{C}$  bis  $24,6^\circ\text{C}$  bzw. einer Luftfeuchtigkeit von 43 % bis 76 %. Bild 4 zeigt beispielhaft den Verlauf der Luftfeuchtigkeit auf der Einström- und Ausströmseite für unterschiedliche Bentofix®-Tondichtungsbahnen.



**Versuchsdauer [1026 h]**

Bild 4: Veränderung der Luftfeuchtigkeit während eines Austrocknungsversuches an verschiedenen Bentofix®-Tondichtungsbahnen

Untersucht wurden 3 verschiedene Aufbauten mit Bentofix®-Tondichtungsbahnen. Im Versuch 1 wurde eine einlagige Bentofix® D 3000 geprüft, die den Feldbereich der Bentonitmattentestfelder Hamburg-Georgswerder repräsentiert. Hierdurch sollte belegt werden, daß durch die gewählten Austrocknungsbedingungen im 1000-Stunden-Versuch mindestens der gleiche Austrocknungsgrad erreicht wird, wie er sich im Systemaufbau der Bentonitmattentestfelder Hamburg-Georgswerder ergab.

Der einlagigen Bentofix® D 3000 Dichtungsbahn wurde der als austrocknungssicher zugelassene Aufbau mit einer doppellagig verlegten Bentofix® D 4000 gegenübergestellt. Als dritte Variante wurde das neue Produkt Bentofix® DZ 6000 gewählt, das sich zur Zeit im Zulassungsverfahren beim DIBt befindet. Für den Nachweis der Austrocknungssicherheit war im Bereich der unteren Bentonitschicht ein Mindestwassergehalt von  $w = 100 \%$  als repräsentativer Versuchswert nachzuweisen. Eine schematisierte Darstellung des Austrocknungsversuches und der gewählten physikalischen Versuchsrandbedingungen zeigt Bild 5.

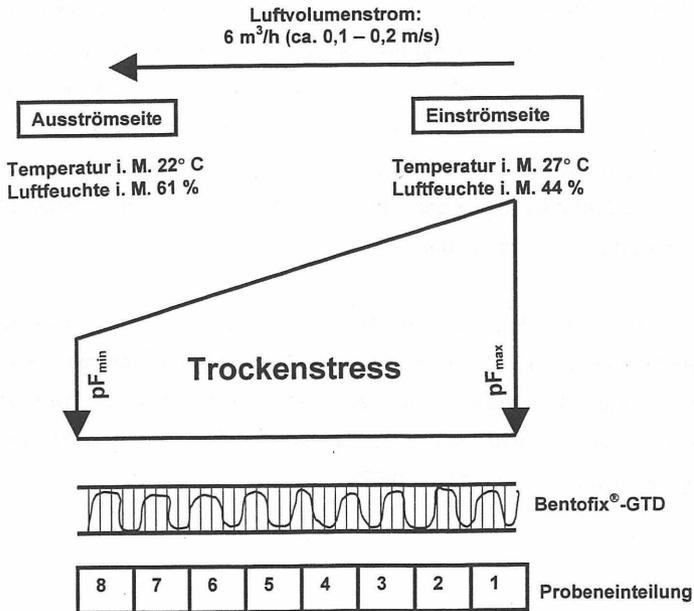


Bild 5: Einwirkungsschema der Austrocknungsversuche für das Deutsche Institut für Bautechnik

Die gewählten Versuchsrandbedingungen dokumentieren eine nicht stationäre Trockenstresseinwirkung auf die zu untersuchenden Bentofix®-Tondichtungsbahnen. Die auf der Einströmseite eingeblasene warme trockene Luft strömt mit einer Luftgeschwindigkeit von ca. 0,1 – 0,2 m/s über die Bentofix®-Probe. In dieser Phase reichert sie sich mit Feuchtigkeit aus der Tondichtungsbahn an und kühlt um im Mittel 5° C ab.

Die gewählten Versuchsbedingungen repräsentieren Wasserspannungen zwischen  $pF_{\min} = 5,6$  und  $pF_{\max} = 6,07$ . An der Ausströmseite errechnet sich nach HOLZLÖHNER (1997) eine Wasserspannung von  $pF > 5,5$  bzw. 300.000 hPa. Untersuchungen von HORN zufolge ist in natürlichen ebenso wie in rekultivierten Böden unter humiden Klimabedingungen in der Bundesrepublik Deutschland in Tiefen  $\geq 1$  m nicht mit Wasserspannungen zu rechnen, die deutlich über einen Wasserspannungswert von betragsmäßig 300 – 500 hPa hinausgehen, sofern die Fläche nicht für den Ackerbau oder als Forststandort genutzt werden sollen. Außerdem zeigen seine Auswertungen von 112 unterschiedlichen Meßstandorten mit insgesamt 232 Meßjahren, daß Austrocknungen bis zu diesen Werten selten länger als ein bis zwei Monate andauern, während in der übrigen Zeit im Jahr ertragsmäßig deutlich geringere Werte registriert werden. Lediglich bei einigen wenigen Lößböden mit spezifischen Standortverhältnissen weist HORN Wasserspannungen bis max. 1000 hPa aus (HORN/TAUBNER 1997). Damit liegen die gewählten Versuchsrandbedingungen um ein Vielfaches auf der sicheren Seite im Vergleich zu natürlichen Feldbedingungen.

Berücksichtigt man außerdem, daß an der Außenkante von Pflanzenwurzeln maximal Wurzelpotentiale von  $pF$  3 – 4 auftreten, wobei der obere Wert als eher äußerst selten vorkommend eingestuft werden muß, so lassen sich auch in den wurzelnahen Bodenvolumen keine derartig hohen Werte für die Wasserspannung unter unseren Klimabedingungen verifizieren (HORN 1997).

Nach Beendigung der 1000-Stunden-Versuche wurden alle Bentofix®-Tondichtungsbahnen rasterförmig beprobt und die Wassergehalte bestimmt. Versuchsgemäß ergibt sich dabei, daß die bestimmten Wassergehalte an der Lufteinströmseite am geringsten sind und sich in Richtung zur Ausströmseite erhöhen. Tabelle 3 zeigt die entsprechenden Versuchsergebnisse.

Probenreihe Nr.	BENTOFIX® D 3000	BENTOFIX® DZ 6000	BENTOFIX® 2 x D 3000
1	17	o: 54 u: 64	o: 66 u: 116
2	20	o: 31 u: 39	o: 58 u: 122
3	20	o: 40 u: 47	o: 104 u: 155
4	23	o: 93 u: 105	o: 137 u: 169
5	30	o: 114 u: 131	o: 126 u: 166
6	39	o: 128 u: 145	o: 133 u: 163
7	80	o: 132 u: 148	o: 152 u: 171
8	74	o: 133 u: 146	o: 169 u: 187
im Mittel	38	o: 90 u: 103	o: 118 u: 156

o = obere Bentonitschicht

u = untere Bentonitschicht

Tabelle 3: Ergebnisse der Austrocknungsversuche (mittlere Wassergehalte je Probenreihe, vergleiche Bild 5)

Mit den vorstehend beschriebenen Austrocknungsversuchen konnte der Nachweis erbracht werden, daß mit im Vergleich zu Freilandbedingungen weit auf der sicheren Seite liegenden Versuchsrandbedingungen eine einlagig verlegte Bentofix® D 3000-Tondichtungsbahn auf einen mittleren Wassergehalt von  $w = 38 \%$  austrocknet werden kann, gleichzeitig jedoch Bentofix®-Tondichtungsbahnen, die zwei voneinander getrennte Bentonitschichten beinhalten, in der unteren Bentonitschicht einen deutlich höheren Wassergehalt behalten. Dieses Verhalten hat sich auch in ergänzenden Index-Versuchen zum kapillaren Wasseraufstieg bestätigt und hat dazu geführt, daß das Produkt Bentofix® D 4000 am 20.08.97 eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung zur Verwendung in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien der Deponieklasse I erhalten hat, in der zum Thema Austrocknungssicherheit ausgeführt wird:

„Bei Einhaltung der unter Abschnitt 3.1 genannten Anforderungen an die Elemente des Abdichtungssystems ist eine ausreichende Sicherheit gegenüber Austrocknungen, die die Dichtigkeitseigenschaften der zweilagig verlegten Tondichtungsbahn nachteilig verändern können, gegeben (DIBt 1997b).“

Dabei verdeutlichen die in Tabelle 3 dokumentierten Wassergehalte das Sicherheitsniveau gegenüber Austrocknungen, das mit der bauaufsichtlichen Zulassung der doppelt verlegten Bentofix® D 4000 verbunden ist: Der mittlere Wassergehalt der unteren Bentonitschicht liegt nach Ausbau mehr als 50 % oberhalb des nachzuweisenden Richtwertes von  $w_{\text{unten}} = 100 \%$ . Deshalb wurde nach Zulassungserteilung von der Naue Fasertechnik mit der Bentofix-Type DZ 6000 eine wirtschaftlich optimierte Variante entwickelt, die zwei voneinander getrennte Bentonitschichten in einem Produkt beinhaltet. Auch diese Produktvariante besitzt nach HORN (1997) eine gegenüber Deponiebedingungen ausreichende Austrocknungssicherheit. Die entsprechenden Nachweise wurden dem DIBt Ende 1997 übergeben. Mit dem positiven Abschluß des Zulassungsverfahrens rechnen wir bis Sommer 1998.

## 5. Schrifttum

BERGER, K. / SOKOLLEK, V. (1997): Sind qualifizierte Abdeckungen von Altdeponien unter den gegebenen klimatischen Voraussetzungen der BRD sinnvoll bzw. möglich?, 7. Karlsruher Deponieseminar „Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten“, Erich-Schmidt Verlag

DIBt (1997a): Jahresbericht 1996, Eigenverlag Berlin

DIBt (1997b): Allgemeiner bauaufsichtliche Zulassung Z-68.11-1, Berlin, Sonderdruck der Naue Fasertechnik GmbH & Co. KG, Lübbecke, Eigenverlag

HEERTEN, G. / REUTER, E. / VON MAUBEUGE, K. (1997): Auswirkungen von Wassergehaltsschwankungen in vernadelten geosynthetischen Tondichtungsbahnen auf ihre Wirksamkeit als Dichtungselement, Sonderdruck aus „geotechnik“, Heft 20 (1997), Verlag Glückauf Essen

HEROLD, C. (1997): Zulassungskonzept von Bentonitmatten als Dichtelement für Oberflächenabdichtungssysteme von Deponien nach Deponieklasse I der TA-Siedlungsabfall, 7. Karlsruher Deponieseminar „Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten“, Erich-Schmidt Verlag

HOLZLÖHNER, U. (1997): Notiz zur Beratung der Fa. Naue Fasertechnik bei einem Ausrocknungsversuch, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung Berlin (unveröffentlicht)

HORN, R. (1997): Bericht über die Austrocknungsversuche der Naue Fasertechnik (Systemversuche) einschließlich der entsprechenden Bewertung auf der Grundlage von in situ Meßdaten der Wasserspannungen (unveröffentlicht)

HORN, R. / TAUBNER, H. (1997): Wasserspannungsverläufe in Böden der Bundesrepublik Deutschland unter unterschiedlicher Nutzung, Literaturrecherche des Instituts für Pflanzenernährung und Bodenkunde, Christian-Albrechts-Universität Kiel

MALLWITZ, K. / SAVIDIS, S. (1996): Selbstheilungsvermögen bindiger Erdstoffe hinsichtlich Durchlässigkeit in Dichtungssystemen von Deponien, Bautechnik, Heft 9

MELCHIOR, S. (1993): Wasserhaushalt und Wirksamkeit mehrschichtiger Abdecksysteme für Deponien und Altlasten, Hamburger bodenkundliche Arbeiten, Band 22, Hrg: Verein zur Förderung der Bodenkunde in Hamburg

REUTER, E (1988): Einfluß des Wassergehaltes auf die Eigenschaften von Deponiebasisabdichtungen aus Ton, Wasser & Boden

TUM (1997): Wasserdurchlässigkeitsuntersuchungen an ausgegrabenen Tondichtungsbahnen, Projekt-Nr. 10578/30 Prüfbericht des Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der Technischen Universität Minden (unveröffentlicht)

TÜRKE, H. (1990): Statik im Erdbau, 2. überarbeitete Auflage

Anschrift der Verfasser:

Naue Fasertechnik GmbH & Co. KG

Herrn Dr.-Ing. E. Reuter

Herrn H. Ehrenberg

Wartturmstr. 1

32312 Lübbecke

(vt/Braunschweig)

## **Bentokies als Teil der Oberflächenabdichtung der Halden der Urananlage Ellweiler**

N. von der Hude, U. Hoppe

### **Inhalt**

- 1 Einleitung
- 2 Bentokies als Teil der Oberflächenabdichtung
  - 2.1 Material
  - 2.2 Einbau
- 3 Abdeckboden
- 4 Ausblick

### **1 Einleitung**

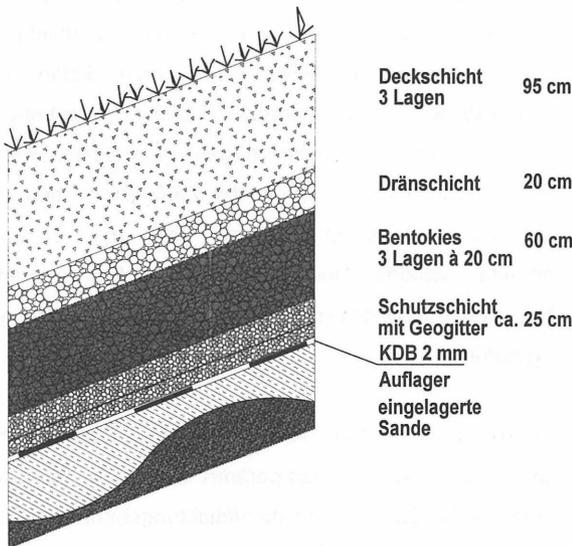
Die ehemalige Urananlage Ellweiler liegt am Rand des Hunsrück, ca. 50 km östlich von Trier. Die beiden Halden der Anlage haben zusammen eine Grundfläche von ca. 25.000 m<sup>2</sup> und sind mit sandigen, schwach radioaktiven Produktionsrückständen aus der Aufbereitung von uranhaltigem Erz verfüllt. Die aufzubringende Oberflächenabdichtung sollte neben der Abdichtung gegen Niederschlagswasser insbesondere das radioaktive Gas Radon als ein Produkt der Zerfallskette des Urans zurückhalten (Diffusionssperre). Es war sicherzustellen, daß die Ziele der Strahlenschutzverordnung eingehalten werden. Bei einem nach außen gerichteten Diffusionsgradienten ist eine Mindestaufenthaltsdauer des Gases in der Abdichtung von 10 Halbwertszeiten à 3,8 Tagen gefordert.

Die Halden wurden 1990 durch die atomrechtliche Aufsichtsbehörde, Ministerium für Umwelt und Forsten, Mainz, saniert und mit einer temporären Oberflächenabdeckung versehen. Hierzu wurde eine 2 mm starke Carbofol-Kunststoffdichtungsbahn verlegt und mit einer Dränschicht (20 cm) und einem Boden (40 cm) abgedeckt. Durch die steile

Neigung der Hänge bis 1:2,5 und die schwache Strukturierung der KDB zur Außenseite kam es nach starken Regenfällen zu Rutschungen.

Im Rahmen der Sanierungsarbeiten wurden Abdeckboden und Dränschicht bis zur KDB abgetragen und durch eine Langzeitabdeckung ersetzt. Die Baumaßnahme wurde von Frühjahr 1997 bis 1998 ausgeführt und durch das Geotechnische Büro Prof. Düllmann, Aachen, überwacht. Das wesentliche Dichtungselement der neuen Oberflächenabdichtung bildet eine 60 cm starke Bentokiesschicht, wobei man davon ausgeht, daß die KDB eine begrenzte Lebensdauer hat und der Bentokies die alleinige Abschirmfunktion übernimmt.

Der Schichtaufbau besteht im Einzelnen aus einer über der KDB liegenden Schutzschicht (Körnung 0/32) mit einer Mächtigkeit von rund 25 cm. Der Bentokies wurde in 3 Lagen à 20 cm aufgebracht. Anschließend folgten die Dränschicht (Körnung 2/32) mit 20 cm und ein Abdeckboden mit 95 cm Mächtigkeit (Bild 1). In die Schutzschicht wurde ein Geogitter eingelegt.



**Bild 1:** Schichtaufbau der Oberflächenabdichtung der Halden Ellweiler

Die Schutzschicht erfüllt mehrere Anforderungen:

- Schutz der KDB vor Perforation durch eine geeignete Korngrößenverteilung. Hierzu wurden Labor- und Feldversuche durchgeführt.
- Ausgleich von Unebenheiten der KDB und Profilierung der Hangsegmente, so daß möglichst breite Hangstreifen mit Lasersteuerung der Erdbaugeräte hergestellt werden konnten.
- Gewährleistung der Standsicherheit durch einen ausreichenden Verbundreibungswinkel zur leicht strukturierten KDB ( $>24,5^\circ$  bei 97 % Proctordichte) Die Körnung 0/32 aus gebrochenem Material wurde mehrfach im großen Rahmenscherversuch getestet. Als zusätzliche Sicherheit, insbesondere wegen der punktuellen Lasteintragung durch Baugeräte, wurde ein Geogitter mittig in der Schutzschicht angeordnet, so daß ein Einbau in 2 Lagen erforderlich war.

Die Herstellung einer körnigen Lage von nur rund 10 bis 15 cm auf der KDB erforderte besonderes Geschick bei der Geräteführung. Der Einbau erfolgte mit einem Teleskopbagger.

## **2 Bentokies als Teil der Oberflächenabdichtung**

Bentokies wird aus Zuschlagstoffen nach einer Korngrößenverteilung entsprechend der Fuller-Parabel hergestellt. Die Dichtungswirkung beruht, bei minimiertem Hohlraum, auf dem gleichen Prinzip wie bei bindigen mineralischen Dichtungen. Im Vergleich zu Tondichtungen ist der Anteil an feinkörnigen Materialien jedoch gering, bei entsprechend hohem Feststoffanteil. Die Kornabstufung mit einem Größtkorn bis zu 64 mm wird je nach Anforderung und regionaler Verfügbarkeit aus einer Vielzahl von Kornfraktionen gemischt. Neben Kiesen und Sanden werden auch Stein- und Tonmehl bzw. Löß dazugegeben. Die verbleibenden Restporen werden durch Bentonite gefüllt, so daß sich sehr niedrige

Durchlässigkeitsbeiwerte einstellen. Der Hohlraumanteil kann durch Verdichtung auf unter 20 % reduziert werden.

Bentokies wurde bisher als Basis- und in einem weiteren Fall als Oberflächenabdichtung von Deponien eingesetzt [1], [2]. Für die Halden Ellweiler ergab sich die Verwendung als Oberflächenabdichtung aufgrund der speziellen radiologischen Anforderungen. Die erforderlichen geotechnischen Eigenschaften des Auflagers für die Oberflächenabdichtung waren hier gegeben, da Setzungen und Sackungen aufgrund der eingelagerten inerten Sande und der Vorbelastung durch die temporäre Abdeckung weitestgehend auszuschließen waren. Der Untergrund konnte zudem die hohe Verdichtungsenergie, die beim Einbau des Bentokies notwendig war, als Widerlager aufnehmen.

## 2.1 Material

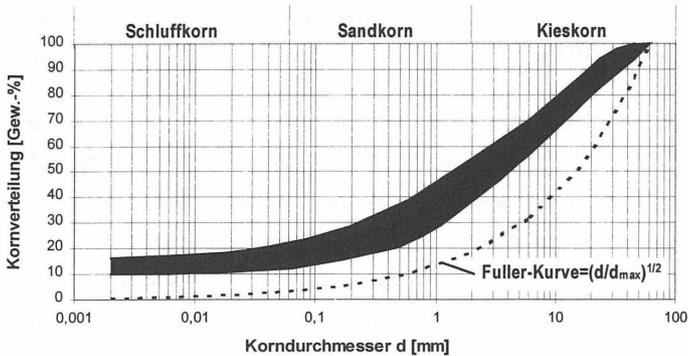
Aus den Vorgaben an das Rückhaltevermögen gegen Gas und Wasser ergaben sich für das vorgestellte Bauvorhaben die folgenden Anforderungen an das Material und den Einbau:

### Materialanforderungen:

- ▷ Feinkornanteil  $\leq 0,06$  mm:  $\approx 20$  Gew. % der Trockenmasse
- ▷ Feinstkornanteil  $\leq 0,002$  mm:  $\geq 10$  Gew. % der Trockenmasse
- ▷ Durchlässigkeitsbeiwert:  $k_f \leq 10^{-9}$  m/s.
- ▷ Reibungswinkel:  $\varphi \geq 32,5^\circ$

Der Bauherr führte parallel zum Einbau Berechnungen mit einem mathematischen Modell zur Radonexhalation durch [3]. Die wesentlichen Parameter sind hierbei das Porenvolumen, die Wassersättigung, die Schichtmächtigkeit, die Radonkonzentration an der Unterkante und die Eigenstrahlung der mineralischen Baustoffe. In einem Probefeld wurden im Vorlauf der Baumaßnahme Radonexhalationsmessungen durchgeführt, mit denen das Modell geeicht wurde. Hieraus ergab sich die Dimensionierung der Schichtmächtigkeit des Bentokies von 60 cm.

Die zulässige Bandbreite der Korngrößenverteilung ist in Bild 2 dargestellt. Sie wurde nach Vorversuchen im Labor und der grundsätzlichen Eignungsprüfung der Mischung für das Bauvorhaben festgelegt.



**Bild 2:** zulässige Bandbreite der Korngrößenverteilung

Anforderungen an den Einbau:

- ▷ Verdichtungsgrad an den Böschungen:  $D \geq 98 \% D_{pr}$
- ▷ Verdichtungsgrad am Böschungsfuß und auf den Plateaus:  $D \geq 100 \% D_{pr}$
- ▷ Porenanteil:  $n \leq 20 \% ^1$
- ▷ Sättigungsgrad:  $S_r > 85 \%$
- ▷ Dichte:  $\rho_t > 2,0 \text{ t/m}^3$

<sup>1)</sup> Abweichungen einzelner Lagen waren nach Überprüfung mit dem Modell nach [3] möglich

Die Schwierigkeit bei der Materialfindung lag in den hohen Anforderungen an das Porenvolumen und die Sättigung. Hierbei zeigte sich, daß die Sättigung noch vor dem Porenvolumen ein sehr sensibler Parameter in Bezug auf die Wirkung als Diffusionssperre ist. Im Vorfeld der Baumaßnahme wurde nach mehrmonatiger Suche von Ausgangsmaterialien und Probemischungen im Labor eine Rezeptur M 12a gefunden, deren Korngrößenverteilung sich wie folgt zusammensetzt:

Mischung M 12a:

▷ Kornfraktion 22/32 mm	10 Gew. %	▷ Kornfraktion 2/5 mm	14 Gew. %
▷ Kornfraktion 16/22 mm	9 Gew. %	▷ Brechsand 0/2 mm	20 Gew. %
▷ Kornfraktion 11/16 mm	9 Gew. %	▷ Löß	10 Gew. %
▷ Kornfraktion 8/11 mm	5 Gew. %	▷ Tonmehl	9 Gew. %
▷ Kornfraktion 5/8 mm	10 Gew. %	▷ Bentonit	4 Gew. %

Der Feinkornanteil wurde durch die Zugabe eines natürlichen Löß aus einem Baugrubenaushub in Mainz erhöht und ist maßgeblich für den stetigen Verlauf der Korngrößenverteilung im Schluffkornbereich verantwortlich. Zudem bewirkte der Löß ein besseres, d.h. weniger empfindliches Materialverhalten hinsichtlich der Wasserzugabe. Der Feinstkornanteil < 2 µm setzt sich im wesentlichen zu 5/7 aus einem kaolinitischem Mahlton und zu 2/7 aus einem gemahlenem, natürlichem Calcium-Bentonit zusammen. Dieser Anteil von 13 % wurde in einem Werk der Stephan Schmidt KG im Westerwald vorgemischt und in Silofahrzeugen geliefert.

Grundsätzlich besteht die Möglichkeit, aktivierten oder nicht-aktivierten Bentonit zu verwenden. Aktivierter Bentonit zeichnet sich durch ein hohes Wasseraufnahmevermögen (z.B. 600%) aus. Nicht-aktivierter Bentonit weist ein Wasseraufnahmevermögen von ca. 100% auf. Dieses geringere Quellvermögen führt gleichzeitig zu einer geringeren Schrumpfgefährdung des Materials bei Austrocknung. Nicht-aktivierter Bentonit ermöglicht außerdem einen längeren Verarbeitungszeitraum, woraus sich eine höhere Sicherheit bei der Herstellung der Oberflächenabdichtung ergibt. Ionenaustauschprozesse, z.B. durch Inhaltsstoffe des Sickerwassers aus dem Abdeckboden hervorgerufen, können einen aktivierten Bentonit zu einem nicht-aktivierten Bentonit verändern. In einem solchen Fall kann es zu Schrumpfrissen kommen. Bei der Oberflächenabdichtung der Halden Ellweiler wurde ein nicht-aktivierter Bentonit verwendet, da die Gefahr der Austrocknung bei Oberflächenabdichtungen von Deponien nicht zu vernachlässigen ist.

Zusätzlich wurde die Korngrößenverteilung der Dränschicht von ursprünglich 8/32 mm auf 2/32 mm geändert. Aufgrund der steilen Hänge sollte einem schnellen Abfließen des Sickerwassers und einem „Leerlaufen“ des Filters entgegengewirkt werden, d.h. die

Verweildauer des Dränwassers wurde zur Wiederbefeuchtung des Bentokies verlängert. Ferner wurde die Mächtigkeit des Abdeckbodens von ursprünglich 75 cm auf 95 cm erhöht.

## 2.2 Einbau

Das Material wurde vor Ort in einer Doppelwellen-Durchlaufmischanlage hergestellt. Zunächst wurde mit einer Anlage mit einer max. Leistung von ca. 50 t/h gearbeitet, später wurde eine Anlage mit einer Leistung von rund 100 t/h installiert. Volumetrisch gesteuerte Bänder und eine Schnecke förderten die vorgemischten Fraktionen Sand/Kies, Löß und das Tonmehl/Bentonit-Gemisch. Das Wasser wurde kontinuierlich im Mischer zugegeben. Im Vergleich zur Betonherstellung wurde die Mischerleistung durch den Bentokies fast halbiert. Durch die geringe Wasserzugabe stellte sich ein verklebender Effekt ein, bei gleichzeitig höherer Energieaufnahme und hohem Verschleiß des Mixers.

Das geologische Inventar um Ellweiler verfügt fast ausschließlich über scharfkantig gebrochene Körnungen. Diese Ausgangsstoffe des Bentokies erfordern für die Verdichtung einen erhöhten Energieeintrag im Vergleich zu runden Körnungen. Erschwerend kamen die steilen Böschungen von 1:2,5 hinzu, so daß eine Einbautechnik im Grenzbereich des technisch Machbaren erforderlich wurde.

Das Material wurde mit einer lasergesteuerten Planierdrape aufgebracht und mit einem seilgeführten Fertiger verdichtet. Hierbei handelte es sich um einen Prototyp der Fa. Strack Tiefbau GmbH, Göllheim, basierend auf dem Prinzip eines Straßenfertigers mit Rüttelbohle (Bild 3). Nachgeschaltet wurde eine ebenfalls seilgeführte Glattmantelwalze (Bild 4). Alternativ wurde auch nur mit einer Schafffuß- und einer Glattmantelwalze gearbeitet. Diese konventionelle Verdichtungstechnik war aufwendiger, da mehrere Übergänge der Schafffußwalze erforderlich waren gegenüber nur einem Übergang mit dem Fertiger. Die erzielten Ergebnisse der hohen Verdichtungsarbeit sind in Bild 6 dargestellt.



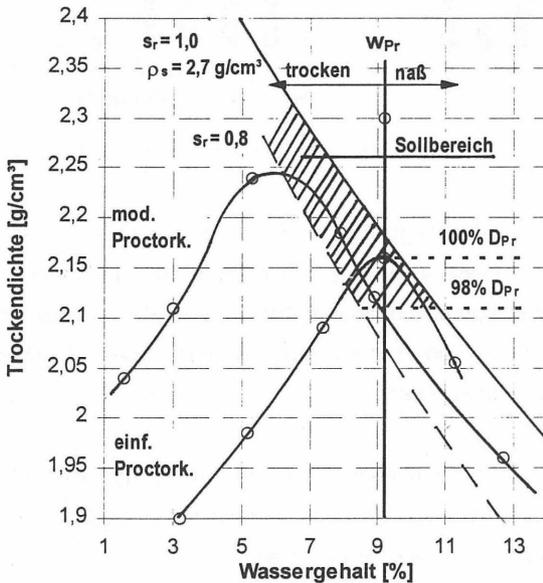
**Bild 3:** Verdichtung des Bentokies mit Fertiger (Prototyp)

Die verdichtete Oberfläche des Bentokies zeigte durch deutliche Farbänderung von dunkelgrau zu hellgrau eine schnelle Austrocknung. Dieser Austrocknungseffekt drang jedoch kaum in die Tiefe der Schicht ein. Dennoch wurden offenliegende Flächen mit einer Plastikfolie abgedeckt oder je nach Wetterlage bewässert.



**Bild 4:** Einbau und Verdichtung mit Raupe und Walzen

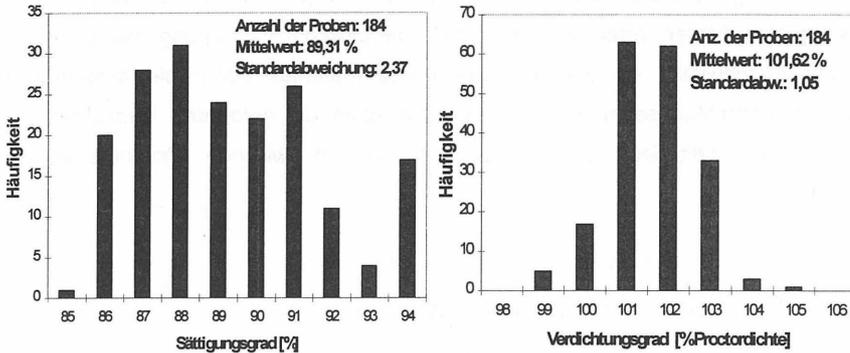
Als Systemempfindlichkeit stellte sich der Wassergehalt ( $7 \text{ Gew.}\% \leq w \leq 9 \text{ Gew.}\%$ ) heraus. Der Wassergehalt des gemischten Materials bestimmt in hohem Maß die Verdichtungsfähigkeit des Bentonies. Mischungen mit zu geringem Wassergehalt lassen sich zwar gut verdichten, erreichen jedoch nicht die geforderte Sättigung. Bei zu hohem Wassergehalt schwimmt die Feinkornfraktion des Materials durch die eingebrachte dynamische Verdichtungsenergie nach oben auf, ohne die geforderte Verdichtung zu erreichen. Bild 5 stellt den eng einzuhaltenden Bereich zwischen Wassergehalt und Dichte dar.



**Bild 5:** Geforderte Bandbreite der Verdichtung

In einem Vorversuch wurde der Einfluß der Liegezeit (Zeitspanne zwischen Mischen und Einbau) auf die Verarbeitbarkeit und den Verdichtungserfolg untersucht. Hierauf wurde eine Liegezeit von mindestens 2 Stunden festgelegt, damit das Material „ziehen“ konnte. So wurde eine gleichmäßigere Verteilung des Wassergehaltes in der Feinkornfraktion erreicht.

Aus 184 Probennahmen zur Bestimmung der Einbaudichte mit einem Densitometer ergaben sich die in Bild 6 dargestellten statistischen Verteilungen:



**Bild 6:** Statistische Auswertung der Einbauproben: Sättigungs- und Verdichtungsgrad

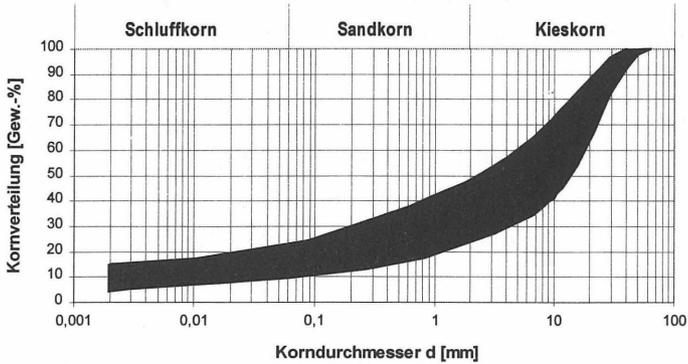
In der Statistik sind nur die Werte der freigegebenen Flächen dargestellt. Dabei wurde solange mit der nachgeschalteten Glattmantelwalze verdichtet, bis die geforderten Werte erreicht waren. Diese Werte mit entsprechend geringer Streubreite (Standardabweichung) zeigen, daß der Mischvorgang und die Einbautechnik an der steilen Böschung im Grenzbereich des technisch Machbaren lagen.

Die weiteren Anforderungen an die Einbaudichte ( $D > 98 \% D_{pr}$ ,  $\rho_t > 2,0 \text{ t/m}^3$ ), den Feinkornanteil ( $\leq 0,002 \text{ mm} \geq 10 \text{ Gew.-%}$ ), den Reibungswinkel ( $\varphi \geq 32,5^\circ$ ) und die Durchlässigkeit ( $k_f \leq 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ ) waren problemlos einzuhalten.

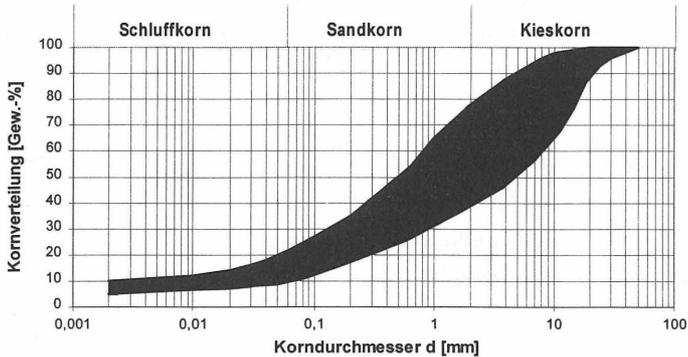
### 3 Abdeckboden

Der Abdeckboden der Halden Ellweiler hat eine Schichtmächtigkeit von 95 cm und wurde in 3 Lagen eingebaut. Das Material mußte hinsichtlich seiner Korngrößenverteilung innerhalb eines vorgegebenen Körnungsbandes liegen (Bild 7). Desweiteren wurden folgende Grenzwerte eingehalten:

- ▷ Innerer Reibungswinkel  $\varphi \geq 32,5^\circ$  bei  $D > 97\% D_{pr}$
- ▷ Kohäsion:  $c \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$
- ▷ Durchlässigkeit:  $k_f \leq 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$
- ▷ Verdichtungsgrad  $D > 95\% D_{pr}$



**Bild 7a:** Körnungsband der Deckschicht, 1. Lage



**Bild 7b:** Körnungsband der Deckschicht, 2./3. Lage

Bei der Suche nach geeigneten Abdeckböden für die Halden Ellweiler wurden Materialien verschiedener Herkunft in Betracht gezogen. Die Suche wurde erschwert durch die Tatsache, daß die Umgebung der Urananlage Ellweiler eine natürlich erhöhte Eigenstrahlung aufweist und diese Materialien somit nicht verwendet werden durften. In

Absprache mit dem Bauherrn (Ministerium für Umwelt und Forsten, Mainz) wurde dann ein Recycling-Material im Sinne des Kreislaufwirtschaftsgesetzes eingebaut. Es handelte sich hier um Böden aus einer mikrobiologischen Bodenreinigungsanlage.

In Zusammenarbeit mit den Behörden wurde ein Qualitätssicherungsplan für die Verwertung der ehemals kontaminierten Böden wie folgt festgelegt:

- ▷ Für die erste bzw. unterste Lage wurde das alte Abdeckmaterial der Halden aufbereitet bzw. mit neuem Material gemischt. Diese Lage übernimmt dann die Funktion einer Filter- bzw. Adsorptionsschicht, sofern aus dem oberliegenden Recycling-Material Schadstoffe eluiert werden sollten. Das Recycling-Material wird nur in der zweiten und dritten Lage eingebaut.
- ▷ Die Halden I und II werden von dem Steinaubach umflossen. Der Hochwasserbereich dieses Baches (1000-jährliches Hochwasser) wurde mit einer Sicherheitszone von 1 m vertikal und 10 m horizontal (Gewässerrandbereich) versehen. Innerhalb dieses Bereiches wurde kein Recycling-Material auf den Böschungen der Halden eingebaut.
- ▷ In dem Betriebshandbuch der Bodenreinigungsanlage sind die in Bild 8 dargestellten Sanierungszielwerte wiedergegeben. Auf Wunsch der Genehmigungsbehörden wurden zusätzlich einige Grenzwerte des Eluatverhaltens abgesenkt. Für den Kohlenwasserstoff als Summenparameter wurden z.B. 0,1 mg/l (normal 0,2 mg/l) festgelegt.
- ▷ Die bauausführende Firma (Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft mit Nachunternehmer Fa. Strack Tiefbau GmbH) übernimmt für einen Zeitraum von 3 Jahren nach Einbau des Abdeckbodens die Kosten für Abhilfemaßnahmen, sofern die Recycling-Materialien ein nachweisliches Eluatverhalten aufweisen.

- ▷ Es wurde eine ausführliche Dokumentation erstellt über die Herkunft der einzelnen freigegebenen Chargen mit den dazugehörigen Analysewerten und Einbauorten.

## Sanierungszielwert

### Abgabe von Böden

Böden, deren Gehalt in Feststoff und Eluat nach erfolgter Behandlung unter folgenden Grenzwerten (Sanierungsziel) liegt, dürfen zur weiteren Verwendung abgegeben werden:

	<i>Feststoff</i> (mg/kg TS)	<i>Eluat</i> (mg/l)
Kohlenwasserstoffe, unpolar	300	0,2
BTEX-Aromaten	2	
Phenolindex	1	
PAK *	5	
AOX		0,05
Blei		0,1
Cadmium		0,02
Chrom, gesamt		0,1
Kupfer		0,3
Nickel		0,1
Quecksilber		0,005
Zink		0,5
Arsen		0,1
Molybdän		0,05
Mangan		0,5

**Bild 8:** Sanierungszielwerte aus dem Betriebshandbuch der Bodenreinigungsanlage [5]

## 4 Ausblick

In dem beschriebenen Projekt lagen die Kosten bei ca. 100 DM/m<sup>2</sup> Bentokiesdichtung (60 cm). Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß Bentokies ein Abdichtungselement aus hochwertigen Einzelkomponenten darstellt, das aufwendige Misch- und Einbautechnik verlangt und aufgrund der Kosten nur selten zum Einsatz kommt. Für Aufgaben, die spezielle Lösungen verlangen, kann Bentokies mit seinen hervorragenden Eigenschaften als Abdichtungsmaterial durchaus eine interessante Alternative darstellen. Als Vorteile gegenüber einer bindigen mineralischen Dichtung sind zu nennen:

- Bentonit ist feststoffreich und somit vergleichsweise beständig gegen chemische und physikalische Einwirkungen.
- Aufgrund des geringen Hohlraumgehaltes wirkt die Dichtung als Diffusionssperre bzw. -bremse.
- Das Material ist aufgrund des geringen Wassergehaltes unempfindlich gegenüber Austrocknung (gilt vor allem bei Verwendung von nicht aktivierten Bentoniten).
- Bei entsprechender Rezeptur mit ausreichendem Feinstkornanteil und hoher Verdichtung sind Durchlässigkeiten von  $k_f = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s mühelos zu erreichen.
- Aufgrund der Verzahnung der einzelnen Partikel ergibt sich ein hoher innerer Reibungswinkel, der die Standsicherheit beim Einbau in steilen Lagen gewährleistet und eine hohe Erosionssicherheit bewirkt.

Das vorgestellte Projekt zeigt, daß ein erhöhter Aufwand sowohl bei der Materialfindung und Qualitätssicherung als auch in der Bauausführung geleistet werden mußte. Ebenso wurden bei der Verwendung von Recyclingmaterialien im Deponiebau flexible Ansätze für alternative und nicht zuletzt kostengünstige Lösungen verfolgt, im Sinne der Rückführung von Abfallstoffen zu Wertstoffen. Hierbei waren alle Projektbeteiligten, vom Bauherrn über Planer und Genehmigungsbehörde bis zum Bauausführenden, gefordert.

## Literatur

- [1] Horn, A.: Mineralische Deponieflächendichtungen aus gemischtkörnigen Böden, Bautechnik 66, Heft 9, S. 311 - 318, 1989
- [2] Wunsch, R.: Standsicherheitsberechnung nach neuer europäischer Normung - Vergleich mit den bisherigen Normen - am Beispiel einer steilen Oberflächenabdichtung, Braunschweiger Deponieseminar 1996, 14./15.3.1996, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Tagungsband S. 131-142
- [3] Regulatory Guide 3.64 - Calculation of Radon Flux Attenuation by Earthen Uranium Mill Tailings Covers, U.S. Nuclear Regulatory Commission - Office of Nuclear Regulatory Research, June 1989
- [4] Qualitätssicherungsplan für die Oberflächenabdichtung der Halden Ellweiler, Bilfinger+Berger Bauaktiengesellschaft, Mannheim, 1997
- [5] Betriebshandbuch der Bodenreinigungsanlage Morbach (Auszug), Umweltschutz Süd-West GmbH

### Anschrift der Verfasser:

Dipl.-Ing. Nico von der Hude  
Dipl.-Ing. Ulla Hoppe

Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft  
Service Center Technik  
Deponie- und Umwelttechnik  
Carl-Reiß-Platz 1-5  
68 165 Mannheim



# **Sicherung der Hausmülldeponie Großefehn durch Oberflächenabdichtung (KDB) und Umschließung mit Stahlspundbohlen**

H. Hinrichs

## **1 EINLEITUNG**

Die Deponie Großefehn befindet sich im Landkreis Aurich, ca. 9 km südöstlich der Stadt Aurich, am Rand der Bundesstraße 72. Die Deponie wurde von 1971 bis 1993 betrieben. Zur Ablagerung kamen insbesondere Hausmüll, Gewerbemüll, Sperrmüll, Bauschutt, Bodenaushub und Gartenabfälle. Eine künstliche Basisabdichtung wurde nicht hergestellt, eine natürliche geologische Barriere ist nur z. T. vorhanden. Ohne zusätzliche Maßnahmen ist diese jedoch nicht nutzbar.

Untersuchungen haben ergeben, daß das Grundwasser im Bereich der Ablagerungsfläche sowie im Abstrombereich der Deponie stark mit deponiebürtigen Schadstoffen belastet ist. Um weitere Schadstoffeinträge aus dem Deponiekörper in das Grundwasser zu minimieren, beschloß der Landkreis Aurich, die Deponie Großefehn zu sichern. Darüberhinaus ist eine Sanierung des Grundwassers im Abstrombereich vorgesehen.

## **2 HISTORIE UND VERFÜLLUNG DER DEPONIE**

Die erste Abfallablagerung erfolgte 1971 im südwestlichen Bereich der Deponie. Vor Beginn der Ablagerung wurde dieser Bereich auf einer Fläche von ca. 1 ha abgepüttet, d. h., eine ca. 2,0 bis 2,5 m dicke Sandschicht wurde bis auf den darunter befindlichen Geschiebelehm abgetragen. Hierdurch entstand eine Grundwasserblänke, in die nachfolgend der Müll abgelagert wurde. Im Zuge der durchgeführten Untergrunderkundungen wurde festgestellt, daß auch im nördlichen Bereich der Ablagerung die Abfallbasis z. T. ca. 2,0 bis 3,5 m unterhalb OK Urgelände liegt. Auch hier muß, zumindest lokal, ein Sandabbau stattgefunden haben. Ausgehend von der Anfangsablagerung erfolgte dann die Ausdehnung der Ablagerungsfläche nach Norden und Osten.

Nach Einstellung der Ablagerung stellte sich der Müllkörper als Tafelberg mit mehreren Ebenen dar. Die max. Höhe über GOK betrug im Zentrum der Fläche ca. 20 m. Die Böschungen wurden mit Neigungen von größtenteils 1 : 2,5 bis 1 : 4 ausgebildet (Abb. 1).

Insgesamt wurden zwischen Mai 1971 und April 1993 ca. 810.000 m<sup>3</sup> Abfall auf einer Fläche von ca. 9 ha abgelagert. Die Oberfläche der Deponie wurde z. T. dünnlagig mit Boden oder Bauschutt abgedeckt.

### 3 GEOLOGISCHER UND HYDROGEOLOGISCHER ÜBERBLICK

Im Zuge mehrerer geotechnischer Untersuchungen wurden im Umfeld der Deponie und auf dem Deponiegelände selbst eine größere Anzahl von Untergrundaufschlüssen durchgeführt. Den Untersuchungen zufolge wird der südliche Teil der Deponie flächenhaft von einer 5 bis 10 m mächtigen drenthezeitlichen Geschiebelehmschicht unterlagert. Lokal sind Sandlagen bzw. -linsen eingelagert. Die vertikale Durchlässigkeit des Geschiebelehms wurde an ungestörten Proben zu  $2,6 \times 10^{-8}$  bis  $1,3 \times 10^{-10}$  m/s ermittelt. Die Geschiebelehmschicht reicht nicht bis zur natürlichen Geländeoberkante. Sie wird von einer 2 - 6 m mächtigen Sandschicht überlagert. Unterhalb der Geschiebelehmschicht stehen bis in große Tiefen (> 100 m) ebenfalls Sande an. Im Nordwestteil der Deponie ist die Geschiebelehmschicht nicht mehr vorhanden, sie keilt hier erosionsbedingt durch das nahe liegende ehemalige Flummtal vollständig aus (Abb. 1 und 2).

Im Bereich der Deponie sind größtenteils zwei GW-Stockwerke ausgebildet. Ein oberes geringmächtiges Stockwerk aus i. a. schluffigen Feinsanden und ein sehr mächtiges Hauptstockwerk aus Sanden aller Fraktionen, wobei über weite Bereiche die gröbere Fraktion dominiert. Die Sande sind grundsätzlich als gut durchlässig zu bezeichnen. Als Stockwerktrenner wirkt die Geschiebelehmschicht.

Die hydrogeologischen Verhältnisse sind durch die im Nordwesten der Deponie fließende Flumm, die künstliche Vorflut Sauteler Kanal sowie durch den auskeilenden Geschiebelehm geprägt. Die Grundwasserströmung ist fast im gesamten Untersuchungsbereich vollständig dreidimensional, generell liegen vor allem außerhalb des Geschiebelehms infolge der Vorfluten Flumm und Sauteler Kanal starke, nach oben gerichtete hydraulische Gradienten vor. Die Fließrichtungen sind räumlich unterschiedlich, im tieferen Bereich sind sie prinzipiell nach West, darüber im Niveau der Geschiebelehmkante nach Nordwest bis Nordnordwest und im obersten GW-Bereich ebenfalls generell nach Nordwest (Kanal) gerichtet. Der Sauteler Kanal bildet außerhalb des Geschiebelehms bis ca. -20 m NN eine GW-Vorflut, innerhalb der Geschiebelehmverbreitung gilt dies nur für das obere Stockwerk.

Es zeigt sich ein deutliches Gefälle des Grundwassers von Südost nach Nordwest.

## **4 GRUNDWASSERQUALITÄT UND VERTEILUNG DER SCHADSTOFFE**

Das in die Deponie infiltrierende Niederschlagwasser löst Schadstoffe und transportiert diese in das Grundwasser. Infolge des vor der Abfallablagerung vorgenommenen Sandabbaus liegt der Deponiefuß in Teilbereichen bis zu ca. 2,5 m im Grundwasser. Hier findet ein direktes Ausspülen von Schadstoffen durch das Grundwasser statt.

Die vertikale Schadstoffverteilung im Grundwasser reicht bis zu einer Tiefe von ca. 15 m unter GOK. Bedingt durch die größtenteils nach Nordwest gerichtete Grundwasserfließrichtung breitet sich die Schadstofffahne bis zum Sauteler Kanal aus, der aufgrund seiner Vorflutfunktion für das Grundwasser die Ausbreitungsgrenze darstellt. Im Vordergrund der im Grundwasser gemessenen Schadstoffe stehen einerseits bei den anorganischen Parametern Ammonium, die Chloride und Sulfate der Alkali- und Erdalkalimetalle sowie andererseits bei den organischen Komponenten die Summenparameter CSB, DOC und AOX. Die Zusammensetzung der Schadstoffe ist als typisch im Einflußbereich von Hausmülldeponien anzusehen.

Um weitere Schadstoffaustritte aus der Deponie zu minimieren, ist das Schadstoffpotential einzukapseln. Aufgrund der schlechten Wasserqualität (Güteklasse III/stark verschmutzt) im Sauteler Kanal ist darüberhinaus die Exfiltration des mit deponiebürtigen Schadstoffen belasteten Grundwassers aus der Schadstofffahne in das Gewässer weitestgehend abzustellen.

## **5 DARSTELLUNG UND ERLÄUTERUNG DER SICHERUNGSMABNAHMEN**

### **5.1 Ausführungskonzept**

Die z. T. vorhandene natürliche geologische Barriere (die die Deponie unterlagernde Geschiebelehmschicht) ist ohne weitere Maßnahmen als Basisdichtung nicht nutzbar, da sie von der gut durchlässigen Sandschicht überlagert wird. Darüberhinaus keilt der Geschiebelehm im Nordwestteil der Deponie vollständig aus.

Um zu verhindern, daß das Grundwasser die Deponiebasis weiterhin durchströmt und ein Schadstoffaustrag in Richtung Sauteler Kanal erfolgt, wird der Deponiekörper mit einer Dichtwand umschlossen.

Die Dichtwand bindet in die Geschiebelehmschicht ein und ist folglich nur dort sinnvoll, wo Geschiebelehm in ausreichender Mächtigkeit ansteht. Da der Geschiebelehm im Nordbereich der Deponie fehlt, ist vorgesehen, diesen Teil der Deponie auf westlich des vorhandenen Deponiekörpers gelegene Fläche umzulagern. Hier steht eine Geschiebelehm-schicht in ausreichender Mächtigkeit und Qualität an. Die östliche Nase des Deponiekör-pers wird zur Arrondierung der Gesamtablagerungsfläche im Zuge der Müllumlagerungs-arbeiten mitabgetragen und umgelagert.

Die mit Abfall belegte Fläche wird mit einer Dichtwand umschlossen (Abb. 3). Innerhalb der Dichtwand wird der Grundwasserspiegel geringfügig gegenüber dem äußeren Grund-wasserspiegel über Brunnen abgesenkt. Hierdurch wird eine Inversionsströmung, d. h. ei-ne Grundwasserströmung von außen nach innen, hergestellt, um einen Abstrom in die Gegenrichtung (von innen nach außen) zu verhindern. Das geförderte verunreinigte Grundwasser wird einer Sickerwasserreinigungsanlage zugeführt.

Um zu unterbinden, daß weiterhin Niederschlagwasser in die Deponie eindringt sowie zur Verminderung von gasförmigen Emissionen, wird auf den Deponiekörper eine Oberflä-chenabdichtung aufgebracht.

Desweiteren ist die Installation einer Entgasungsanlage geplant. Das Gas soll dem De-poniekörper über vertikale Brunnen entzogen und vorerst über eine Fackel verbrannt wer-den.

Für die Sanierung des belasteten Grundwassers wird im Abstrombereich der Deponie parallel zum Sauteler Kanal eine Brunnengalerie errichtet. Das belastete Grundwasser wird dem Untergrund entnommen, gereinigt und anschließend an die Vorflut abgegeben.

Nach Herstellung der technischen Maßnahmen wird der Deponiekörper rekultiviert.

## **5.2 Müllumlagerung**

Insgesamt sind ca. 280.000 m<sup>3</sup> Abfall umzulagern. Zur Abschätzung der von den Umlage-rungsarbeiten ausgehenden Emissionen wurden in der Planungsphase des Bauvorha-bens an Baggerschürfen folgende Untersuchungen durchgeführt:

- Olfaktometrische Untersuchungen,
- Schadstoffmessungen,
- Bakteriologische Untersuchungen.

Auf Grundlage der olfaktometrischen Untersuchungsergebnisse wurden Prognosen der Geruchsimmissionen an den nächstgelegenen Wohngebäuden aufgestellt. Es zeigte sich, daß bei einer Begrenzung der offenen Müllabtrags- bzw. -einbauflächen auf jeweils ca. 3000 m<sup>2</sup> die vorher festgelegten Grenzwerte (10 - 15 Geruchseinheiten/m<sup>3</sup> Luft) an den maßgebenden Immissionsorten eingehalten werden können. Bereiche, in denen nicht gearbeitet wird, sollten mit geeigneten Materialien (Boden, Kompost o. ä.) abgedeckt werden.

Die Schadstoffmessungen und bakteriologischen Untersuchungen ergaben, daß durch die Umlagerungsarbeiten keine Gefahren für sich im Umfeld der Deponie aufhaltende Personen zu befürchten sind.

Zur Absicherung der an den Müllumlagerungsarbeiten beteiligten Mitarbeiter gegen explosive Gase und möglicherweise oberhalb von Grenzwerten liegenden Gefahrstoffkonzentrationen bzw. Luftkeimzahlen werden die üblichen Arbeitsschutzmaßnahmen durchgeführt. Vorgesehen ist die kontinuierliche Messung der Methankonzentration sowie die Ausrüstung der Fahrerkabinen mit Filteranlagen.

Die Umlagerungsarbeiten werden meßtechnisch begleitet, um ggfs. bei auffälligen Meßergebnissen zusätzliche Maßnahmen zur Emissionsreduzierung ergreifen zu können.

### **5.3 Gestaltung des Deponiekörpers**

Der Böschungsverlauf wurde so geplant, daß die erforderlichen Gleitsicherheiten innerhalb des Oberflächenabdichtungssystems ohne Einsatz von künstlichen Bewehrungselementen nachgewiesen werden konnte. Es wurde eine Böschungsneigung von 1 : 3,5 gewählt (Abb. 4).

Zur Minimierung des umzulagernden Müllvolumens ist am Böschungsfuß des geplanten Deponiekörpers ein Stützkörper aus Sand vorgesehen. Der Stützkörper dient zur Lastabtragung der Oberflächenabdichtung auf der unteren Böschung. Er bewirkt, daß die untere Böschung mit einer Neigung von bis zu 1 : 3 standsicher hergestellt werden kann. Die Böschungen werden durch zwei 5 m breite Bermen unterbrochen.

Zur Herstellung eines ausreichenden Oberflächengefälles auf dem Plateau der Ablagerung von mind. 5 % (nach Abklingen der Sackungen/Setzungen) wird hier ein Hochpunkt geschaffen. Im Zuge der Umlagerungsarbeiten werden im Zentrum des Plateaus noch ca. 4 m Abfall aufgebracht.

Bei der Ermittlung der Kubatur des Deponiekörpers wurde davon ausgegangen, daß sich infolge der Müllumlagerung keine wesentliche Änderung des Ablagerungsvolumens ergeben wird. Sollte sich im Zuge der Umlagerungsarbeiten anhand von Zwischenaufmaßen herausstellen, daß sich Volumenänderungen ergeben, ist die Plateauhöhe ggfs. anzupassen.

## **5.4 Dichtwand**

### **5.4.1 Allgemeines**

Der Deponiekörper wird mit einer in die unterlagernde, geringdurchlässige Bodenschicht einbindende Dichtwand umschlossen. Das Sickerwasser der Müllablagerung soll in dem umschlossenen Bereich gefaßt, abgepumpt und der Sickerwasserreinigungsanlage zugeführt werden. Die Dichtwand soll als Flüssigkeitssperre dienen, um den Abstrom von belastetem Grundwasser bzw. von Sickerwasser zu vermeiden und von außen zuströmendes Grundwasser aus dem Deponiebereich fernzuhalten und somit eine Verdünnung des Deponiewassers zu vermeiden.

Als zusätzliche Sicherheit soll durch eine Absenkung des Grundwasserspiegels innerhalb der Umschließung eine regulierbare Inversionsströmung durch die Dichtwand bzw. durch die geringdurchlässigen Bodenschichten unterhalb der Deponie in die Umschließung hinein eingestellt werden. Die Inversionsströmung verhindert einen Abstrom in die Gegenrichtung (von innen nach außen).

### **5.4.2 Untergrundverhältnisse in der Dichtwandtrasse**

Die Untergrundverhältnisse in der Dichtwandtrasse stellen sich wie folgt dar:

Der obere Abschluß des Bodenprofils wird im Bereich der Dichtwandtrasse West von einer ca. 4,4 - 6,3 dicken Schicht aus Sanden gebildet. Unter den Sanden folgen Geschiebeböden in der Mächtigkeit von ca. 5 - 8,3 m. Die Oberkante des Lehms ist relativ horizontbeständig. Im Bereich der Trasse Süd steht der Geschiebelehmboden in einer Mächtigkeit von ca. 7,9 - 11,2 m an. Hierbei handelt es sich überwiegend um Lehm, im westlichen Teil finden sich in größeren Tiefen aber auch Mergel. In 2 Bohrungen wurden Sandlinsen von 5 bzw. 10 cm Stärke angetroffen. Oberhalb des Geschiebelehms stehen Sande, die in den oberen Lagen z. T. mit Auffüllungen und Mutterboden durchsetzt sind, in einer Mächtigkeit von ca. 2,0 - 3,6 m an. Im Bereich Ost steht unter einer ca. 3 - 4 m mächtigen Sandüberlagerung eine ca. 7 m dicke Geschiebelehmschicht an. In der Dichtwandtrasse Nord schwankt die Mächtigkeit der Geschiebelehmschicht zwischen ca. 5,50 und 7,0 m. Vereinzelt wurden bis zu 30 cm dicke eingelagerte Sandlagen erbohrt.

### 5.4.3 Wahl des Dichtwandsystems

Die Dichtwand wird als gerammte Stahlspundwand mit Verdrängung des anstehenden Bodens ausgeführt.

Aufgrund des zeitweise bis zur GOK ansteigenden Grundwasserspiegels wäre bei Verfahren mit Aushub des anstehenden Bodens (Einphasen - oder Zweiphasen-Schlitzwände) evtl. eine Grundwasserabsenkung erforderlich gewesen. Das geförderte Wasser hätte in diesem Fall nur nach einer kostenintensiven Reinigung mit einer mobilen Reinigungsanlage an den Vorfluter abgegeben werden dürfen (eine stationäre Reinigungsanlage steht zum Zeitpunkt der Dichtwandherstellung noch nicht zur Verfügung). Die Aushubmassen hätten z. T. entsorgt werden müssen.

Von einer Herstellung der Dichtwand durch Injektion von Abdichtungsmaterialien in den Boden wurde u. a. deswegen abgesehen, weil eine ausreichende Überdeckung (Auflast) der abzudichtenden Schicht nicht gegeben ist. Darüberhinaus treffen bei hohen Grundwasserständen auch die bereits beim Schlitzwandverfahren gemachten Ausführungen zur Wasserhaltung zu.

Die Dichtwand wird in 3 Bauabschnitten mit Zwischenräumen von jeweils ca. 1/2 Jahr ausgeführt. Bauverfahren mit hohen Baustelleneinrichtungskosten, die in diesem Fall mehrfach anfallen, sind daher aus wirtschaftlicher Sicht gegenüber der Spundwand im Nachteil.

### 5.4.4 Trassenführung und Bohlenlänge

Die Spundwandtrasse verläuft unmittelbar am Böschungsfuß des Deponiekörpers (Abb. 4). Im Norden verläuft die Trasse parallel zur Grenze der Geschiebelehmverbreitung. Hier wird zwischen Spundwand und der Grenze Geschiebelehm/Sand ein Mindestabstand von 5,0 m eingehalten. Die Einbindetiefe in die geringdurchlässige Bodenschicht beträgt mind. 1,50 m (Abb. 5). Die Mächtigkeit der geringdurchlässigen Bodenschicht unterhalb der Spundwand soll grundsätzlich mind. 3,0 m betragen.

Zur detaillierten Bestimmung der erforderlichen Längen der Spundwandbohlen wurden in der geplanten Trasse Bohrsondierungen niedergebracht. Im Bereich der Nordtrasse ist bis dato aufgrund des damit verbundenen großen Aufwandes (Bohrungen durch den Müllkörper) nur eine begrenzte Anzahl Bohrungen zur Erkundung der Geschiebelehmverbreitung ausgeführt worden. Im Anschluß an die Müllumlagerungsarbeiten ist hier zur Bestimmung der Bohlenlänge eine detailliertere Erkundung der Höhenlage der Geschiebelehmsschicht vorzunehmen.

Der Horizont der geringdurchlässigen Bodenschicht wurde im Längsschnitt aufgetragen. Unter Berücksichtigung, daß die Dichtwand mind. 1,5 m in diese Bodenschicht einzubinden ist, wurde die Unterkante der Spundwand festgelegt. Die Spundwandoberkante liegt nach Abklingen von noch zu erwartenden Setzungen mind. 0,50 m über dem max. zu erwartenden Grundwasserstand. Die Bohlen werden höhenmäßig in 0,25 bis 0,50 m - Versprünge gestaffelt.

#### 5.4.5 Systemdurchlässigkeit

Die Spundwand muß eine Systemdurchlässigkeit von  $k \leq 1 \times 10^{-9}$  m/s aufweisen. Aufgrund der Bauweise der Spundwand ist ein Schadstofftransport durch die Wand auf den Schloßbereich begrenzt. Es ist demzufolge eine Schloßdichtung einzubauen, mit der die geforderte Systemdurchlässigkeit erreicht wird.

Die Anforderung wird durch die Wahl von Dreifachbohlen Larssen 600 K in Verbindung mit der Schloßdichtung System Hoesch erfüllt. Die Dichtung besteht aus einer endlos profilierten Lippendichtung in den Fädelschlössern und einer dem Schloßspalt angepaßten injizierten Dichtung in den Mittelschlössern der Spundbohlen. Neben dem Vorteil, daß sich bei Einsatz von vorkonfektionierten Mehrfachbohlen weniger Baustellenfädelschlösser in der Wand befinden, ist durch den Einsatz von Dreifachbohlen eine größere Rammleistung und somit ein wirtschaftlicher Vorteil gegeben.

#### 5.4.6 Beständigkeit der Spundwand

Sowohl der Stahl als auch die Schloßdichtungen sind dem Angriff des belasteten Grundwassers ausgesetzt. Die Korrosion des Stahls führt langfristig zur Schwächung der Wandstärke der Dichtwand. Die Wandstärke der Spundbohlen ist daher so zu wählen, daß eine Mindestlebensdauer erreicht wird. Diese wurde zu 50 Jahre angesetzt.

Anhand von Analysen des Originalsickerwassers der Deponie Großefehn wurde eine max. zu erwartende theoretische Flächenkorrosionsrate von 0,03 - 0,06 mm/a und eine Loch- oder Muldenkorrosionsrate von max. 0,1 - 0,15 mm/a ermittelt. Unter der Annahme, daß Teilbereiche der Spundwand für einen gewissen Zeitraum beidseitig dem Angriff dieses Wassers ausgesetzt sind, errechnet sich die Lebensdauer einer 10 mm dicken Spundwand bei Ansatz der Maximalwerte zu

- 188 Jahre für die Flächenkorrosion bzw.
- 60 Jahre für die Loch- oder Muldenkorrosion.

Bei der Wertung dieser Zahlen sind folgende Aspekte zu berücksichtigen:

- die Korrosionsraten sind theoretisch bestimmte Werte, die auf der sicheren Seite liegen.
- die theoretische Korrosionsrate für Lochkorrosion läßt keine Aussage über Anzahl, Größe und Verteilung der entstehenden Löcher und daraus resultierend über die Funktionseinbuße der Dichtwand zu.

Die tatsächliche Lebensdauer der Spundwand und damit deren Funktionssicherheit ist demzufolge mit großer Wahrscheinlichkeit deutlich höher als 60 Jahre (im Fall der Loch- oder Muldenkorrosion), ohne daß zum jetzigen Zeitpunkt der rechnerische Nachweis geführt werden kann. Bestätigt wird dies durch Untersuchungen, die über einen Zeitraum von 200 Tagen an im Originalsickerwasser eingelagerten Blechen durchgeführt wurden. Die Flächenkorrosion wurde zu max. 0,023 mm/a ermittelt. Eine Loch- oder Muldenkorrosion wurde nicht festgestellt.

Darüberhinaus wäre auch im Falle einer punktuellen Undichtigkeit der Wand gewährleistet, daß kein schadstoffbelastetes Wasser aus dem von der Dichtwand umschlossenen Bereich nach außen tritt, solange die Funktionsfähigkeit der Grundwasserabsenkung innerhalb der Dichtwand erhalten bleibt. Durch einen erhöhten Grundwasserzutritt von außen würde sich jedoch die gefaßte Wassermenge erhöhen. Im Hinblick auf die Überwachung der Dichtwand kann bei einem signifikanten Anstieg der Wassermenge gefolgert werden, daß die Spundwand nicht mehr voll funktionsfähig ist. Je nach Erfordernis können dann Gegenmaßnahmen eingeleitet werden.

Für die Schloßdichtung zwischen den einzelnen Spundwandbohlen sind Dichtungen aus Polyurethanmaterial vorgesehen (sowohl für die Werks- als auch die Baustellenfädelschlösser). Die in Frage kommenden Materialien wurden über einen Zeitraum von ½ Jahr in Originalsickerwasser eingelagert. Das nach dem Einlagerungsversuch ermittelte Schrumpfmaß ist so gering, daß selbst bei vollständiger Benetzung der Dichtungsoberfläche mit dem Wasser das Material noch eine 3fache Sicherheit (bezogen auf das Schloßprofil Larssen 600 K) aufweist. Da das Dichtungsmaterial im eingebauten Zustand nur mit der kleineren Schloßfugenfläche mit dem Wasser in Kontakt kommt, ist mit noch geringeren Reaktionen zu rechnen.

Zur Kontrolle des Korrosionsverhaltens des Stahls über die Zeit werden vor Ort Einzelbohlen gerammt und später in regelmäßigen Abständen gezogen, um die Bohlen visuell und per Ultraschall untersuchen zu können.

## 5.5 Oberflächenabdichtung

Auf den profilierten Abfallkörper wird ein Dichtungssystem mit folgendem Aufbau aufgebracht (Abb. 6):

- Vegetationsschicht,  $d = 1,0 \text{ m}$
- Filtervlies
- Dränschicht aus Kiessand,  $k \geq 1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ ,  $d \geq 0,30 \text{ m}$
- Schutzvlies aus Polypropylen (PP) für die Kunststoffdichtungsbahn. Das erforderliche Flächengewicht wird in einem Versuchsfeld vor Ort ermittelt.
- Kunststoffdichtungsbahn aus PEHD,  $d \geq 2,5 \text{ mm}$ , in den Böschungsbereichen beidseitig strukturiert, BAM-zugelassen.
- Trag- und Ausgleichsschicht,  $d = 0,50$ , bestehend aus einer 30 cm dicken gaswegesamen Kiessandschicht und einer 20 cm dicken Sandschicht. Die Feinsandschicht macht ein zusätzliches Schutzvlies zwischen der Trag- und Ausgleichsschicht und der Kunststoffdichtungsbahn entbehrlich.
- Abfallplanum.

## 5.6 Oberflächenwasserfassung und -ableitung

Das oberflächlich abfließende Wasser wird in dem am Böschungsfuß liegenden Ringgraben gefaßt und dem Sauteler Kanal zugeführt. Die Dränschicht unterhalb des Vegetationsbodens streicht in den Ringgraben aus.

## 5.7 Herstellung der Inversionsströmung

In einem Abstand von wenigen Metern von der Dichtwand werden innerhalb der Einkapselung Förderbrunnen hergestellt. Mittels dieser Förderbrunnen soll der innere Grundwasserspiegel abgesenkt und eine Inversionsströmung hergestellt werden. Desweiteren dienen die Brunnen der Fassung und Ableitung des aus dem Müllkörper nachsickernden Wassers. Die Bohrungen werden bis auf den Geschiebelehnhorizont niedergebracht. In die Bohrung wird ein PEHD-Rohr DN 200 eingestellt, daß auf gesamter Länge der Sandmächtigkeit geschlitzt ist. Der geschlitzte Bereich wird mit einer gegenüber dem anste-

henden Boden filterstabilen Kiesschüttung ummantelt. Die Förderung des Wassers erfolgt mit sickerwasserresistenten Pumpen.

Das gefaßte Wasser wird über eine am Böschungsfuß der Deponie verlaufende Transportleitung einer Reinigungsanlage zugeführt und aus dieser an den Vorfluter abgegeben. Zur Kontrolle der Grundwasserspiegeldifferenz außen/innen werden beidseitig der Dichtwand Grundwassermeßstellen hergestellt.

## **5.8 Grundwassersanierung**

Der kontaminierte Grundwasserbereich (Schadstoffahne) im Abstrombereich der Deponie ist einer hydraulischen Sanierung zu unterziehen. Hierzu wird parallel zum Sauteler Kanal eine Brunnengalerie errichtet, über die das kontaminierte Grundwasser gefördert wird. Die Ausführung der Brunnen erfolgt analog den Brunnen zur Herstellung der Inversionsströmung. Die Brunnen werden jedoch entsprechend der vertikalen Verteilung der Schadstoffahne in unterschiedlichen Tiefen verfiltert. Das belastete Wasser wird der Reinigungsanlage zugeführt.

## **5.9 Entgasung**

Das Deponiegas soll mittels einer Zwangsentgasung aus dem Deponiekörper abgesaugt und über eine Hochtemperaturfackel verbrannt werden. Die Fassung des Gases wird über vertikale Gasabzugsbrunnen DN 800 erfolgen.

# **6 AUSFÜHRUNG**

## **6.1 Dichtwandherstellung**

Als erste Maßnahme war ein Teil der Dichtwand herzustellen. Vor Ausführung wurden vom Hersteller der Spundbohlen auf Grundlage der Ausführungszeichnungen Rammpläne erstellt. Anhand dieser Rammpläne erfolgt die Produktion und die Rammung der Spundbohlen.

Mit der Ausführung der Rammarbeiten ist im September 1997 begonnen worden. Bis Mitte November 1997 wurde die Dichtwand an der Süd- und Westseite der Deponie erstellt. Die Bohlen werden durch schlagendes Rammen eingebracht. Die Führung der Bohlen erfolgt durch Mäkler und Rammhaube sowie am Boden durch eine Führungszange aus 2 Trägern. Für jedes Rammelement werden Protokolle geführt, um die geforderte Einbindung von 1,50 m nachzuweisen. In einigen Bereichen werden geknickte Spundbohlen eingesetzt, um die erforderlichen Drehwinkel der an die geometrischen Randbedingungen der Ablagerungsfläche angepaßten Dichtwand einzuhalten.

Vor Beginn der Rammarbeiten wurde zum Nachweis der Eignung des Einbringverfahrens und der Gewährleistung der Dichtigkeit ein Spundwandversuchskasten mit den Abmaßen von ca. 3,70 x 1,90 m erstellt. Nach Fertigstellung wurde der Versuchskasten bis zur Oberkante der Geschiebelehmsschicht ausgehoben. Infolge von Schwierigkeiten bei der Eckausbildung des Versuchskastens konnte die Eignung des Verfahrens nicht zweifelsfrei nachgewiesen werden. Es wurde daher entschieden, nach Rammung mehrerer Dreifachbohlen in der endgültigen Trasse die Spundwand beidseitig bis auf den Geschiebelehmhorizont freizulegen und die Baugrube auf einer Seite mit Wasser aufzufüllen. Anschließend wurden die Schloßfugen auf der anderen Seite der Dichtwand kontrolliert. Ein Wassereintritt konnte nicht festgestellt werden.

## **6.2 Müllumlagerung**

Mitte November 1997 wurde mit den Umlagerungsarbeiten begonnen. Mitte Januar 1998 waren von der Gesamtmenge von ca. 280.000 m<sup>3</sup> umzulagernden Abfalls ca. 100.000 m<sup>3</sup> umgelagert. Der Abtrag erfolgt durch 2 Tieflöffelbagger, transportiert wird der Abfall mit Dumpfern bzw. Traktoren mit Anhänger mit Kippmulde. Der Einbau und die Verdichtung des Abfalls erfolgt mittels Müllkompaktor in Lagen von max. 40 cm Dicke. Die Baugeräte sind aus Arbeitsschutzgründen mit Filteranlagen ausgerüstet. Desweiteren ist für das Personal eine Schwarz-Weiß-Anlage eingerichtet.

Die Müllumlagerungsarbeiten werden kontinuierlich mittels Dreigasmeßgerät und PID (Photoionisationsdetektor) meßtechnisch begleitet. Darüberhinaus werden bakteriologische und olfaktometrische Untersuchungen durchgeführt. Die bis dato gewonnenen Ergebnisse liegen weit unterhalb der festgelegten Grenzwerte. Auf die in der Geruchsprognose geforderte Zwischenabdeckung der offenen Müllabtrags- bzw. -einbauflächen konnte bisher verzichtet werden.

### **6.3 Weiterer Bauablauf**

Unmittelbar nach Abschluß der Müllumlagerungsarbeiten (März 1998) wird die Spundwand in den dann freigelegten Bereichen hergestellt und die Dichtwand damit geschlossen.

Parallel dazu wird mit der Herstellung der Entgasungs- und Entwässerungseinrichtungen begonnen. Das Oberflächenabdichtungssystem soll in etwa je zur Hälfte in den Jahren 1998 und 1999 aufgebracht werden. Die Fertigstellung der Gesamtmaßnahme ist für Ende 1999 geplant.

### **6.4 Qualitätssicherung**

In Abstimmung mit den Fachbehörden ist vorab ein umfangreicher Qualitätssicherungsplan erstellt worden. Die Überwachung der Qualitätskriterien obliegt der Bauüberwachung und den Fremdüberwachern. Im vorliegenden Fall wurden Fremdüberwacher für die Belange Erdbau/Dichtwand, Kunststoff und Vermessung eingeschaltet.

### **6.5 Kosten**

Die Kosten für die Herstellung der oben beschriebenen Sicherungs- und Sanierungseinrichtungen wurden zu netto rd. 13 Mio. DM veranschlagt.

### **6.6 Genehmigung**

Da das vorgesehene Oberflächenabdichtungssystem aufgrund der "Einfachdichtung" nicht den Anforderungen der TA Siedlungsabfall genügt, ist die Dichtung derzeit nur als temporäre Abdichtung genehmigt.

### **Abbildungsverzeichnis**

- Abb. 1: Bestandsplan, Stand Okt. 1996
- Abb. 2: Schematische Darstellung der geologischen Situation
- Abb. 3: Schematische Darstellung des Sicherungskonzeptes
- Abb. 4: Lageplan Endzustand mit Dichtwandtrasse
- Abb. 5: Längsschnitt Dichtwand
- Abb. 6: Aufbau der Oberflächenabdichtung
- Abb. 7: Schnitt Böschungsfuß

# Bestandsplan, Stand Oktober 1996

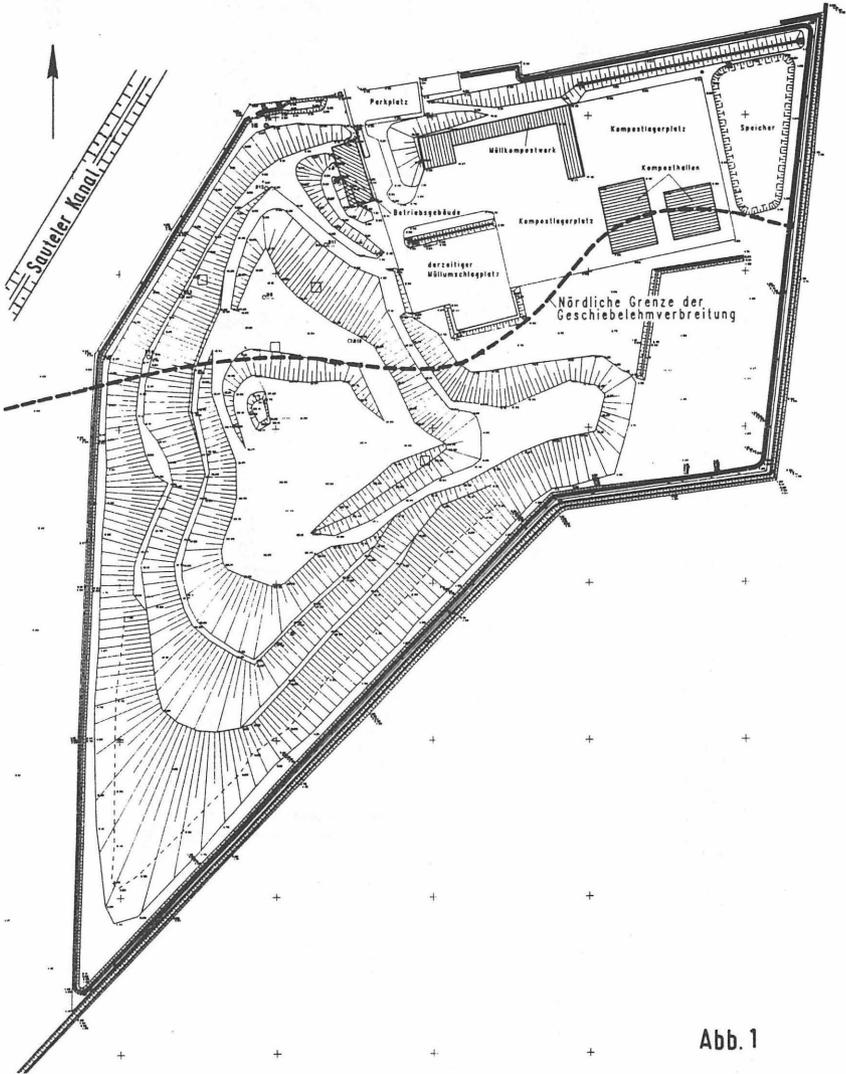


Abb. 1

Schematische Darstellung der geologischen Situation

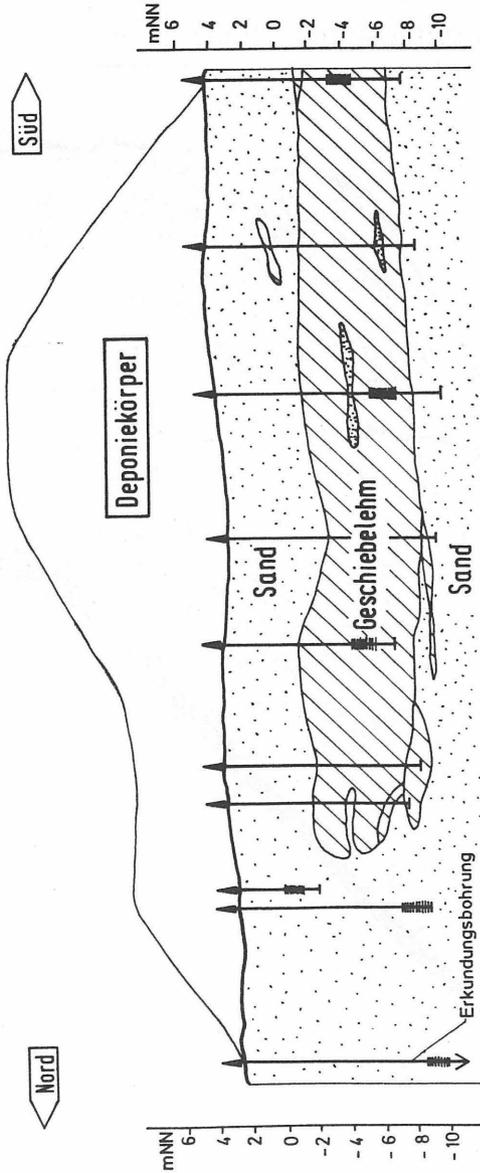


Abb. 2

# Schematische Darstellung des Sicherungskonzeptes

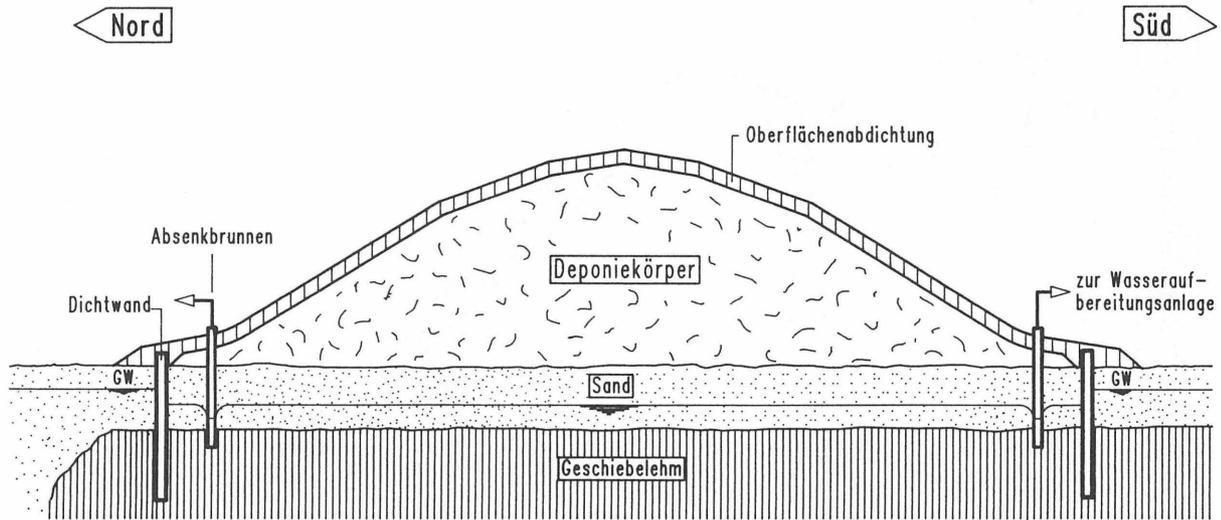


Abb. 3

# Lageplan Endzustand mit Dichtwandtrasse

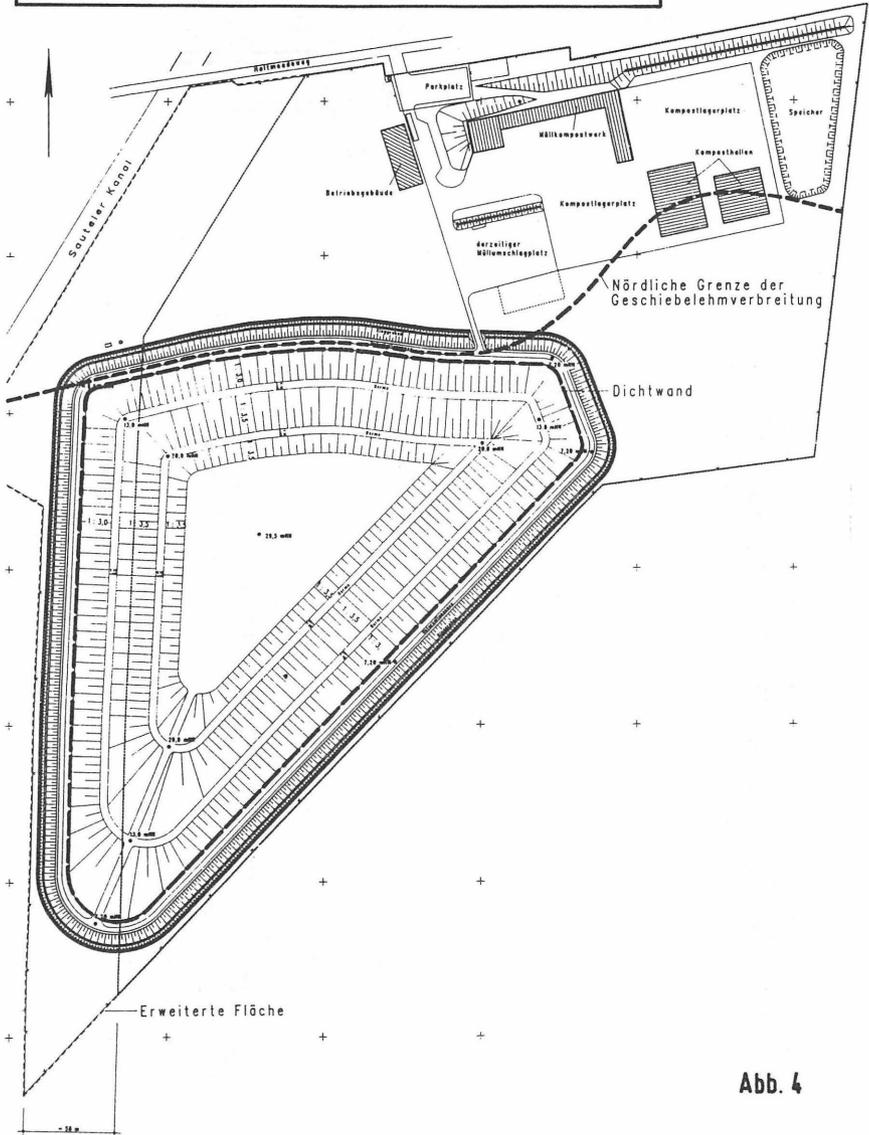


Abb. 4

# Längsschnitt Dichtwand, Trasse West

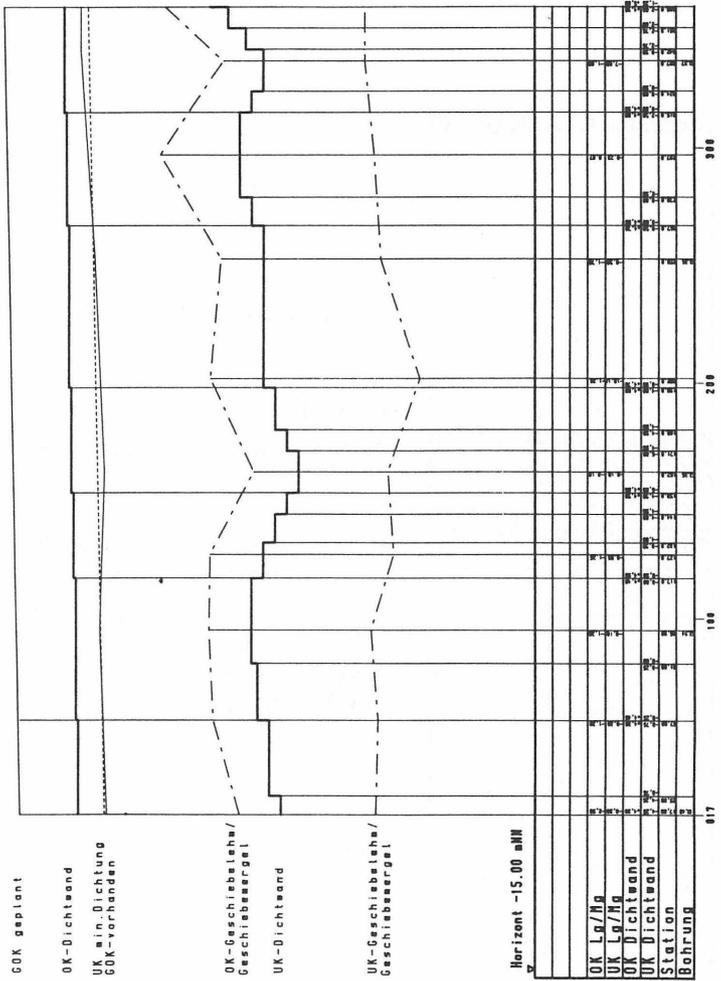


Abb. 5

## Aufbau der Oberflächenabdichtung

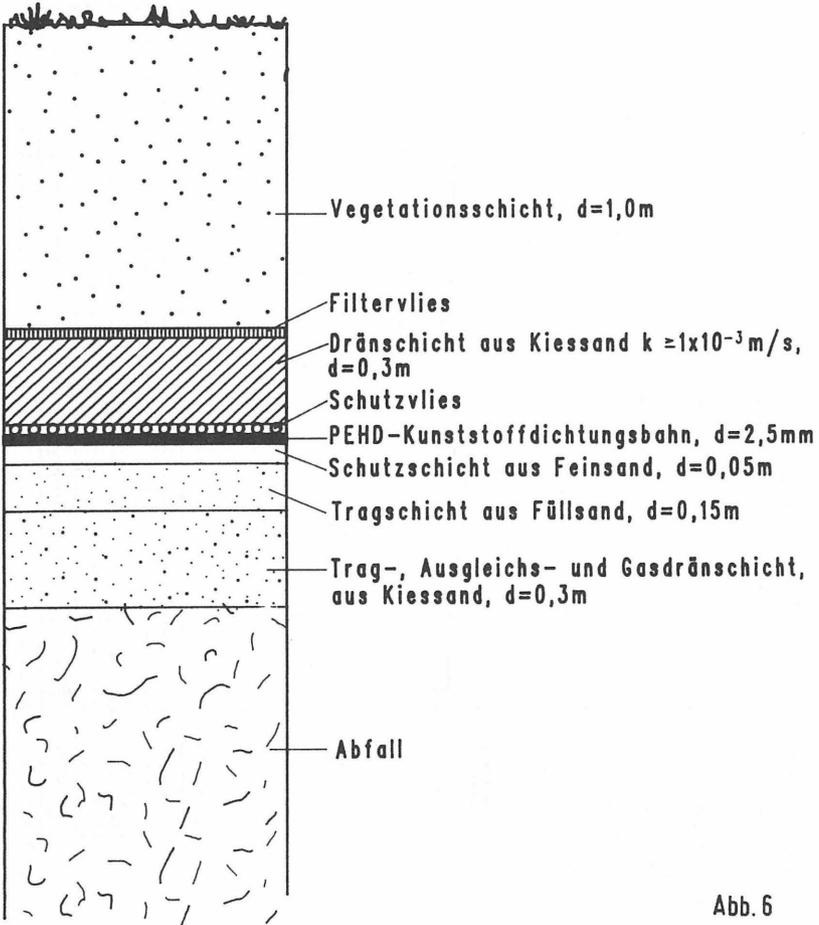


Abb. 6



Anschrift des Verfassers:

Dipl.-Ing. Hartmut Hinrichs  
Ingenieurbüro WERSCHE GmbH  
Theaterwall 10  
26122 Oldenburg  
Tel.: 0441/9216-0

## Verbesserte und kostengünstigere mineralische Abdichtungen

Matthias Kühle-Weidemeier, GfL Planungs- und Ingenieurgesellschaft GmbH, Bremen

Bei der Abdichtung von Deponien und Altlasten stellen mineralische Dichtungsschichten das am häufigsten eingesetzte Verfahren dar. Dem Vorteil eines in erdgeschichtlichen Zeiträumen beständigen Materials stehen jedoch erhebliche Nachteile gegenüber:

- Hoher Verbrauch hochwertiger, örtlich knapper Ressourcen
- Lange Bauzeiten durch langsamen und witterungsempfindlichen Einbau
- Verformungsempfindlichkeit
- Austrocknungs- und Rißgefährdung
- In der Praxis nicht bestätigtes Selbstheilungsvermögen in Oberflächenabdichtungen
- Hohe Kosten durch große Schichtdicke und aufwändigen Einbau

In den Niederlanden wurde nun ein mineralisches Abdichtungsmaterial entwickelt, das diese Nachteile im wesentlichen nicht mehr besitzt. Es besteht aus einem polymervergüteten Sand-Bentonit-Gemisch, das bei Wasserzutritt ein stabiles Gel bildet, in dem die Ausgangskomponenten und das Wasser viel fester eingebunden sind. Im Auftrag des Entwicklers und mit Unterstützung des niederländischen Forschungsministeriums wurde das dort unter dem Produktnamen TRISOPLAST® erhältliche Material einer intensiven Erprobung unterzogen. Die positiven Resultate führten dazu, daß das Material in den Niederlanden bereits auf einer Fläche von ca. 1.000.000 m<sup>2</sup> eingebaut wurde. Es hat folgende Vorteile:

- Die Ergebnisse der Qualitätsüberwachung in der Praxis ergaben bis jetzt fast immer Durchlässigkeitsbeiwerte von  $\leq 10^{-12}$  m/s
- Sehr gute Dichtigkeit ermöglicht erhebliche Dickenreduzierung der mineralischen Abdichtungsschicht (z.B. auf 7 - 9 cm) bei gleichzeitig verbesserter Wirksamkeit
- Hohe chemische Resistenz, z.B. gegen Deponiesickerwasser, Rohöl, Diesel, Phenol
- Verringerte Austrocknungsempfindlichkeit durch Einbindung des Wassers ins Tongel
- Rißheilung durch großes Quellvermögen und erneute Brückenbildung im Tongel
- Hohe Verformungstoleranz durch „kaugummiartige Eigenschaften“
- Erhöhte Standfestigkeit durch Zähigkeit und Klebrigkeit sowie den Sandanteil des Materials (steilere Böschungen möglich)
- Verbesserte Erosionsfestigkeit durch Einbindung der Komponenten in das Gel
- Hohe Einbauleistung, denn das Material kann teilaktiviert in sandiger Konsistenz eingebaut werden
- Fugenbildung zwischen Einbaubahnen nicht mehr relevant
- Einsatz von Gießereiformsand anstelle frischen Sandes erfolgreich erprobt
- Kostenersparnis durch geringeren Materialbedarf und rationellen Einbau
- Gewinn von Deponievolumen

Anschrift des Verfassers: Dipl. Geogr. M. Kühle-Weidemeier  
GfL Planungs- und Ingenieurgesellschaft GmbH  
Friedrich-Mißler-Straße 42  
28211 Bremen  
e-mail [gflkuehle@aol.com](mailto:gflkuehle@aol.com)



# Die erste austrocknungs-sichere Oberflächendichtung mit DIBt- Zulassung\*!

Doppelt hält besser?  
Das wollten wir genauer wissen:

Unsere geosynthetische Ton-  
dichtungsbahn Bentofix® D 4000  
hat - doppelt verlegt - die  
Zulassung\* des DIBt erhalten.

Damit haben wir erstmalig eine  
austrocknungs-sichere Oberflächen-  
dichtung entwickelt, die den An-  
forderungen des DIBt und der TAsi  
entspricht. Zwei Lagen Bentofix®  
D 4000 können somit eine 50 cm  
dicke mineralische Dichtungs-  
schicht ersetzen.

Sie wollen mehr darüber erfahren?  
Dann rufen Sie uns an!

\* Für Oberflächendichtungen der Deponie-  
klasse 1 unter Beachtung der Empfehlung  
des DIBt

**NAUE**   
**FASERTECHNIK**

Naue Fasertechnik GmbH & Co. KG  
Wartturmstr. 1 32312 Lübbecke  
Telefon 0 57 41 / 40 08 - 0  
Telefax 0 57 41 / 40 08 - 40  
Internet: [www.naue.com](http://www.naue.com)  
e-mail: [geokunststoffe@naue.com](mailto:geokunststoffe@naue.com)

**Einfach  
mineralisch -  
so nicht!**



## **Überwachung von Deponieentwässerungssystemen Zustand, Neigung, Temperatur, Gase**

W. Edenberger, D. Gatys

### **1. Einleitung**

Das Entwässerungssystem in einer Deponie stellt einen integralen Bestandteil des Abdichtungssystems, speziell an der Deponiebasis dar. Die in die Flächendränge integrierten gelochten bzw. geschlitzten Entwässerungsleitungen (nach dem früheren Standard aus Steinzeug, nach dem derzeitigen Stand der Technik aus PE-HD) haben die Aufgabe, das anfallende Sickerwasser aus dem Deponiekörper abzuleiten und einer entsprechenden Behandlung zuzuführen. Treten in diesem wichtigen Teil des Bauwerks Deponie Schäden auf, so kann dies bekannterweise fatale Folgen für die Abdichtung und demzufolge auch für die Umwelt haben. Als Präventivmaßnahme werden deshalb seit einigen Jahren Kanalinspektionen in eben diesen Systemen durchgeführt, mit der Aufgabe, Veränderungen der Rohrwandung bzw. bereits aufgetretene Schäden optisch zu erfassen und die entsprechenden Maßnahmen bis hin zur Sanierung einzuleiten [1].

Die regelmäßigen Kanalinspektionen an den Entwässerungssystemen von Deponien haben in neuerer Zeit gezeigt, daß in diesem Bereich ein enormer Entwicklungsbedarf hinsichtlich der Erhebung der Daten von Zustandserfassung, Neigungs-, Temperatur- und Gasmessung, wie auch der Auswertung und Verwaltung der Daten mittels EDV vorhanden ist. Mehrere Gründe, wie z.B. die Notwendigkeit der Eigenkontrolle aufgrund der TA-Si [2], machen die Weiterentwicklung der Erfassungsgeräte mit der entsprechenden Software notwendig bzw. zeigen den Entwicklungsbedarf auf.

Obwohl die anwendbaren Techniken mittlerweile in weiten Bereichen ausgereift sind und durch eine Verwaltungsvorschrift (TASi) vorgegeben werden, werden die sich bietenden Möglichkeiten in weiten Bereichen von den Deponiebetreibern noch nicht genutzt.

Der nachfolgende Beitrag soll die derzeitigen Möglichkeiten der Kanalinspektionstechniken in Deponieentwässerungssystemen wiedergeben. Aufbauend auf die Forderungen aus der TA Siedlungsabfall [2] soll eine Standortbestimmung bei der Kontrolle von Sickerwasserleitungen gegeben werden. Auf den Stand der Technik bei integrierten Neigungsmessungen wird detailliert eingegangen.

## 2. Vorgaben aus der TA Siedlungsabfall / TA Abfall Anhang G

Aus der TA Siedlungsabfall [2] bzw. der TA Abfall Anhang G [3] ergeben sich für die Durchführung von Kamerainspektionen unter anderem folgende Vorgaben:

TA Siedlungsabfall:

- 10.4.1.1 Deponieabdichtungssysteme/Allgemeines

..... "Setzungen und Verformungen der Dichtungsaufleger und der Abdichtungssysteme sind zu berechnen und während der Betriebsphase zu kontrollieren (z.B. durch Verformungsmessungen im Bereich der Sickerrohre)".

- 10.6.6.2 Einrichtungen zur Überwachung

"Es sind in der Regel die folgenden Überwachungseinrichtungen vorzuhalten und in regelmäßigen Abständen auf ihre Funktionsfähigkeit zu überprüfen:

- Meßeinrichtungen zur Überwachung der Setzungen und Verformungen der Deponiebasisabdichtungssysteme,
- Meßeinrichtungen zur Überwachung der Temperatur an der Deponiebasis "

Eigenkontrollen müssen während der Betriebsphase und in der Nachsorgephase der Deponie durchgeführt und ausgewertet werden. Es gelten die Anforderungen des Anhangs G der TA Abfall [3].

Im Anhang G der TA Abfall [3] "Meß- und Kontrollprogramm für die Durchführung von Eigenkontrollen bei oberirdischen Deponien" werden z. B. in Abschnitt 3.1 Betriebsphase neben Forderungen an die Durchführung von Höhenvermessungen und Temperaturmessungen auch Angaben zur Überprüfung der Funktionstüchtigkeit der Sickerrohre und die entsprechende Dokumentation gemacht. Hiernach sind folgende Vorgehensweisen einzuhalten:

### **Feststellung der Funktionsfähigkeit:**

Hierzu bedarf es der Durchführung einer jährlichen, durchgehenden Befahrung (bis zu einer Abfallschütthöhe von 2 m vierteljährlich). Feststellung insbesondere von Inkrustationen und Rohrschäden. Dokumentation schriftlich und bildlich in Bestandsplänen.

### **Höhenvermessung bzw. Neigungsvermessung:**

Durchführung jährlich, Vergleich mit den Setzungsberechnungen nach 9.4.1.1 der TA Abfall

### **Temperaturmessung:**

Jährliche Aufnahme von Temperaturprofilen in den Sickerrohren. Temperaturmessungen müssen vor der Spülung erfolgen oder nach den bisherigen Erfahrungen in entsprechendem zeitlichen Abstand. Bei abgeschlossenen Deponieabschnitten und bei Temperaturen mit fallender Tendenz Meßabstände 2 Jahre.

### **Gasmessungen:**

Ist mit Deponiegas zu rechnen, sind Einrichtungen für Deponiegasmessungen und Gaspegel zur Emissionsüberwachung vorzusehen. Nach dem Anhang G der TA Abfall [2] sind solche Kontrollen regelmäßig durchzuführen. Zwingend vorgeschrieben wird eine Gasmessung in Sickerwasserleitungen in den erwähnten Verwaltungsvorschriften nicht.

### **Deformationsmessungen:**

Die Durchführung von Deformationsmessungen der Rohrquerschnitte wird nicht zwingend vorgeschrieben. Aus den Erfahrungen der letzten Jahre erscheint diese jedoch, aufgrund vermehrt auftretender Verformungen von PE-HD Leitungen, als Überwachungsinstrument als außerordentlich sinnvoll.

*Die Erfahrung hat gezeigt, daß aussagekräftige Temperatur-, Gaskonzentrations- und Deformationsmessungen nur nach einer erfolgreichen Reinigung möglich sind.*

### 3. Verfahrenstechniken zur Inspektion von Deponiesickerrohren

#### 3.1 Allgemeineameratechnik

Neben der EDV-gestützten TV-Inspektion spielt auch die Peripherie wie Videogeräte für die Videodokumentation, Farbdrucker für die Ausgabe von Berichten und Videoprinter für die Ausgabe von Fotos eine wichtige Rolle. Die Qualität dieser Ausarbeitungen ist sehr stark von der Ausstattung und des technischen Potentials der eigentlichen Inspektionseinheit abhängig.

Generell entsprechen alle modernen zum Einsatz kommenden Fahrzeuggrößen sowie die dazugehörigen Kameras den Unfallverhütungsvorschriften bzw. den Sicherheitsvorschriften der ZH 1/10 der Ex - Schutzzone 1 [8].

Die Inspektionseinheit besteht im wesentlichen aus einem Fahrwerk und der Kamera. Die maximale Reichweite dieser Einheit ist abhängig von der Leistung des Fahrwagens, dem Gewicht der Kamera mit dem nachgezogenen Kabel und vor allem der Beschaffenheit des zu untersuchenden Rohres (Material, Neigung, Verschmutzungsgrad, Zustand). Nachfolgend werden beispielhaft die Möglichkeiten einer modernen Kanalinspektionskamera für Leitungsdurchmesser von **150 bis ca. 600 mm** kurz beschrieben:

- Fahrgeschwindigkeit stufenlos regelbar bis 12m/min
- Reichweite je nach Steigung und Kabelgewicht bis 800 m
- Fahrwerk: Räder oder Raupen je nach Einsatzart
- Stromversorgung durch Batterie oder mitgezogenes Kabel
- Kabel: Koaxialkabel, PU ummantelt mit Kevlarzugentlastung
- Schwenkkopfkamera mit Drehbereich bis 370° um die Rohrachse und Schwenkbereich bis 120° senkrecht zur Rohrachse mit Zoomobjektiv
- Ausleuchtung des Kanalrohres mit Halogenleuchten

Mittlerweile gibt es Farbinspektionssysteme für eine motorisierte Inspektionen von Nennweiten ab 50 mm Rohrdurchmesser, die auch umfassende Untersuchungen in Deponiegas- und Druckleitungen ermöglichen [1].

### 3.2 Zustandserfassung

Die Übernahme, Bearbeitung, Auswertung und Verwaltung der Ergebnisse aus der Untersuchung eines Deponieentwässerungssystems erfolgt sinnvollerweise mittels eines KIS-Programms. Es bietet eine enorme Arbeitserleichterung und stellt eine zuverlässige Basis für den ordnungsgemäßen Betrieb eines Sickerwasserableitungssystems und die Erarbeitung zielorientierter Sanierungskonzepte dar. Bei der eigentlichen Zustandserfassung sollten folgende Grundsätze beachtet werden:

- ⇒ Die Durchführung der TV-Inspektion erfolgt in Anlehnung an das ATV Merkblatt M 143 Teil 2 ergänzt um **deponiespezifischen Bezeichnungen und Merkmale**.
- ⇒ Die in den TV-Fahrzeugen sowie alle anderen eingesetzten Fahrwagen und Kamerateinheiten müssen ex-geschützt sein (Eex p II T3). Zertifizierung ist erforderlich.
- ⇒ Bilddigitalisierung direkt von der Kamera, Farbpalette min. 256, z. B. GIF, JPEG oder BMP-Format.
- ⇒ Die Inspektionsdaten sollten mit einem Programm erfaßt werden, das die Verwendung **deponiespezifischer Bezeichnungen** ermöglicht.
- ⇒ Schadensberichte mit Aufnahme und Einmessung aller Schäden, Werkstoffe und Querschnitte u. s. w.

Die Ausgabe der Zustandserfassung erfolgt in Form einer Haltungsgrafik die neben **Haltungsstammdaten** wie Anfangs- / Endschachtnummer, Kanalgrunddaten (Material, Profilart, Größe usw.) und Haltungslänge auch **Inspektionsdaten** wie Untersuchungsort, -datum u.s.w. enthält.

Kernstück der Haltungsgrafik sind die **Zustandsdaten** mit Zustandsbeschreibung der Rohrleitung wie Riß - und Scherbenbildung / Inkrustationen, Fotonummern von Schadensbildern, Daten zum mitgeschnittenen Videoband.

Eine speziell auf die Untersuchung von Deponiesickerwasserleitungen zugeschnittene Kanaldatenbank erlaubt mittlerweile die Erfassung von Inspektionsdaten mit deponiespezifischen Kürzeln. Bild 1 zeigt den Ausschnitt aus solch einer Haltungsgrafik.

**Haltungsgrafik**

Gegenmessungen umgesetzt

Projekt:	Musterdeponie 96	Anfangsschacht:	179
Haltungsnummer:	8	Endschacht:	172
Gemarkung:	Auchdorf		
Trasse:	Zone 1	Leitungssystem:	Sickerw. Sauger
Material:	PE-HD PN10	Baujahr:	1989
Rohrlänge:	12,0 m	Lage im Verk.-Raum:	Im Auffüllbereich
Profilgröße:	320 / 320 mm	Wasserschutzzone:	keine
Profilart:	Kreisquerschnitt, 1/3 gelocht		
Kanaluntersucher:	Düsentrieb GmbH & Co.	Datum der Inspektion:	29.9.95
Transferdatei:	I0507002.TRF	Videoband-Nr.:	29099501
Klassifiz.-Datum:	3.2.97	Klass.-Stufe:	5
Haltungslänge:	295,4 m	Hydr. Belastung:	

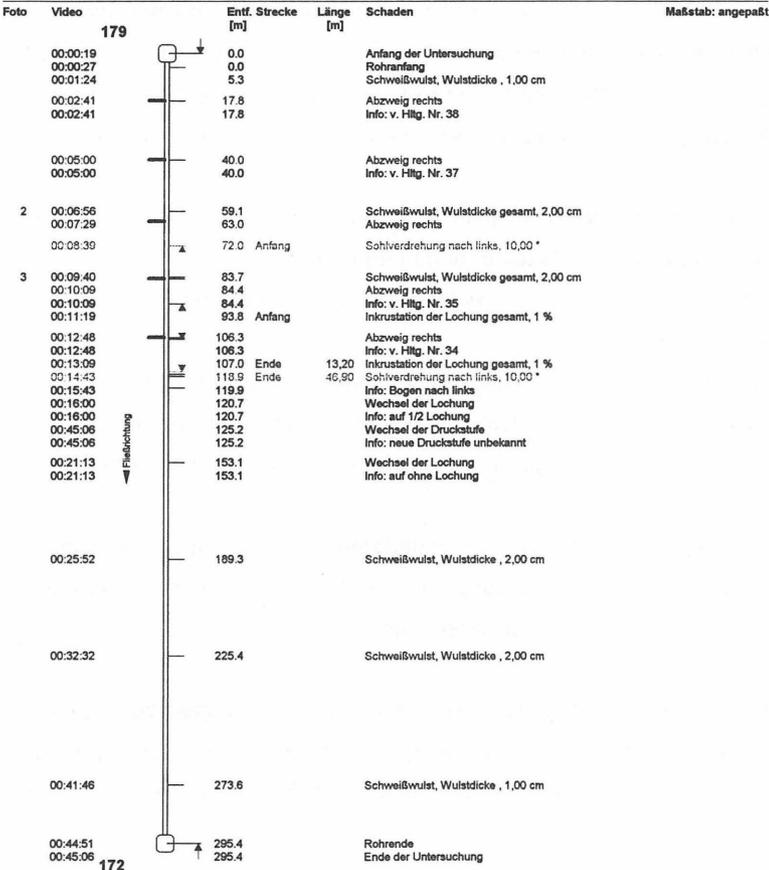


Bild 1: Haltungsgrafik mit deponiespezifischen Kürzeln [5]

Eine TV-Inspektion nach dem Stand der Technik erlaubt außerdem die digitale Erfassung von Bildern direkt von der Kamera. Dies hat neben einer sehr guten Bildqualität auch den Vorteil, daß die Bilder aufgrund der Verwaltung in der Kanaldatenbank beliebig oft ausgedruckt und jederzeit auf dem Bildschirm in die aktuelle Haltungsgrafik geladen und angezeigt werden können. Eine mit der Datenbank durchgeführte Schadensklassifizierung ermöglicht das Erstellen von Schadensplänen. Als Basis hierfür dienen z.B. vorhandene Bestandspläne.

### **3.3 Neigungsvermessungen**

Neigungsvermessungen ergeben folgende Informationen über den Zustand des Entwässerungssystem und folglich auch die Neigungsverhältnisse an der Deponiebasis:

- Erkennung von Neigungsänderung im Längsprofil der Leitung

- Feststellung von Senken in den Längsprofilen

- Feststellung der Tiefenlage von Leitungsendpunkten zur Ermittlung von maximalen Überschüttungshöhen der Einzelhaltungen

Letzteres ist im Falle einer eventuellen Leitungssanierung in Deponiekörpern von Bedeutung, da über die Tiefenlage der Leitungen die Überschüttungshöhen derselben festgestellt werden können.

Vor allem die Beobachtung der Entwicklung von Senken und Neigungsänderungen der Rohrtrasse im Verlauf mehrerer Jahre ist hier von Bedeutung. Die vergleichende Darstellung von jährlich durchgeführten Messungen kann ebenfalls mit Hilfe einer Datenbank erfolgen, die dann die Vermessungen einer Leitung über mehrere Jahre vergleichend gegenüberstellt. Voraussetzung für sinnvolle Vergleiche ist jedoch eine Erfassung mit demselben System unter gleichen Randbedingungen.

Moderne Verfahrenstechniken wie die Inklinometermessung lösen immer mehr den Einsatz der konventionellen Schlauchwaage bei der Ermittlung von Rohrneigungen ab.

Inklinometer oder Neigungswinkelmesser werden in Verbindung mit Kanalinspektionskameras eingesetzt. Hierbei kann bei gleichzeitiger Inspektion des Leitungssystems eine Zustandsanalyse über die vertikalen Verschiebungen in der Rohrachse angefertigt werden.

Kernstück dieser Inklinometer sind Schwerkraftsensoren die mit einem Regelkreis zur Schwerkraftkompensation ausgestattet sind [9]. Das Meßsignal ist proportional dem Sinn des Neigungswinkels des Fahrwagens bzw. der Kanalkamera gegen die Vertikale.

Wie bei der Messung mittels druckaufnehmender Schlauchwaage werden auch hier punktweise pro cm gefahrene Strecke die Neigungsdaten registriert. Das Meßintervall liegt zwischen 1 und 4 cm, dabei wird kontinuierlich ein Mittelwert errechnet und im PC gespeichert. Vergleichsmessungen ergaben nur geringfügige Abweichungen gegenüber der vermessungstechnischen Höhenaufnahme. Die Messung kann bei der Vor- bzw. Rückfahrt erfolgen, wobei Beschleunigungseffekte wie Anhalten und Anfahren keinen Einfluß auf die Meßergebnisse haben. Die Ergebnisse werden als Grafiken dargestellt. Die Höhen der Anfangs- und Endpunkte sollten vor der Neigungsmessung bekannt sein. Sind diese Höhen nicht bekannt erfolgt eine Ausgabe der Neigungsdaten in Prozent. Bild 2 zeigt das ermittelte Höhenprofil einer Kanalhaltung.

KDT Kanal-Daten-Technik • Schnarrenbergstr. 28 • D-71364 Winnenden • Tel. 07195-970577 • Fax 07195-970579

Haltung: 8	22. Dez. 97	Tag der Messung: 29.09.95
Auftraggeber: Zweckverband Irgendwo Kanalstraße 17 D 77777 Irgendwo		Sohle Haltungsanfang: 357,93 m ü NN Sohle Haltungsende: 338,84 m ü NN gemessene Länge: 295,4 m
Bauherr: Amt für Wichtiges der Stadt Irgendwo Um die Ecke 5 D 77777 Irgendwo		
Bemerkungen:		

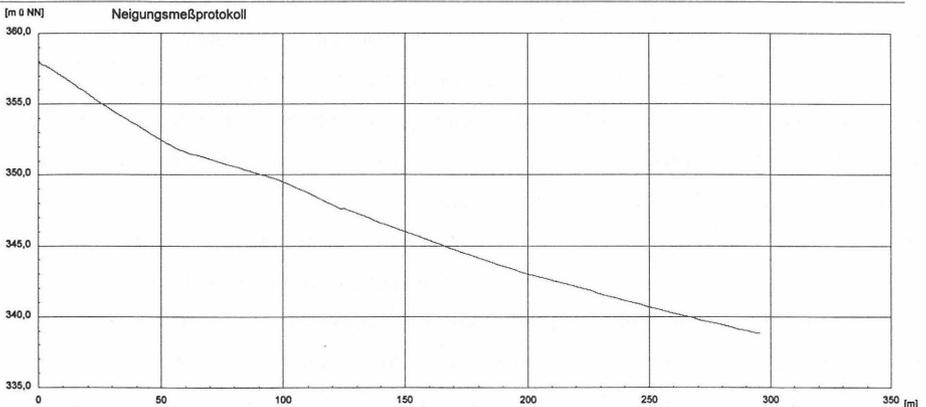


Bild 2: Mittels Inklinometerverfahren ermitteltes Höhenprofil [7]

Bestimmte auf dem Markt befindliche Systeme erreichen eine Auflösung der Neigungsänderung von 0,1 mm auf eine Länge von 1 m. Erfahrungen in der Praxis haben jedoch gezeigt, daß die Meßgenauigkeit stark von der Erfassungssoftware bzw. der Meßdatenfrequenz abhängt. Bei einer Neigungsmessung in Deponieentwässerungssystemen sollte jedoch generell Wert auf den kontinuierlichen Vergleich von mehreren Messungen gelegt werden.

### **3.3.1 Aufbau und Anforderungen an ein integriertes Neigungsmeßsystem [7]**

Die Anforderungen an ein System zur Erfassung von Neigungsprofilen sind hoch. Eine hohe Meßgenauigkeit, sowie ein günstiger Anschaffungspreis sind nur ein Teil der Bedingungen, die ein solches System erfüllen muß. Die Erfassung von beliebig langen Neigungsprofilen (>500m) während der normalen TV-Inspektion muß ebenso eine Selbstverständlichkeit sein, wie die Wiederaufnahme von abgebrochenen Untersuchungen, sowie eine Aufnahme der Meßdaten während der Rückfahrt oder ein stop and go – Betrieb, wie er bei jeder TV-Inspektion zur genauen Schadensbetrachtung notwendig ist.

Der prinzipielle Aufbau dieses Systems umfaßt mehrere Komponenten. Jedes dieser *in Serie geschalteten* Elemente hat seine bestimmte Aufgabe, sei es zur Meßdatenumformung oder zur Meßdatenübertragung. Die Eigenschaften jedes einzelnen Elementes beeinflussen die Genauigkeit und damit die Zuverlässigkeit und Aussagekraft des Gesamtsystems. Nach dem Prinzip, daß eine Kette nur so stark sein kann, wie ihr schwächstes Glied, gilt auch hier, daß das Gesamtsystem niemals genauer sein kann als das *unge naueste* Element in dieser Anordnung.

Bei neueren Entwicklungen werden z.B. konduktive Neigungssensoren verwendet, die gegenüber einem Pendelinklinometer eine geringere Querneigungsempfindlichkeit aufweisen. Je nach Einsatzbereich und Anforderungen an das Meßsystem können unterschiedliche Meßbereiche bzw. Bit-Auflösungen eingesetzt werden. Während für die Untersuchung von normalen Abwasserkanälen ein Meßbereich von  $\pm 5^\circ$  in den meisten Fällen ausreichend ist, kann bei der Befahrung von Deponie-Drainageleitungen ein Bereich von  $\pm 20^\circ$  erforderlich sein.

Nach der Digitalisierung stehen Meßwerte zur Verfügung, die einzeln für sich betrachtet eher Zufalls-Charakter haben. Verschmutzungen der Fahrstrecke, Ungleichmäßigkeiten der Antriebsräder (z.B. Gumminoppen, Profilunebenheiten, usw.), Beschleunigungs- und Bremsvorgänge machen einzelne Werte, für sich betrachtet, wertlos. Erst eine Mittelwertbildung über eine Vielzahl von Einzelmessungen, in Verbindung mit einer hohen Datenübertragungsrate, eliminiert weitgehend die oben aufgezählten Störgrößen.

Entscheidend für Zuverlässigkeit des Gesamtsystems ist also nicht nur die Genauigkeit jedes einzelnen Wertes, sondern auch die Menge der ermittelten Daten, die nach einer ersten Mittelwertbildung im Fahrwagen nun auch zum Empfänger übertragen werden müssen.

Ähnlich wie im digitalen Audio- und Telekommunikationsbereich können sich ab dem Zeitpunkt der Digitalisierung physikalische Störgrößen nicht mehr direkt auf das Meßergebnis auswirken. Auf dem Weg vom Fahrwagen zur Inspektionsanlage treten nun andere Probleme auf, die durch geeignete Maßnahmen gelöst werden müssen.

Im Gesamtsystem einer Inspektionsanlage stellt das Kabel oft einen *Flaschenhals* dar, durch den, neben der elektrischen Energie, nicht nur Video- und Anlage-Steuersignale, sondern eben auch Sensorsignale übertragen werden müssen.

Während bei Eindraht-TV-Inspektionsanlagen die Datenmenge und die Auflösung der Meßsignale von der zur Verfügung stehenden Bandbreite abhängt, sind bei Mehrdraht-Anlagen oft nicht genügend freie Leitungen vorhanden, um alle Daten übertragen zu können.

Auf der Empfängerseite werden die ankommenden Daten wieder den einzelnen Meßkanälen zugeordnet und im Video-Controller (VC) der Inspektionsanlage weiterverarbeitet.

Die Winkelwerte werden zum einen der Dateneinblendung zur direkten Anzeige im Videobild übergeben, zum anderen werden die Werte über eine serielle Schnittstelle einem Kanalinspektionsprogramm zur Verfügung gestellt und auf der Festplatte des PCs als Meßwertdateien abgespeichert.

Während der im Videobild angezeigte Neigungswert keinen Aufschluß über das gesamte Neigungsprofil der Haltung zuläßt, können mit Hilfe aufwendiger Analyse- und Korrekturberechnungen Ergebnisse erzielt werden, die eine aussagekräftige Gesamtdarstellung bzw. Protokollierung zulassen.

Wie schon eingangs erwähnt, wirken auf das Gesamtsystem verschiedene Störgrößen [Tab. 1] ein, die eine kritische Betrachtung der gewonnenen Meßreihen erfordert. Ziel sollte es sein, die verschiedenen Fehlerarten voneinander zu unterscheiden und durch geeignete Gegenmaßnahmen, diese Fehler soweit zu minimieren, daß das Resultat einer Überprüfung mit Vergleichsmessungen standhält.

Elektrische Störgrößen:	<ul style="list-style-type: none"><li>- Auflösung des Sensors</li><li>- Temperaturdrift</li><li>- Querneigungsempfindlichkeit des Sensors</li><li>- Quantisierungsfehler des ADCs</li></ul>
Mechanische Störgrößen:	<ul style="list-style-type: none"><li>- Mech. Ungenauigkeiten des Fahrwagens</li><li>- Motorvibrationen</li><li>- Abnutzungserscheinungen</li><li>- Gewichtsverteilung des Fahrwagens</li></ul>
Vorgehensbedingte Störgrößen:	<ul style="list-style-type: none"><li>- Kabelzug</li><li>- Stop and go – Betrieb</li></ul>
Umgebungsbedingte Störgrößen:	<ul style="list-style-type: none"><li>- Verschmutzung der Fahrstrecke</li><li>- Rohrmaterialschäden</li><li>- Verlegefehler</li></ul>

Tab. 1

Viele Störungen treten nicht konstant auf, sondern wirken eher zeitlich zufällig auf den Meßvorgang ein. Verunreinigungen der Fahrstrecke, ungleichmäßige Radprofile aber auch ein unregelmäßiger Fahrbetrieb wirken als *zufällige* Störungen ein. Bild 3 zeigt, wie sich im Prinzip solche Störungen überlagern können.

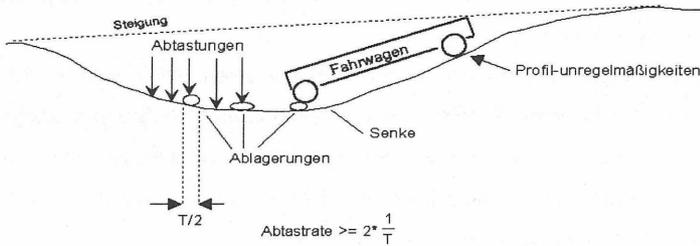


Bild 3: Darstellung möglicher Störgrößen

Trotz aller Bemühungen wird jeder Meßwert fehlerbehaftet bleiben. Ist dieser Fehler auch noch so klein, können sich diese Fehler über die gesamte Meßstrecke aufsummieren, so daß sich am Haltungsende eine mehr oder weniger große Höhenabweichung vom tatsächlichen Wert ergibt.

Bei bekannten Anfangs- und Endhöhen der Haltung und unter Annahme einer über die gesamte Strecke konstanten Fehlergröße, kann aufgrund der resultierenden Endabweichung ein Korrekturwert für jeden einzelnen Meßwert ermittelt werden. Wie in Bild 4 dargestellt, wird dadurch die Kennlinie an dem tatsächlich bekannten Endpunkt *befestigt*.

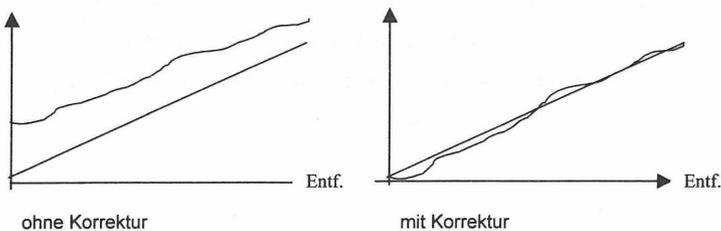


Bild 4

Ein entsprechendes kombiniertes Übersichtsprotokoll enthält neben den Stammdaten und dem Neigungsprofil auch eine Darstellung der Haltung mit deren Zustandsdaten (s. Bild 5). Bei Lageabweichungen, Unterbögen oder bei Wasserrückstau kann sofort ein direkter Bezug zu den betreffenden Stellen im Neigungsprofil hergestellt werden.

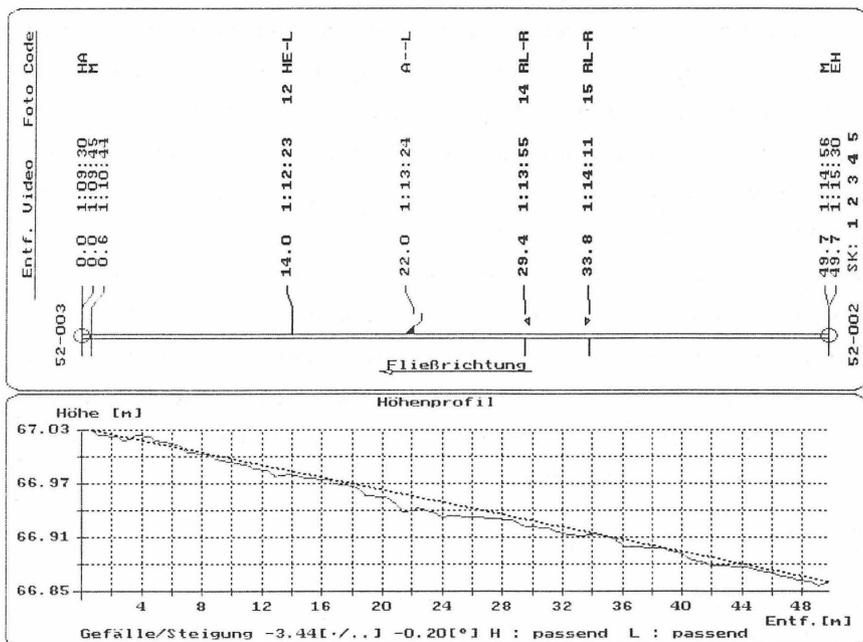


Bild 5

Wenn die absoluten Höhen vom Anfangs- und Endpunkt bekannt sind, erfolgt automatisch eine Korrektur-Berechnung. In diesem Fall werden die Höhenwerte auf der Ordinate des Koordinatensystems eingetragen. Mit Hilfe des Rasters und der Profil-Ideallinie können Abweichungen dann direkt abgelesen werden.

### 3.4 Temperaturmessungen

Es ist heute möglich während der TV-Inspektion eine kontinuierliche Temperaturmessung durchzuführen und grafisch darzustellen. Die Messung erfolgt sinnvollerweise nicht während der Zustandserfassung, sondern bei der Rückfahrt der Kamera, um eine Beeinflussung durch die Scheinwerfer zu minimieren. Wie bei der Darstellung des Haltungszustandes ist es empfehlenswert, die Ergebnisse der Temperaturmessung grundsätzlich in Fließrichtung darzustellen. Die Meßeinheit ist entweder in die Kamera selbst integriert oder wird als zusätzliches Modul an den Kamerawagen angehängt. Moderne Inspektionskameras gewährleisten auch hier die Einhaltung der Explosionsschutzrichtlinien.

Aus den ermittelten Temperaturkurven können, in Verbindung mit der Haltungsgrafik, z.B. Zusammenhänge zwischen Temperatur und Rohrverformung (bei PE-HD Rohren) sowie Überschüttungshöhen etc. ermittelt werden.

Zwischen einer vorangegangenen Spülung und der Temperaturmessung sollten lt. TASI mindestens 2 Tage Wartezeit eingehalten werden damit sich die Atmosphäre in der Leitung wieder den ursprünglichen Verhältnissen anpaßt. Vergleichsmessungen haben jedoch gezeigt, daß sich in den meisten Leitungen bereits 2 Stunden nach der Hochdruckreinigung aussagekräftige Temperaturverhältnisse einstellen. Bild 6 zeigt ein in einer Sickerwasserleitung erfaßtes Temperaturprofil.

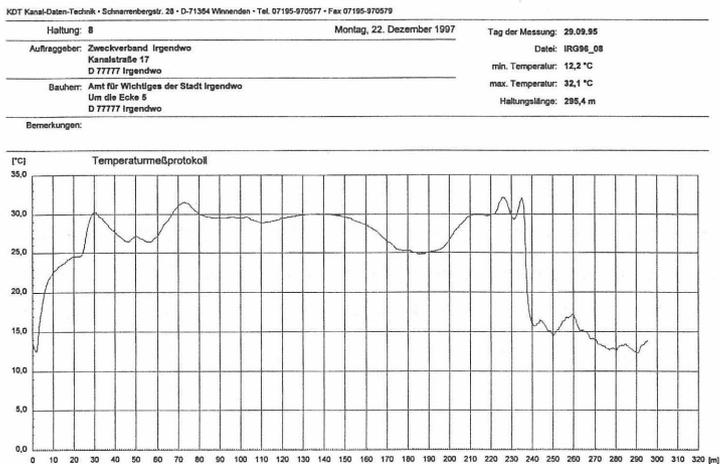


Bild 6: Temperaturmeßprotokoll [10]

### 3.5 Gasmessungen

Ein mit der Inspektionseinheit gekoppeltes Gasmessgerät kann bis zu vier Gase gleichzeitig erfassen.

1. Ex explosionsfähige Gase (z. B.  $\text{CH}_4$ ) und Dämpfe (z. B. Benzin),
2. Ox Sauerstoffkonzentration ( $\text{O}_2$ ),
3. Tox giftige Gase, wie Schwefelwasserstoff ( $\text{H}_2\text{S}$ ), Kohlenmonoxid ( $\text{CO}$ ),
4.  $\text{CO}_2$  Kohlendioxid.

Die eingebaute Gasförderpumpe wird elektronisch betrieben. Über den Zeitraum der Zustandserfassung werden bis zu vier Meßwerte pro Minute in einem Datenlogger gespeichert und dann über den digitalen Ausgang in einen PC eingelesen. Die Ergebnisse werden ausgewertet und dokumentiert [1].

### 3.6 Verformungsmessungen

Unsachgemäße Handhabung beim Einbau sowie statische Überlastung durch zu hohe Müllüberschüttungen können bei PE-HD Rohren zu Verformungen führen. Es müssen deshalb zur Dokumentation des Verformungsfortschrittes Deformationsmessungen durchgeführt werden die eine Überlastung der Leitung und damit die Notwendigkeit einer Sanierung anzeigen.

Das hierbei einsetzbare Deformations- bzw. Kalibermeßgerät kann entweder mit dem Fahrwagen einer Kanalinspektionskamera oder einem Spülschlauch in der Leitung fortbewegt werden. Das Gerät tastet mit vier mechanischen Fühlern die Rohrwandung ab und speichert die Ergebnisse [6]. Alle auf dem Markt befindlichen Systeme können bislang noch keinen ausreichenden Explosionsschutz gewährleisten, so daß Messungen in der Deponietechnik nur unter umfangreichen Belüftungsmaßnahmen durchgeführt werden können.

Angezeigt werden der horizontale und vertikale Durchmesser, die zurückgelegte Wegstrecke sowie die Minimalwerte der Messung. Die ermittelten Daten können zur Protokollierung und anschließenden ingenieurmäßigen Auswertung in eine Datenbank übernommen werden.

Alternativ zur mechanischen Messung gibt es die Möglichkeit der Laserabtastung der Rohrwandung. Dieses zwar weitaus präzisere Verfahren hat jedoch folgende Nachteile:

1. Die Messung kann nur punktuell erfolgen und wird somit sehr zeitaufwendig und kostenintensiv
2. Die Meßmethodik gewährleistet keinen Explosionsschutz

#### 4. Kosten

Die Kosten für die Durchführung und Auswertung von TV-Inspektionen in einem Deponeientwässerungssystem schwanken sehr stark. Zum einen bestehen bei den eingegebenen Preisen regionale Unterschiede, zum anderen sind die Preise abhängig von der zu untersuchenden Leitungslänge sowie den auf jeder Deponie unterschiedlichen örtlichen Verhältnissen (Schachttiefen, Zugängigkeit zu den Schächten u.s.w.).

Als sinnvoll erweist sich immer häufiger die Auswertung der TV-Inspektion mit einer Kanaldatenbank vorzunehmen und damit eine ingenieurmäßige Nachbearbeitung und Beurteilung der Untersuchungsergebnisse vorzunehmen.

Die Kosten können folgendermaßen dargestellt werden:

<b>TV-Inspektion:</b>	<b>Kosten pro untersuchtem Leitungsmeter</b>
Zustandserfassung	2 bis 4 DM
Neigungsvermessung	0,5 bis 1 DM
Temperaturmessung	0,5 bis 1 DM

Die Kosten für Gas- und Deformationsmessungen schwanken aufgrund deponiespezifischer Gegebenheiten sehr stark und sollten in jedem speziellen Fall angefragt werden.

#### **Ingenieurleistung:**

Die Kosten für die Ingenieurleistung können mit ca. **4 bis 7 DM** pro untersuchtem Leitungsmeter veranschlagt werden.

## 5. Zusammenfassung

Die Zustandserfassung sowie Messungen von Neigung, Temperatur und Gasen in Deponiesickerwasserleitungen, insbesondere auch unter Beachtung von Explosionsschutzrichtlinien, gehören inzwischen zum Leistungsspektrum einer umfassenden Kanalinspektion im Deponiebereich. In die Kanalkamera integrierte Meßsysteme zur Erfassung von Neigung und Temperatur in den Leitungen sowie an die Kamera gekoppelte Meßeinrichtungen zur Erfassung von Gasen machen in der Regel nur eine einmalige Befahrung der Leitung zur Ermittlung aller Parameter notwendig.

Moderne, auf die Belange der Kamerabefahrung im Deponieentwässerungssystem zugeschnittene Kanaldatenbanken ermöglichen eine effiziente und für den sicheren Betrieb von Deponien wichtige Datenerfassung. Die Datenbanken ermöglichen nicht nur die Überwachung von fortlaufenden Entwicklungen in den Rohrleitungen wie Rißbildung, Verformung, Inkrustationen o.ä. sondern geben auch die Möglichkeit einer vergleichenden Gegenüberstellung von Neigungsmessungen in derselben Leitung über mehrjährige Meßreihen. Durch die Aussagen über die Auswertung in der Kanaldatenbank ist es möglich wirkungsvolle Maßnahmen zur Erhaltung und eventuellen Sanierung dieses wichtigen Bestandteils einer Deponie einzuleiten.

Die Erfahrungen der jüngsten Zeit haben gezeigt, daß bei den Deponiebetreibern noch eine gewisse Skepsis gegenüber den neuen Verfahrenstechniken vorhanden ist und daher in vielen Fällen die breite Palette der sich mittlerweile bietenden Möglichkeiten nicht genutzt wird.

Die Investition für eine effiziente Kanalinspektion mit einer deponiespezifischen Erfassung und Auswertung der Daten sowie die dadurch gegebene Möglichkeit zur Einleitung von Präventivmaßnahmen bilden nur einen Bruchteil der Kosten einer eventuellen Sanierung. Es gilt daher zukünftig die bereits vorhandenen Techniken mit den Erfahrungen aus der Praxis zu optimieren.

## Literaturhinweise

- [1] Edenberger, W; Gatys D.P. (1996): Stand der Technik bei der Inspektion und Ortung von Deponieentwässerungssystemen. Heft Müll und Abfall 07/96, Erich Schmidt Verlag
- [2] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit: Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall, Kabinettsbeschluß vom 21.04.1993) Bundesanzeiger , 54. Jhrg., Nummer 996, 14.05.1993
- [3] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit: Gesamtfassung der zweiten allgemeinen Verwaltungsvorschrift (TA Abfall) Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen, vom 12.03.1991
- [4] Edenberger, W.; Burkhardt, G. (1996): Verfahren zur Höhenvermessung und Ortung von Dränleitungen in Deponien Vortrag an der TA Esslingen am 15.04.1996 zur Seminarreihe: Deponieentwässerungssysteme II -Bau, Betrieb, Schäden und Sanierungsverfahren-
- [5] Hauptverband der gewerblichen Berufsgenossenschaften (1994): ZH 1/10 Richtlinien zur Vermeidung der Gefahren durch explosionsgefährliche Atmosphäre 09/1994 Sankt Augustin
- [5] KDT Kanal-Daten-Technik Winnenden; Firmeninformation
- [6] Optimess GmbH, Gera; Firmeninformation
- [7] PS Professional solutions, Blaichach; Firmeninformation
- [8] Hauptverband der gewerblichen Berufsgenossenschaften (1994): ZH 1/10 Richtlinien zur Vermeidung der Gefahren durch explosionsgefährliche Atmosphäre 09/1994 Sankt Augustin
- [9] Stein, D. Maaß, H.-U. und Brune, P. (1986): Meß- und Steuertechniken beim unterirdischen Rohrvortrieb, TIS 02/86

Anschriften der Verfasser:

Dipl.-Ing. (FH) Wolfgang Edenberger:

**KDT Kanal-Daten-Technik**

Schnarrenbergstr. 28

71364 Winnenden

Darius Peter Gatys:

**KDT Kanal-Daten-Technik**

Schnarrenbergstr. 28

71364 Winnenden



## Vergleichsmessungen an verschiedenen Deponien Meßergebnisse und Verfahrensvergleich

F. Kölsch

### 1 Verformungsüberwachung der Deponiebasis

Das Basisabdichtungssystem stellt im Hinblick auf die gemeinwohlverträgliche Beseitigung der Abfälle unabhängig von der Qualität der abgelagerten Abfälle den zentralen Bestandteil des Deponiebauwerks dar. Daher werden an die Funktionsfähigkeit der Abdichtung besondere Anforderungen gestellt. Beeinträchtigungen der Schutzwirkung der Abdichtungen sind in jedem Falle zu vermeiden. Wichtigste Ursache für Beschädigungen sind mechanische Belastungen, deren Auswirkungen (Verformungen, Setzungen, Risse usw.) besonderer Überwachung bedürfen. Die Überwachungspflicht ist im Punkt 10.4.1.1 der **TA Siedlungsabfall (1993)** formuliert. Die Kontrollen sollen gemäß Punkt 10.6.6.2 im Zuge der Eigenüberwachung durchgeführt werden.

Bislang existieren noch keine Grenzwerte für zulässige Verformungen, Setzungen und Krümmungen der Abdichtung, so daß die Messungen derzeit in den seltensten Fällen bauliche Maßnahmen nach sich ziehen. Das hat auch zur Folge, daß keine einheitlichen Qualitätskriterien für die Messungen festgelegt sind. Vielfach werden die Messungen mit wenig geeigneten Verfahren lediglich „abgearbeitet“, um das Betriebsbuch zu vervollständigen.

Mit den für die kommenden Jahre zu erwartenden Erkenntnissen zum Verformungs- und Durchlässigkeitsverhalten der Abdichtungen, mit dem sich u.a. ein umfangreiches BMBF-Forschungsvorhaben beschäftigt, wird sich diese Situation grundlegend ändern. Es ist daher bereits jetzt zu fordern, daß Verformungsmessungen mit hinreichender Genauigkeit durchgeführt werden, um nicht in naher Zukunft feststellen zu müssen, daß die vorhandenen und dokumentierten Meßergebnisse für eine Bewertung ungeeignet sind. Als Mindeststandard ist eine Fehlergrenze von höchstens  $\pm 2$ cm anzusetzen, eine jährliche Wiederholungsmessung erscheint empfehlenswert, wobei standortspezifische Rahmenbedingungen (hydrogeologisches Gefährdungspotential, Laufzeiten) zu berücksichtigen sind.

## 2 Meßverfahren

Die Verformungsüberwachung der Basisabdichtung wird in den meisten Fällen, wie im Anhang G der **TA Abfall (1991)** empfohlen, durch die wiederholte Höhenvermessung der Deponiesickerwasserrohre sichergestellt. Prinzipiell sind die Sickerwasserrohre wegen unlösbarer Verschmutzungen, grob gearbeiteter Muffen und mangelnder Flexibilität für eine exakte Verformungsüberwachung nur eingeschränkt geeignet, zudem ist die Arbeit in den Schächten mit erheblichem Aufwand (Ex-Schutz, Sicherungspersonal) verbunden. Geeignete Meßeinrichtungen (Meßrohre, Pegel) stehen jedoch an älteren Standorten nicht zur Verfügung und auch auf Neuf Flächen wird aus Kostengründen auf entsprechende Investitionen meist verzichtet, so daß die Sickerwasserrohre i.d.R. den einzigen Zugang zur Deponiebasis darstellen. Um auf diesem Gebiet an das in der Bauüberwachung übliche Niveau anzuknüpfen, sollte der Einsatz geeigneter Meßeinrichtungen gefördert werden.

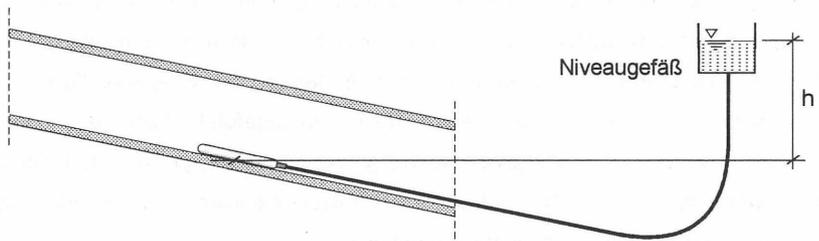
Für die Höhenvermessung der Sickerwasserrohre stehen verschiedene Meßverfahren zur Verfügung, die auf zwei unterschiedlichen physikalischen Prinzipien beruhen (Abb. 1):

- Hydrostatische Höhenvermessung
- Neigungs- oder Inklinometermessung

Bei der hydrostatischen Höhenvermessung wird der hydrostatische Druck einer Wassersäule auf den Meßkopf erfaßt. Dieser Druck ist dem Höhenunterschied proportional (10 m Höhenunterschied zwischen Niveaugefäß und Meßkopf entspricht 10 m Wassersäule  $\approx$  1 bar Überdruck). Für die Höhenvermessung von Rohrleitungen gibt es dynamische (Messung mit bewegtem Drucksensor oder bewegter Wassersäule) und statische Verfahren.

Bei der Neigungs- oder Inklinometermessung wird die Neigung der Meßsonde zwischen zwei Meßpunkten im Rohr gemessen und daraus der Höhenunterschied zwischen den beiden Punkten errechnet. Durch die Addition der einzelnen Höhenunterschiede kann bei fortlaufender Messung die Höhe jedes Meßpunktes im Rohr bestimmt werden. Die Neigungsmeßgeräte sind in Kameralafetten integriert (IBAK, RICO), Präzisionsgeräte (Glötzl) werden in Sickerwasserrohren nicht eingesetzt, da diese spezielle Meßrohre erfordern.

a) Hydrostatische Höhenvermessung



b) Neigungsmessung

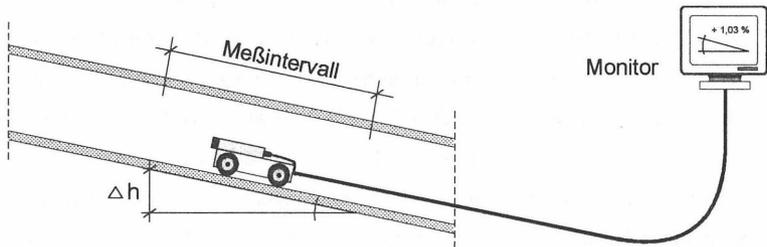


Abb. 1: Meßprinzipien

### 3 Vergleichsmessungen

#### 3.1 Veranlassung

Mit der Kameraneigungsmessung steht im Vergleich zu der langjährig erfolgreich eingesetzten hydrostatischen Höhenvermessung seit kurzem ein billiges Höhenmeßverfahren zur Verfügung. Die Kostenersparnis ergibt sich aus verringerten Personalkosten (Techniker oder Hilfskraft statt Dipl.-Ing.) und Synergieeffekten („Leerfahrt“ der Kamera wird zur Neigungsmessung genutzt). Auswertearbeiten (z.B. Setzungsprofile) werden meist nicht angeboten.

Für den Einsatz der Kameraneigungsmessung im Deponiebereich wurde vorwiegend auf Erfahrungen bei der Kanalrohrvermessung zurückgegriffen, obwohl auf Deponien einige sehr spezifische Einsatzbedingungen vorliegen (lange, meist nur einseitig zugängliche Leitungen, kleine Rohrdurchmesser, z.T. starke Setzungen). Spezielle Tests wurden - wenn überhaupt - nur in geringem Umfang durchgeführt. Auch die besonderen Anforderungen der Verformungsüberwachung, bei der im Ggs. zur Vermessung der Abwasserleitungen nicht die hydraulische Leistungsfähigkeit der Rohrleitungen im Mittelpunkt steht, wurden nicht ausreichend berücksichtigt.

Nachdem mehrfach Meßungenauigkeiten bis in den Meterbereich festgestellt wurden, wurde 1997 auf 5 Deponien ein größeres Vergleichsprogramm durchgeführt, um die Eignung des Verfahrens, Fehlerursachen, sowie Optimierungs- und Korrekturmöglichkeiten zu bestimmen. Das Ziel war es, den sinnvollen Einsatzbereich des Verfahrens festzulegen, um bei der langfristigen, standortspezifischen Gestaltung von Überwachungskonzepten ohne signifikanten Qualitätsverlust ein unter Kosten- Nutzen-Effekten optimiertes Verfahrenskonzept anbieten zu können. Die Vergleichsmessungen wurden von den Deponiebetreibern finanziell gefördert und von den Anwendern der Kameraneigungsmessung unterstützt.

### **3.2 Vorgehen**

Die Vergleichsmessungen sollten unter realistischen Einsatzbedingungen durchgeführt werden, besonders hinsichtlich des Zustandes der Rohre (Setzungen, Rohrkrümmungen, Muffen, Verschmutzung), so daß nur Messungen in betriebenen Sickerwasserleitungen in Frage kamen. Das hatte allerdings zur Folge, daß keine optisch vermessenen Vergleichswerte vorlagen, wie es wünschenswert gewesen wäre. Beim Vergleich der Messungen wurden deshalb die exakteren Meßwerte der hydrostatischen Höhenvermessung als Sollgrößen herangezogen. Diese Meßwerte unterliegen trotz größter Sorgfalt bei der Messung (temperaturkompensierter Druckaufnehmer) und Auswertung (Temperaturkompensation der Wassersäule) unter den vorliegenden Einsatzbedingungen Meßungenauigkeiten von bis zu  $\pm 1,5$  cm.

### 3.3 Ergebnisse

Auf der Deponie Höfer (LK Celle) wurden in 8 Haltungen mit insgesamt 1300 m Länge Vergleichsmessungen durchgeführt. In 2 Leitungen wurden keine Abweichungen festgestellt, in 3 Leitungen differierten die Messungen sehr deutlich mit maximalen Fehlern bis zu 40 cm, in den 3 übrigen Leitungen wurde bereichsweise Übereinstimmung festgestellt, in den abweichenden Bereichen lagen die maximalen Fehler bei  $\pm 10$  cm. Beispielhaft ist in Abb. 2 das Höhenprofil der Haltung 18 dargestellt. Der mittlere Neigungsfehler beträgt bei dieser Messung 0,26 % und liegt damit knapp über den Angaben des Herstellers (0,2 %). In 7 von 8 Haltungen lag die Neigungsmessung zu hoch, lediglich in einer Haltung führte die Neigungsmessung zu zu niedrigen Höhenwerten (max. Fehler: -6,5 cm).

Bei den Messungen auf der VW-Deponie Barnbruch wiesen die Neigungsmessungen noch stärkere Abweichungen auf. Abb. 3 zeigt die Vergleichsmessungen im Schachtbereich der Haltung 5, der Fehler beträgt bereits nach 35 m Meßstrecke etwa 22 cm, das entspricht einem mittleren Neigungsfehler von 0,62 %.

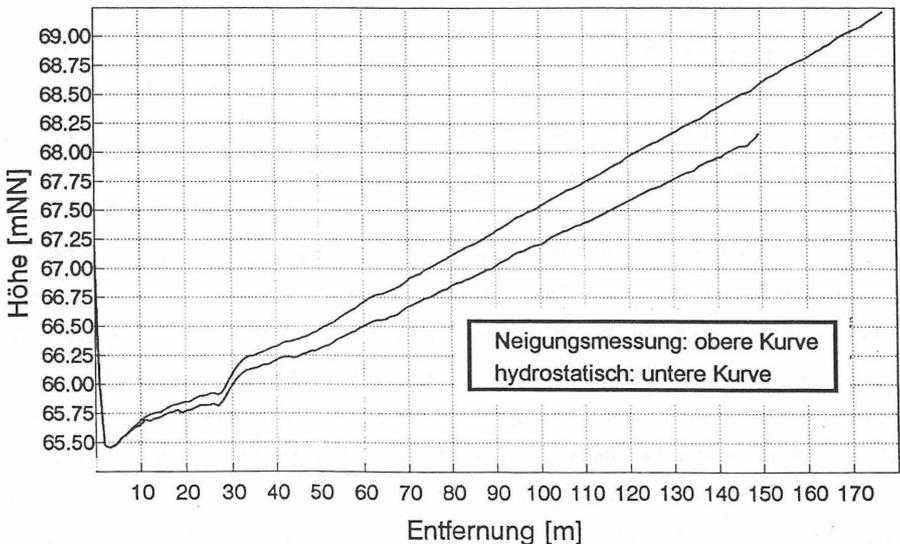


Abb. 2: Vergleich Neigung-Hydrostatik - Sickerwasserrohr (Deponie Höfer)

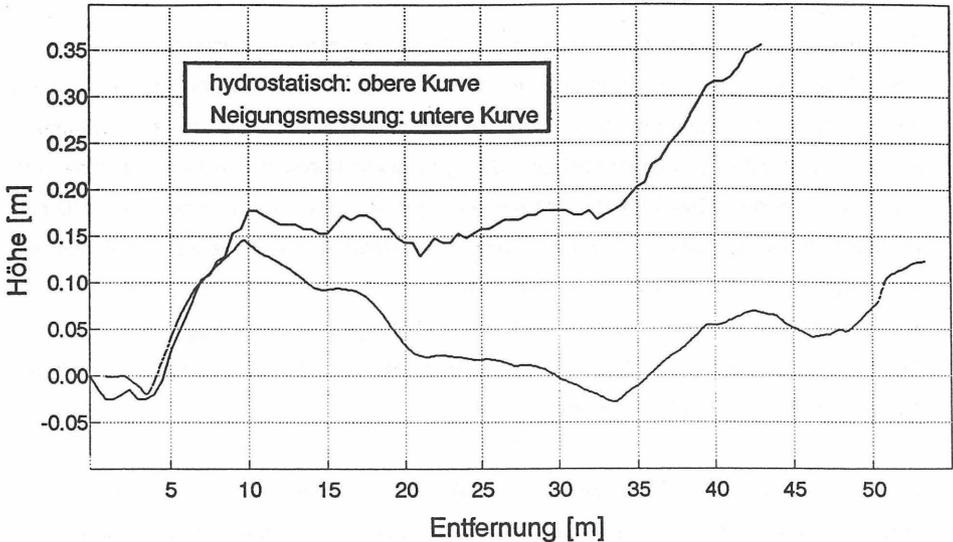


Abb. 3: Vergleich Neigung-Hydrostatik - Sickerwasserrohr Schachtumgebung

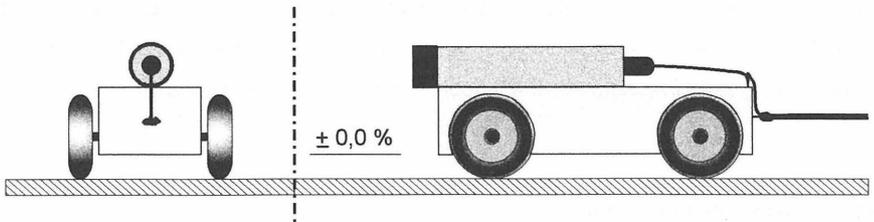
## 4 Fehlerursachen

### 4.1 Prinzipielle Fehler

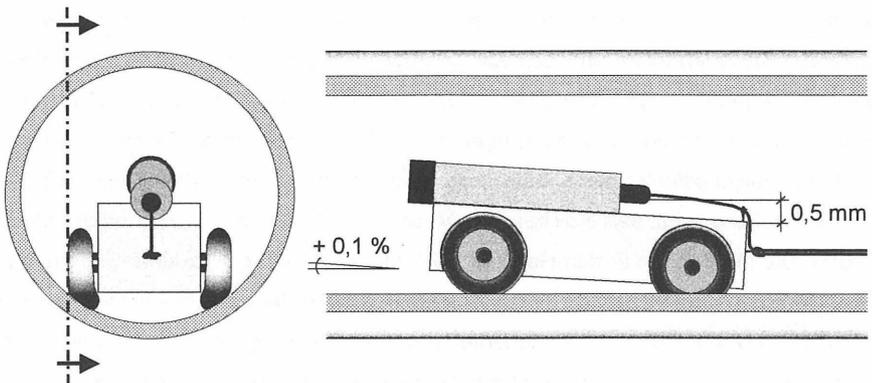
Die maßgebliche Fehlerquelle ist prinzipiell begründet: Da bei der Neigungsmessung jeweils nur der Höhenunterschied zwischen 2 Meßpunkten im Rohr gemessen und zum Gesamthöhenunterschied aufaddiert wird, werden die Meßfehler jedes einzelnen Meßintervalles „mitgeschleppt“ und aufsummiert. Selbst aus kleinsten Meßungenauigkeiten kann sich über große Meßlängen eine erhebliche Fehlerakkumulation ergeben. Eine Meßungenauigkeit von 0,1 % kann auf einer Meßstrecke von 200 m zu einem maximalen Fehler von  $\pm 20$  cm führen. Das polygonzugähnliche Problem der Fehlerakkumulation läßt sich durch Verfahrensoptimierung nicht beseitigen. Ob mit dem Meßverfahren (ohne Korrekturen über weitere Höhenwerte) verwertbare Ergebnisse erzielt werden können, hängt von der Genauigkeit der Einzelmessungen und der Verteilung der Einzelfehler, die sich theoretisch gegenseitig aufheben können, ab. Die Ergebnisse der Vergleichsmessungen ergaben, daß bei 12 von 16 durchgeführten Vergleichsmessungen der aufsummierte Fehler außerhalb eines Bereiches von  $\pm 2$  cm lag. Die Ursachen lagen sowohl im Betrag als auch in der Verteilung der auftretenden Einzelfehler.

## 4.2 Nicht systembedingte Fehler

Nicht systembedingte Fehler entstehen meist infolge von Bedienungsfehlern. Solche Fehler lassen sich nicht generell quantifizieren, da sie in erster Linie vom Personal abhängen. Die Fehleranfälligkeit nimmt jedoch zu, wenn ein Meßgerät wegen seiner Empfindlichkeit einen besonderen Umgang oder eine überdurchschnittliche Sorgfalt erfordert. Wie beschrieben, müssen wegen der Fehlersummation an die Genauigkeit der Einzelmessungen besonders hohe Anforderungen gestellt werden. Um auf 200 m Meßstrecke den Fehler unter 2 cm zu halten, muß die Neigung mit einer Genauigkeit von 0,01 % erfaßt werden. Bei den Vergleichsmessungen wurde festgestellt, daß die Auflösung des Meßsignals dafür theoretisch ausreicht, die Kalibrierung jedoch zum „Nadelöhr“ wird. Selbst eine Kalibriergenauigkeit von 0,1 % ist mit den angewandten technischen Methoden nur schwer zu erreichen.



a) auf Kalibrierplatte



b) im Rohr

Abb. 4: Kalibrierfehler durch unterschiedliche Auflagerung

Derzeit wird die Kalibrierung durchgeführt, indem der Kamerawagen auf eine eben ausgerichtete Kalibrierplatte gestellt wird und das Meßsignal auf 0,00 % eingeregelt wird. Eine Schiefstellung des Kamerawagens oder der Platte von nur 0,5 mm (!) erzeugt bereits einen Kalibrierfehler von 0,1 %. Dabei erweist sich das Fahrzeug als die anfälligere Komponente. Geringste Unrundigkeiten der Reifen (einseitige Abnutzung, punktuelle Verschmutzung) führen auf der ebenen Platte in verschiedenen Radstellungen zu unterschiedlichen Fahrzeugneigungen.

Auch durch die unterschiedliche Auflagerung der Reifen auf der Platte (Profilfläche) und im Rohr (Profilseiten) kann eine Neigungsänderung im Bereich von 0,5 mm leicht hervorgerufen werden (Abb. 4). Selbst bei größter Sorgfalt in Anwesenheit des Meßingenieurs erwies sich die Kalibrierung mit 0,1 % als äußerst schwierig, mit 0,01 % als unlösbar. Es liegt die Vermutung nahe, daß ein großer Teil der gemessenen Fehler eine Folge der Kalibrierabweichungen sind. Theoretisch treten die Kalibrierfehler mit zufälligem Vorzeichen und gleichmäßig über die Meßstrecke verteilt auf.

### **4.3 Systematische Fehler**

Systematische Fehler, d.h. Abweichungen des Meßsignales infolge des Meßvorganges, können durch die Betrachtung der Fehlerverteilung über die Meßstrecke identifiziert werden. Gleichmäßig über die Meßstrecke verteilte, systematische Fehler können dabei nicht von Kalibrierfehlern unterschieden werden. Allerdings deuten Nichtlinearitäten und die überwiegende Ausprägung eines bestimmten Vorzeichens auf andere systematische Fehler hin. Abb. 5 zeigt für 3 Messungen auf der Deponie Höfer die Fehlerverteilung. Die mittleren Neigungsfehler der 3 Messungen betragen zwischen -0,05 % und +0,3 %. Die Fehlerverteilung zeigt, daß sich bei allen Messungen die Linearität während der Messung ändert. Die Messungen in den Haltungen 19 und 22 zeigen bis zu einer Entfernung von etwa 50-70 m zunächst einen nahezu konstanten Höhenfehler (Neigungsfehler etwa 0), im weiteren Verlauf wächst der Höhenfehler an. Für Haltung 19 ergibt sich ab 50 m ein Neigungsfehler von 0,07 %, für Haltung 22 zunächst zwischen 60 und 100 m von -0,1 %, im weiteren Verlauf (100-120 m) von -0,23 %.

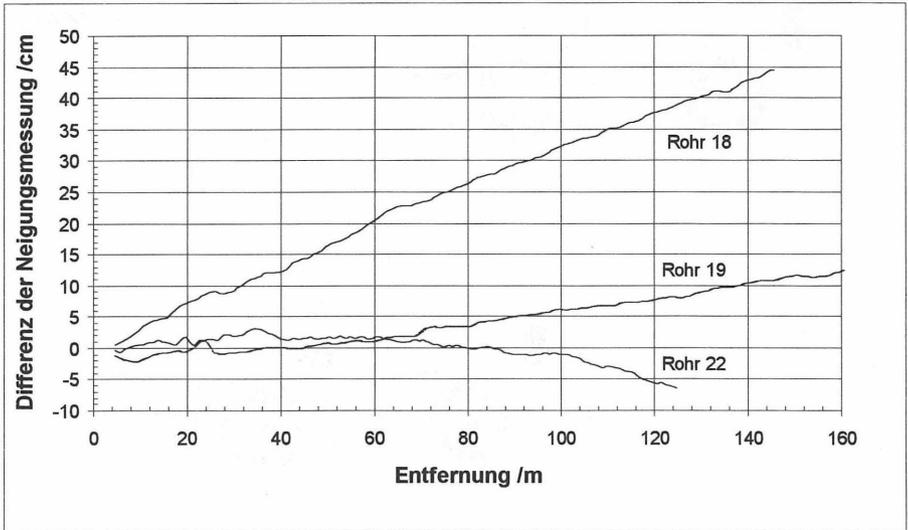


Abb. 5: Fehlerverteilung der Neigungsmessung über die Entfernung

Die Änderung der Linearität kann verschiedene Ursachen haben:

- Veränderung des Raddurchmessers durch Verschmutzung oder Abnutzung der Reifen
- Pressung des Hinterrades während des Herausziehens

Der Vorgang der Neigungsänderung infolge Hinterradpressung ist in Abb. 6 erläutert. Durch die exzentrische Belastung aus Zugkraft und Rollwiderstand entsteht ein Kippmoment, das eine Pressung des Hinterrades und damit eine Neigungsänderung des Fahrwagens hervorruft. Dieser Vorgang ist vermutlich geschwindigkeitsabhängig und hängt daher mit der Vortriebsweite des Fahrzeugs zusammen. Das Vorzeichen muß positiv sein.

Eine bleibende Änderung der Linearität im Verlauf der Messung kann durch Nachkalibrieren geprüft werden. Bei den Messungen in Höfer wurden in der Nachkalibrierung Werte von +0,27 % bis -0,13 % ermittelt. Die bleibenden Änderungen stimmen jedoch nicht mit den tatsächlichen Neigungsfehlern überein, d.h. während der Messung überlagern sich verschiedene Fehlereinflüsse.

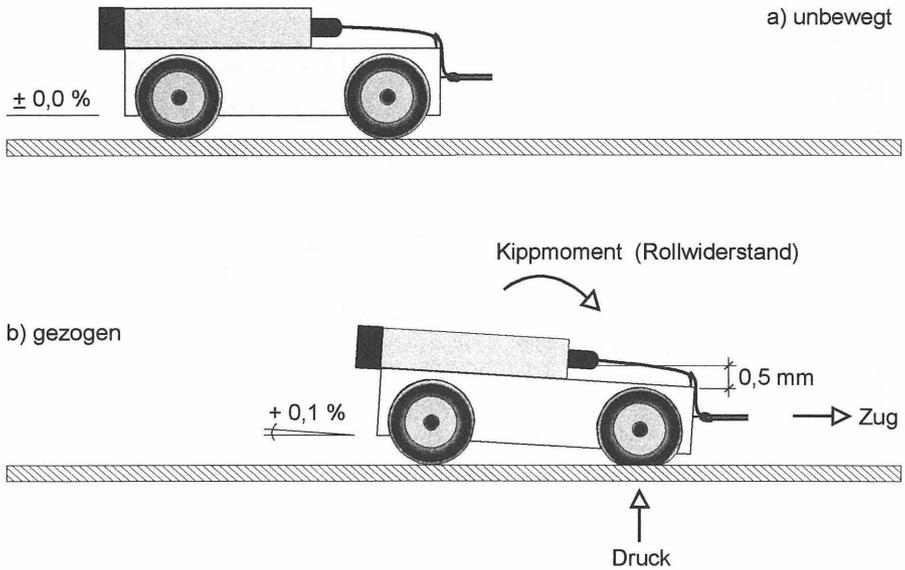


Abb. 6: Linearitätsfehler durch Hinterradpressung

#### 4.4 Zufällige Fehler

Alle dynamisch arbeitenden Höhenmeßgeräte (auch die kontinuierliche Höhenvermessung) reagieren sehr empfindlich auf deutliche und plötzliche Änderungen der Meßgeschwindigkeit. Das betrifft insbesondere Beschleunigungs- und Bremsseffekte an unsauberen Muffenübergängen (Hängenbleiben, Rucken, Losreißen). Abb. 7 zeigt die Vergleichsmessung in einem Steinzeugrohr mit nicht fixierten Steckmuffen (Abstand 12 m). Bei der Kameraneigungsmessung macht sich die Muffe jeweils als Ausschlag bemerkbar, teilweise in Form eines stufenähnlichen Versatzes.

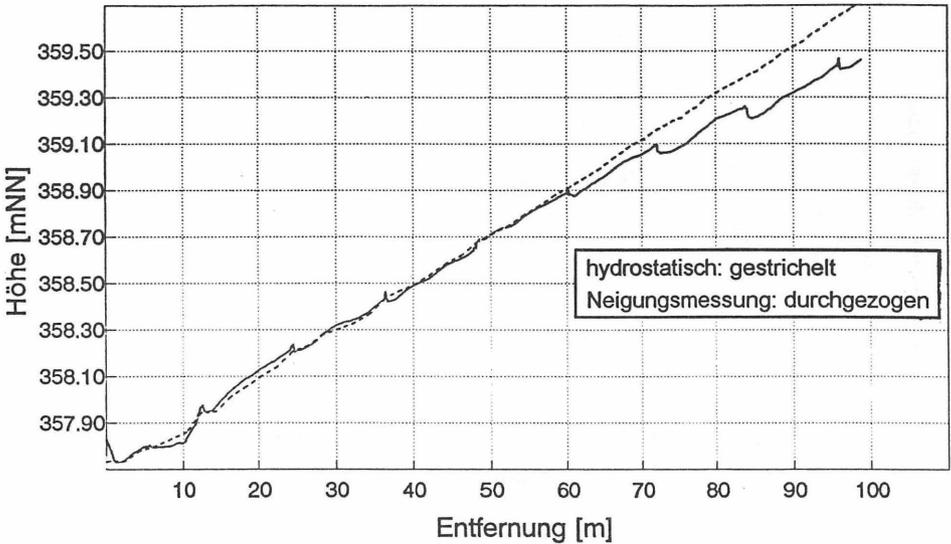


Abb. 7: Vergleich Neigung-Hydrostatik - Einfluß unsauberer Muffen

## 5 Korrekturmöglichkeiten

In den Vergleichsmessungen wurden 3 zentrale Fehlerquellen ermittelt:

- Kalibrierfehler
- Linearitätsänderung während der Messung
- zufällige Einzelfehler

Ist ein Rohr beidseitig zugänglich, kann durch die Verteilung der ermittelten Höhendifferenz der gemessenen und der tatsächlichen Endhöhe das Meßergebnis korrigiert werden. Gleichmäßig verteilte Neigungsfehler (wie Kalibrierfehler) werden durch diese Korrektur beseitigt. Zufällige Einzelfehler können nur in Ausnahmefällen mit Plausibilitätsabwägungen durch Extrapolation bereinigt werden. Ein großes Problem stellen die Linearitätsänderungen während der Messung, d.h. die ungleichmäßig verteilten Höhenfehler, dar. In Abb. 8 wurden die Messungen in den Haltungen 19 und 22 (aus Abb. 5) über die Endhöhe korrigiert, der verteilte Fehler beträgt +12 bzw. -6 cm. Die Abweichungen der korrigierten Kurven gegenüber der hydrostatischen Höhenvermessung betragen infolge der ungleichmäßigen Fehlerverteilung noch immer +5 bzw. -3 cm. Die Fehlerverteilung führt in diesen Fällen nur zu bedingt tauglichen Ergebnissen.

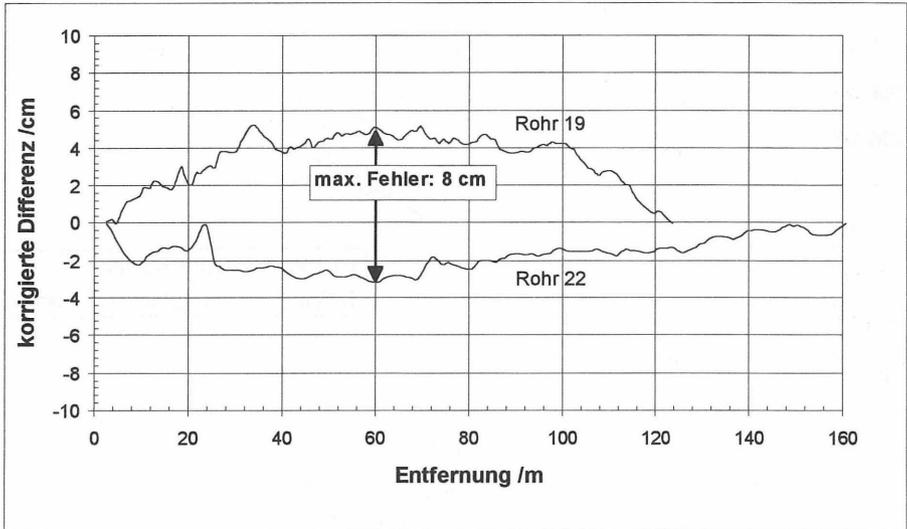


Abb. 8: Restfehler der Neigungsmessung nach Endhöhenabgleich

## 6 Bewertung und Empfehlungen

Die bisher vorliegenden Ergebnisse zeigen deutlich, daß die Implementierung der Neigungsmessung in die Kamerafahrwagen nicht gelungen ist. Vor allem die mangelnde innere Stabilität des Fahrwagens bzw. der Bereifung führen zwangsläufig zu irregulären Ergebnissen. Die wegen der Fehlerakkumulation erforderliche Meßgenauigkeit für einseitige Messungen wird nicht erreicht. Auch die Fehlerkorrekturmöglichkeiten bei vorhandenen Endhöhen sind nur bedingt tauglich. Es bleibt der Eindruck, daß bei der Adaptierung des Verfahrens für Messungen auf Deponien besonders in Hinblick auf Aussagen zum Verformungsverhalten bestimmte Einflüsse von den Geräteherstellern nicht ausreichend untersucht bzw. berücksichtigt wurden. Hier sind die Hersteller zunächst gefordert, entsprechende Untersuchungen und Optimierungen vorzunehmen. Besonders die Ursachen der Linearitätsänderungen müssen ergründet und beseitigt werden und die Kalibriermöglichkeiten verbessert werden.

Bei der Gestaltung von Meßprogrammen für die Verformungsüberwachung der Deponiebasis kann der Einsatz der Kameraneigungsmessung nur entsprechend zurückhaltend empfohlen werden. In nur einseitig zugänglichen Leitungen sollte das Verfahren gar nicht, bei beidseitig zugänglichen Rohren allenfalls im Wechsel mit hydrostatischen Messungen und bei entsprechenden Plausibilitätskontrollen der Meßergebnisse eingesetzt werden. Außerdem zeigt sich, daß die Meßergebnisse häufig interpretationsbedürftig sind und daß bei der Kontrolle und Bewertung der Ergebnisse die Beteiligung eines Ingenieurs derzeit unverzichtbar ist.

### **Literatur**

TA Siedlungsabfall (1993): 3. allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz, BMU  
TA Abfall (1991): 2. allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz

### **Verfasser**

Dr.-Ing. Florian Kölsch  
Dr. Kölsch Geo- und Umwelttechnik  
Gliesmaroder Straße 100  
38106 Braunschweig



# **Prognosen für Setzungen an der Deponiebasis - Forschungsvorhaben zum Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrundes von Haldendeponien**

*gefördert von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt, Osnabrück*

**A. Knoll**

Tiefbauamt der Baubehörde Hamburg

*(vormals Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig)*

## **1 Einleitung**

Deponieabdichtungssysteme müssen „so einfach wie möglich aber so sicher wie nötig geplant und ausgeführt“ werden (LOTTNER (1994), S. 84).

Entscheidend für deren Langzeitfunktionssicherheit und Standsicherheit ist die Vermeidung eines Sickerwasseraufstaus. Ein Sickerwasserdurchtritt durch die Basis infolge größerer hydrostatischer Drücke soll minimiert werden. Die Berechnung der Verformungen des Sickerwasserableitungssystems infolge Setzungen von Untergrund, Planum und Basisabdichtung muß daher in der Betriebsphase für alle Last- und Verfüllungszustände sowie in der Nachsorgephase so sicher sein, daß es an keiner Stelle zu Beeinträchtigungen kommt (vgl. DGGT (1997), S.166).

Trotz Regelungen der TA Siedlungsabfall (BMU (1993)), die ab 01. Juni 2005 in der letzten und schärfsten Stufe Regelungen für die auf Deponien abzulagernden Stoffe trifft, werden nach dem heutigen Wissensstand künftig nicht nur inerte Reststoffe deponiert. Der weitere Betrieb bzw. die Erweiterung bestehender Siedlungsabfalldéponien liegt im Ermessensspielraum der Genehmigungsbehörden (vgl. GÄBNER / SIEDERER (1997). Z. Zt. liegen dafür Ausnahmegenehmigungen einiger norddeutscher Bezirksregierungen vor. Es ist also damit zu rechnen, daß zumindest mittelfristig herkömmliche Déponien betrieben werden und somit entsprechende Probleme an der Basis weiterhin Bedeutung haben.

Setzungsberechnungen sind nach DIN 4019, T. 1 (1979) zwar „in möglichst einfacher Form ohne überflüssigen Arbeitsaufwand und ohne übertriebene Genauigkeit“ aufzustellen. Andererseits werden in DIN v ENV 1997-1 (1994/1996) bereits allgemeine Hinweise zu Einschränkungen der Anwendbarkeit einiger Berechnungsverfahren gegeben.

Bei der Ermittlung der Setzungen an der Basis von Haldendeponien überlagern sich unzählige Effekte, welche bislang nur zum Teil oder im Bereich anderer Problemstellungen untersucht wurden und zu groben Fehleinschätzungen bei der Interpretation von Setzungsberechnungen führen können (SIEVERING (1980)). Fraglich ist nach COLLINS (1994), inwieweit sich gemessene und berechnete Verformungen der Basis in den einzelnen Verfüllungsstadien unterscheiden.

Spätestens mit Vorlage der TA Siedlungsabfall (BMU (1993)) wurde zwar die Notwendigkeit allgemein bekannt, die Funktion der Sickerwasserdränung mit entsprechenden Messungen zu dokumentieren. Tatsächlich werden Verformungsmessungen aber nur in Einzelfällen und hier lediglich baubegleitend durchgeführt. Eine Bewertung im Sinne des EuroCode 7 (Beobachtungsmethode) und die weitere Korrelation zu anderen Daten ist selten.

Durch ein von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt finanziertes Forschungsvorhaben wurde daher zunächst die auf einen Fragenkatalog (RODATZ / KNOLL (1996)) gestützte Datensammlung gefördert. Nach Abschluß aller Recherchen, Analysen und Berechnungen sollen Forschungsergebnisse in der beteiligten Fachwelt nun zur Diskussion gestellt werden. Vom Verfasser wurde daher im Rahmen des Deponietechnik-Symposiums ein „workshop“ konzipiert und organisiert, indem mit einem Themenblock „Verformungen an der Deponiebasis“ zunächst Meßsysteme als auch Meßergebnisse sowie später die eigenen Forschungsergebnisse auszugsweise vorgestellt und zur Diskussion gestellt werden.

## **2 Problemstellung und Zielsetzung**

Auch für ein Deponiebauwerk ist die von SIEVERING (1980) formulierte Zielsetzung gültig, die absolute Größe von Setzungen bzw. deren zeitlichen Verlauf zu ermitteln. Hier interessiert die mit Verformungen verbundene Beeinflussung der Gebrauchstauglichkeit der Abdichtungssysteme. Für die Bewahrung des Schutzgutes Umwelt ist die Verträglichkeit der Verformungen mit dem Bauwerk und seinen Bauteilen wesentliches Problem.

Über die Grenzen der Gebrauchstauglichkeit einzelner Systemelemente und zu den Grenzzuständen sowie deren Tragfähigkeit wurde in der Vergangenheit bereits ausführlich berichtet (vgl. AUGUST / MÜLLER (1996)). Mit den zur Verfügung stehenden Berechnungsmethoden ist insbesondere die Ermittlung der tatsächlich in den Betriebs- und Nachsorgephasen eintretenden Setzungen und Gefälleverhältnisse als Grundgröße weiterer Überlegungen fraglich.

Prognosen für die Verformungen an der Deponiebasis beruhen heute regelmäßig noch auf vagen Berechnungsannahmen hinsichtlich der Wechselwirkung zwischen Aufschüttung und Untergrund, Schüttgeschwindigkeit, Spannungs-Verformungs-Verhalten des Abfallkörpers (vgl. KÖLSCH (1996), COLLINS (1996), JESSBERGER / KOCKEL (1996), REUTER (1995), Spreizspannungen an der Basis (vgl. DÜLLMANN (1996)), Eingriffen in den lokalen Wasserhaushalt, Temperatureinwirkungen, Sickerwassereinfluß (REUTER (1988) etc.) und den Untergrundeigenschaften selbst (Poissonzahl, Zeit-Setzungs-Verhalten, Verformungen bei kleinen Spannungsinkrementen, Auswirkungen von Kontaminationen etc.). Vergleichsweise einfache, für die Bemessung von Gebäudefundamenten entwickelte und nicht für Deponiebauwerke verifizierte Berechnungsmethoden (z. B. Setzungsermittlungen DIN 4019, T. 1 (1979)) bzw. V DIN 4019, Teil 100)) sind praxisüblich (vgl. auch DGEG (1993), DGGT (1997)) wie BEHRENS / FEISER (1995) zeigen.

Für Deponiebauwerke mit den im Vergleich zu Gebäudefundamenten wesentlich größeren Abmessungen werden diese Berechnungsmethoden angewendet (DGEG (1993), DGGT (1997)), obwohl sie bisher nicht verifiziert werden konnten und i. d. R. keine kontinuierlichen Überprüfungen der Prognosen erfolgen.

Nach allgemeingültigen Modellen ist die Planungs- und Betriebssicherheit für die Deponiebasiskonstruktion bzw. für das Verhalten des Untergrundes und der zu erwartenden Setzungen und Gefälle nicht in ausreichendem Maße gegeben. Dies führt dazu, daß zum Zeitpunkt der Bauwerksplanung das Verhalten des Untergrundes nur konservativ, d. h. mit hohen Sicherheitszuschlägen hinsichtlich des nutzbaren Deponieraumes abgeschätzt werden muß, da Sanierungen der Deponiebasis nur mit sehr hohem Aufwand möglich sind.

Die zielgerichtete Nutzung richtig konzipierter sowie rechtzeitig einsetzender Bauwerksüberwachung ist einerseits zur Vermeidung von Schäden an den Abdichtungssystemen bestehender sowie künftig zu erstellender und zu betreibender Deponiebauwerke erforderlich. Andererseits können durch die Bauwerksüberwachung Sicherheitsreserven erkannt werden und gestützt durch adaptive Modelle Prognosen erstellt werden, um den Deponieraum künftig möglichst optimal zu nutzen.

Ziel war die Entwicklung eines (möglichst einfachen) Berechnungsmodells für Grenz-tiefenermittlung und Verformungsberechnung des Deponieuntergrundes auf der Grundlage einer Datensammlung zu den für Verformungsberechnungen wesentlichen Kennwerten und Randbedingungen.

### 3 Übersicht zur Datenrecherche

Für das Vorhaben wurde gezielt nach Deponiestandorten von Haldendeponien recherchiert, die Datenmaterial fortlaufender Meßkampagnen als zeitliche und räumliche Linienermessung der Basis aufweisen.

Der nach Abstimmung mit dem Niedersächsischen Landesamt für Bodenforschung erarbeitete Fragenkatalog (RODATZ / KNOLL (1996)) wurde als Grundlage für die Datenerhebung herangezogen. Es wurden im wesentlichen allgemeine Daten, geometrische Größen, Untergrundkennwerte, Stoffkennwerte der Abfälle, Ablagerungskataster und Meßwerte von Verformungsmessungen erfaßt.

Für die Verformungsmessungen wurden differenziert Daten bezüglich Ort und Zeitpunkt der Messung (Null-, Folge-, zyklische Messung, räumliche / flächige Messung mit Koordinaten), Art der Messung, Meßsystem, Kalibrierung der Messung usw. abgefragt. Weitere Angaben zu Festigkeitsparametern und zeitliche Einflüsse auf Stoffkennwerte der Abfälle wurden ergänzt bzw. nach einer Literaturrecherche aktualisiert.

Bei der Recherche wurden wegen der spezifischen Standortvoraussetzungen (vgl. Kap. 2) gezielt norddeutsche Deponien unter Berücksichtigung der vollständigen Übersichten des UMWELTBUNDESAMTES (1994/97)) erfaßt.

Die Einzelergebnisse der Datenrecherche haben in nur wenigen Fällen allgemeingültig übertragbare Randbedingungen ergeben. I. d. R. sind spezifische Standortverhältnisse oder in der Historie der Baumaßnahme liegende Eigenarten charakteristisch nur für die jeweilige Deponie. Zyklische oder wiederholte linienhafte Vermessungen an der Basisdränung sind darüber hinaus selten.

Es wurden gezielt Deponien ausgewählt, bei denen die Anzahl unbekannter Randbedingungen zur Datenkorrelation und für Vergleiche minimiert werden konnte. Deponien, die auf ehemaligen Tagebaustandorten errichtet worden sind, kamen nicht zur Auswertung. Weitere Ausschlußkriterien griffen, wenn die Belastung in älteren Verfüllabschnitten bereits in nicht mehr nachvollziehbarer Weise zu einer Konsolidation in neueren Nachbarabschnitten geführt hatte, sowie die Abfallauflast und Bezugshöhen aufgrund fehlender Daten (z. B. fehlende Nullmessungen) nur ungenau feststellbar waren (vgl. Tabelle 1). Es wurden bei den folgenden Deponien exemplarisch in Bezug auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrunds weitergehende Analysen durchgeführt.

- Deponie Diebesstieg, Salzgitter
- Zentraldeponie Hannover
- Deponie Heinde, Erweiterung Hoersten West
- Gewerbeabfalldeponie der Volkswagen AG „Barnbruch“

Standort / Deponie	Ausschlusskriterium / negatives Ergebnis der Vorstudie
Rondeshagen	Grubendeponie: Nur unklare Aussagen über den Stand der Konsolidation nach der Wiederbelastung durch die Polderverfüllung auch wegen des „heterogenen“, teilweise sandigen und mergeligen Untergrunds möglich (vgl. LEHNERS / LHOTZKY ET AL. (1997), S. 422); Stützenlasten aus Dachkonstruktion innerhalb der Polder sowie unterschiedlich (puzzolan) reagierende Sonderabfälle führen zu einer von üblichen Haldendeponien abweichenden Spannungsverteilung im Untergrund
H*	Maximal eine Folgemessung hätte nach mehreren Jahren zur Ergänzung der vorliegenden älteren Daten (aus dem Einbau des Abdichtungssystems) durchgeführt werden können; zeitliche Problematik zur Konsolidation; es konnte nicht angenommen werden, daß die Setzungen in Folgeabschnitten alleine aus der jeweiligen Eigenbelastung hervorgerufen wurden. Verzicht auf Folgemessung.
G*	Meßergebnisse nur für den Abfall aussagekräftig, da Meßrohre hier eingebettet sind
Diverse	nur eine Folgemessung bei vergleichsweise geringer Abfallauflast bis Herbst 1997

\* Standorte nach Absprache mit den Informanten anonymisiert (vgl. auch Forschungsauftrag)

**Tabelle 1: Beispiele zur Negativauswahl nach der Vorstudie**

## 4 Bewertung von Daten bei den eigenen Analysen

Nach ALBER (1991) werden bei den heute im Tiefbau verwendeten Nachweisverfahren „die Rechenwerte unsicher auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt.“ Die Kenntnis dieses Zusammenhangs ist schon bei der Diskussion der Stoffgesetze und Berechnungsmodelle wichtig, weil hier zur Verifikation mehr oder weniger statistisch abgesicherte Versuchsergebnisse eingehen. Der stochastischen Formulierung kommt damit in der vorliegenden Aufgabenstellung eine erheblich größere Bedeutung als den seit einiger Zeit in der Geotechnik greifenden Ansätzen zur Prüfung von Partialsicherheiten zu.

Insbesondere gilt dies bei den für vergleichende Setzungsberechnungen anzusetzenden Auflasten. Die Abfallgewichte der Deponien wurden daher unter Berücksichtigung von deren zeitlicher Veränderung durch Wasserbilanz und Stoffumsatz nach Daten der Deponiebetreiber hergeleitet und anhand von Aufschlüssen verifiziert.

Die i. d. R. stichprobenhafte Prüfung der Baugrundeigenschaften im jeweiligen Untersuchungsprogramm wird häufig (z. B. aus Kostengründen) im Umfang begrenzt. Zur Beschreibung des Untergrunds konnten somit keine Variogramme (räumliche Korrelation ortsabhängiger Variablen auf der Grundlage der Wahrscheinlichkeitstheorie; vgl. KREUTER (1996), S. 10) genutzt werden, da - wie bei Baugrunderkundungen im Depo-

niebau üblich - für die meisten Deponieprojekte die hierzu ausreichende Datendichte in einem homogenen isotropen Zufallsfeld (vgl. NOTTRODT (1988), S. 56) nicht gegeben war. Das Fallbeispiel *Salzgitter Diebesstieg* verdeutlicht diese Problematik anhand der insgesamt (nur) 14 gekernten Bohrungen des 1987 durchgeführten Untersuchungsprogramms, bei denen immerhin die Tiefenlagen des verschwenkenden Kreidetonhorizontes auf einem Areal der Größe ca.  $A = 25 \text{ ha}$  (vgl. LÜNIG / KNOLL / RODATZ (1997)) festzustellen, sowie ungestörte Bodenproben zu erschließen waren. Hier war eher eine deterministische Vorgehensweise, gestützt auf die Erkenntnisse z. B. der geologischen Gesamtsituation (z. B. der im Ton ausgeprägten Rinnenstruktur) sinnvoll.

Bei den zu untersuchenden Messungen wurde außerhalb systematischer Abweichungen mit Vertrauensgrenzen für normalverteilte (bzw. für das Intervall selbst: Vertrauensbereich für den Erwartungswert) gerechnet. Die Prüfung auf Normalverteilung erfolgte über den Variationskoeffizienten  $v$  mit  $v_{zul} \leq 33 \%$  nach RUPPERT (1980), S. 71).

Bei unbekannter Standardabweichung  $\sigma$  (wenn nur die empirische Standardabweichung  $s$  bekannt ist) wurden die Vertrauensgrenzen nach DIN 1319 T3 (1983) bestimmt. Das Vertrauensniveau wurde für die bodenmechanischen Aspekte i. d. R. mit  $1 - \alpha = 95 \%$  festgelegt. Für die vermessungstechnisch orientierten Daten wurde mit dem einfachen Wert der Standardabweichung  $1 - \alpha = 68,26 \%$  gerechnet.

Die o. g. Betrachtungen zu den Meßunsicherheiten konnten nicht auf Inklinometermeßdaten übertragen werden, da diese nicht unabhängig voneinander gewonnen wurden bzw. hierfür keine Normalverteilung vorliegt.

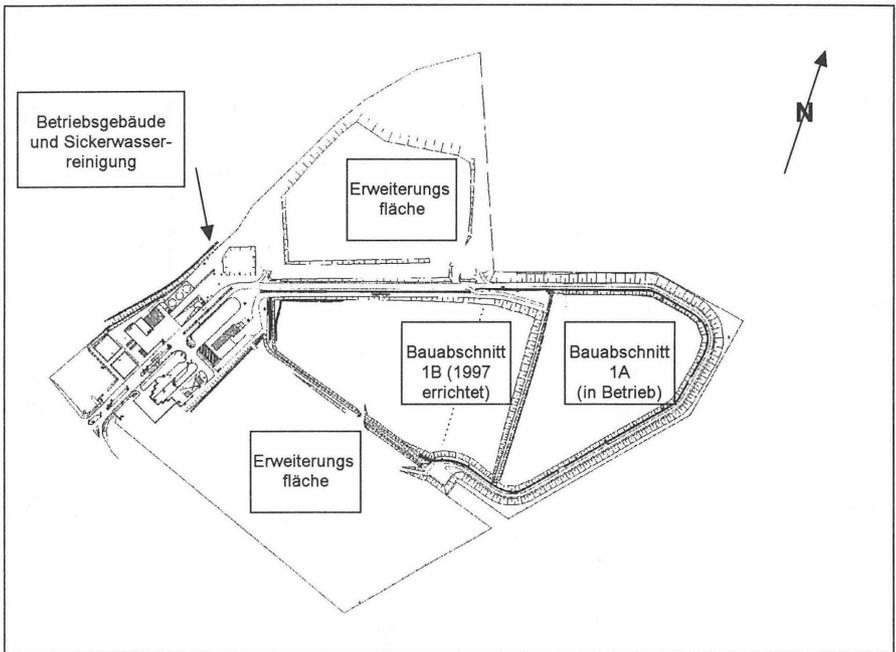
Spezielle Probleme zeigten sich bei den hier auszuwertenden Meßkampagnen, da Messungen verschiedener Institutionen und Verfahren zu überlagern und zu vergleichen waren:

- Bestands- oder Grundmessung (mit optischem Verfahren)
- Verformungsmessung (mit hydrostatischem oder Inklinometerverfahren)
- Anbindung der Verformungsmessungen (optisches Verfahren)

## 5 Projekt- und Baugrundbeschreibung ausgesuchter Deponien

### 5.1 Deponie Diebesstieg, Salzgitter

Die Abfallentsorgungsanlage *Diebesstieg* der Stadt Salzgitter wird von dem Entsorgungszentrum Salzgitter GmbH (EZS) betrieben. Ein Überblick über die Bauabschnitte wird in der folgenden Lageskizze (Abb. 1) gegeben.



**Abbildung 1:** Lageskizze Deponie Diebesstieg mit den Bauabschnitten (LÜNIG (1997))

„Die Gesamtgröße der Anlage beträgt 39 ha. Zur Einlagerung von Hausmüll und hausmüllähnlichem Gewerbeabfall steht eine Fläche von 25 ha zur Verfügung. Die restliche Fläche wird für den Betriebsbereich (8,5 ha) und für Straßen und Böschungen verwendet.

Der Bau der Deponie wurde im Jahre 1992 begonnen. Das Basisabdichtungssystem des ersten Bauabschnitts 1A wurde auf der in Teilen vorhandenen geologischen Barriere mit dem vorgesehenen Regelaufbau nach dem RdErl. d. MU (Anm.: NIEDERSÄCHSISCHES UMWELTMINISTERIUM) (1988) errichtet“ (aus: LÜNIG / KNOLL / RODATZ (1997)).



Das Abdichtungssystem hat einschließlich der künstlichen geologischen Barriere am Deponierand noch eine Mächtigkeit ca.  $d = 2,75$  m, zur Mitte hin zunehmend. Die Deponie weist damit einen vergleichsweise hohen Anteil aufgefüllter Böden im Untergrund auf.

*„Am 6. Juni 1994 konnte der erste Teilabschnitt 1A\* des Bauabschnitts 1A mit Hausmüll beschickt werden. ... Ab September 1994 konnte die Einlagerung von hausmüll-ähnlichen Gewerbeabfällen beginnen.“*

*Der gesamte Abschnitt 1A mit einer Grundfläche von 4,5 ha und einem Volumen von 400.000 m<sup>3</sup> stand im November 1994 für die Einlagerung zur Verfügung.“* (aus: LÜNIG / KNOLL / RODATZ (1997). 1997 wurde der südwestlich angrenzende Bauabschnitt 1B errichtet, mit dem eine neue Einlagerungsfläche von 2,5 ha und einem Volumen von 425.000 m<sup>3</sup> zur Verfügung steht.

Die Baumaßnahme für das Abdichtungssystem der Basis im Abschnitt 1A wurde vom INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK der TU Braunschweig als Fremdprüfer betreut (KNOLL / HORST (1994)). Es steht umfangreiches Datenmaterial über die bodenmechanischen Eigenschaften verwendeter Baumaterialien zur Verfügung.

## 5.2 Zentraldeponie Hannover

STEINKAMP (1994) führt aus: *„Die Zentraldeponie Hannover wird im Nordosten der Stadt auf einer Fläche von ca. 140 ha (Anm.: vom Amt für Abfallwirtschaft und Stadtreinigung) als Haldendeponie für Siedlungsabfälle betrieben“* (s. Abbildung 3.). ... ..

*„Seit 1980 werden die Abfälle im Ost- und Südbereich deponiert. Hier entsteht auf ca. 50 ha Grundfläche ein Deponiekörper mit zwei Gipfeln. Die Böschungsneigungen betragen 1:2,5 bis 1:4,0. Dieser Deponiebereich wurde abschnittsweise mit einer Basisabdichtung einschließlich Entwässerungssystem ausgebaut. Der letzte Bauabschnitt (BA 5) im Südbereich ist Anfang 1993 fertiggestellt worden. In diesem Abschnitt wird z. Zt. deponiert. ... .. Bis 1983 wurde der östliche Deponiekörper auf ca. 10 ha Grundfläche mit ca. 2,0 Mio. m<sup>3</sup> Abfällen vollständig verfüllt. Seitdem werden die Abfälle in den südlichen Deponiekörper auf ca. 40 ha Grundfläche eingebaut. ... ..“*

Nach DETTMER / HAMEL (1996) stehen unter der Deponiefläche im Mittel 15 m mächtige (pleistozäne) Sand-Kiesschichten, gemäß STEINKAMP (1994) mit hoher Lagerungsdichte und guten Tragfähigkeitseigenschaften an. *„Darauf liegen ca. 0,5 - 3,0 m Torfschichten“* (holozäne Moorbildungen, die für den Einbau der Basisabdichtung abgetragen wurden). Der Grundwasserstand wurde 1,0 - 2,0 m unter Geländeoberkante festgestellt.“

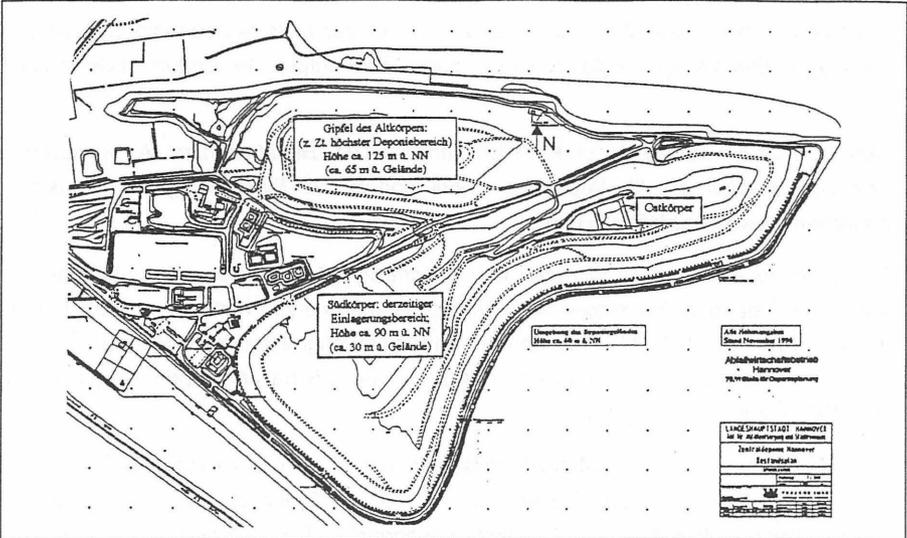
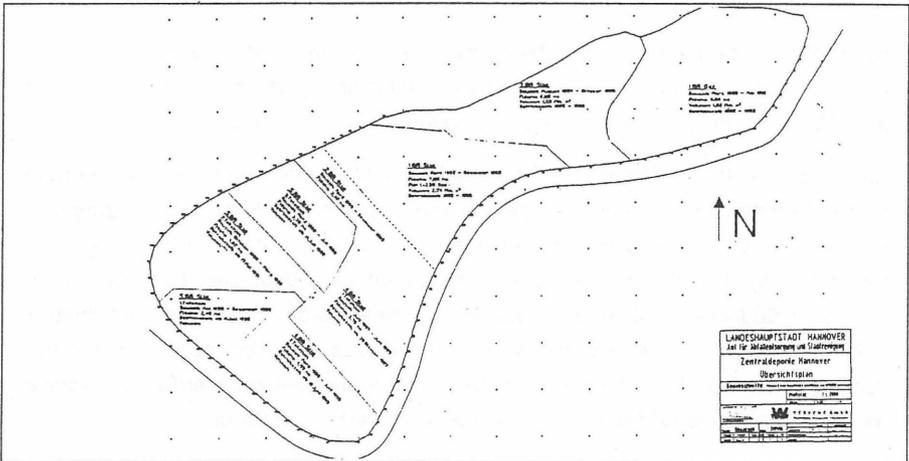


Abbildung 3: Übersichtsskizze Zentraldeponie Hannover (STEINKAMP / NEGELMANN (1996))



sungsames sowie neuere Bohrungen (64 Stück, davon 8 Tiefbohrungen über 100 m Tiefe) stützen. Der Untergrund ist danach durch eine von ca. Südwesten bis Nordosten sich erstreckende subglaziale Rinnenstruktur des zwischen 8 m und ca. 70 m unter GOK abtauchenden halbfesten bis festen Tonsteines der Unterkreide mit mehreren hundert Metern Mächtigkeit geprägt. Diese tiefe Rinne ist im unteren Bereich maximal 20 m mit wasserführenden Sanden und Kiesen gefüllt und wird durch 5 bis 25 m mächtige Beckenschluffe und Geschiebemergel abgedeckt. Der Geschiebemergel keilt zu den steilen Rinnenflanken aus.

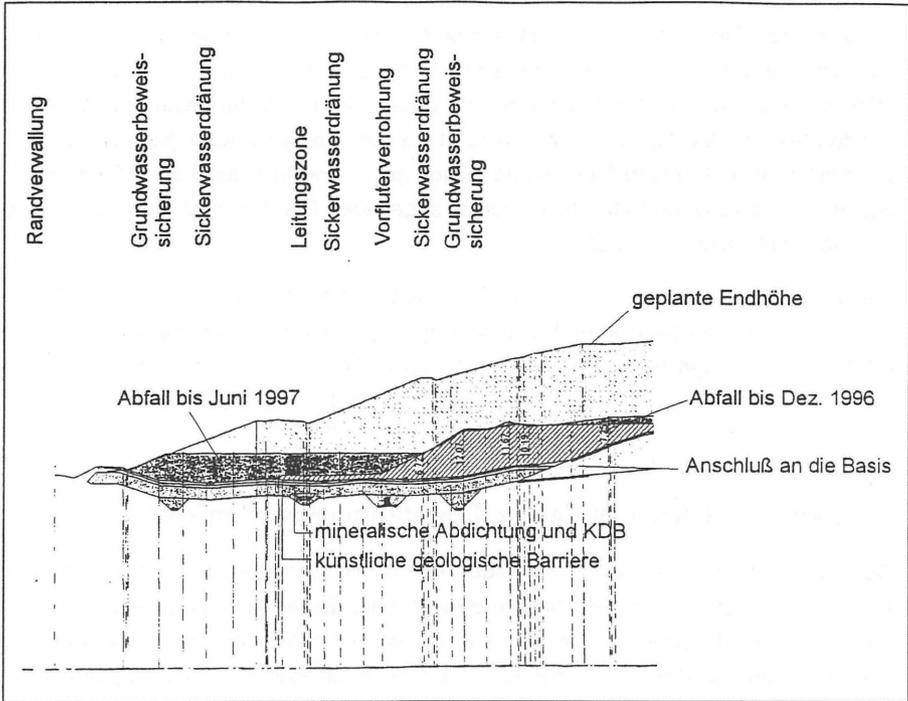
Für die Geländeprofilierung „... wurde Sand, Kies, Gestein sowie reiner Stein, Beton- und Ziegelschutt als wasserdurchlässiger, tragfähiger Unterbau der Basisabdichtung in 60 cm dicken Lagen verdichtet eingebaut.“ (STEINKAMP (1994)). Darüber wurde eine  $d = 1,0$  m mächtige mineralische Abdichtung (keine KDB) eingebaut.

### **5.3 Deponie Hildesheim Heinde, Erweiterung Hoersten-West**

Der Zweckverband Abfallwirtschaft Hildesheim (ZAH), vertreten durch den Landkreis Hildesheim erweiterte 1995/96 mit dem Bauabschnitt „Erweiterung Hoersten-West“ seine seit ca. 20 Jahren betriebene Deponie „Heinde“ nach Westen, angrenzend an den seit 1989 verfüllten Abschnitt „Hoersten“, um eine in der Fläche  $A = 2,2$  ha große Ablagerungsfläche für Siedlungsabfälle (Erweiterung Hoersten-West).

Das neue Deponiegelände befindet sich im Bereich der ehemaligen, rückgebauten Teichkläranlage. Der Untergrund besteht hier nach dem Baugrundgutachten (PROJEKTUNTERLAGEN) aus Tonstein (Dogger), der im oberen Bereich verwittert und von steifer bis halbfester Konsistenz ist. Nach Nordwesten fällt die Kreidebasis ein. Sie wird hier von quartärem Löß überlagert. Das Grundwasser (Oberkante bei ca. NN + 125 m bis ca. NN + 126 m im Norden des Ablagerungsbereiches, nach Süden hin abfallend) mußte bauzeitlich erheblich abgesenkt werden.

Eine von Norden einlaufende Vorflut-Trasse kreuzt in einem Tunnelquerschnitt unterirdisch das Deponiefeld. Weitere Leitungen aus den angrenzenden älteren Ablagerungsbereichen verlaufen ebenfalls innerhalb der künstlichen geologischen Barriere, die in diesem Bereich nach oberhalb und unterhalb überall eine Mindestdicke von  $d = 2$  m aufweist. Das Basisabdichtungssystem ist daher in den Querschnitten teils stark zerklüftet (vgl. Abbildung 5). Es hat im Bereich der Leitungszone eine maximale Mächtigkeit (Unterkante künstliche geologische Barriere bis Oberkante mineralische Abdichtung) von ca.  $d = 5$  m.



**Abbildung 5:** Querschnitt West - Ost mittig in der Erweiterungsfläche durch das Abdichtungssystem Hoersten-West mit Belastungsstand 04/1997

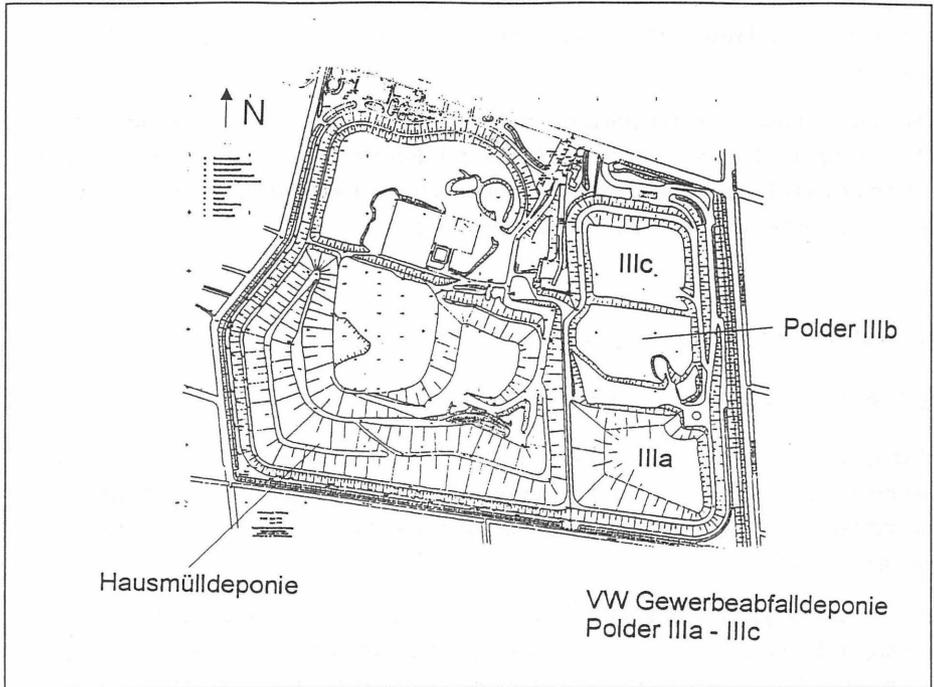
Die Baumaßnahme der Erweiterung wurde für das Abdichtungssystem an der Basis (Deponieklasse II nach TA Siedlungsabfall) vom INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK der TU Braunschweig als Fremdprüfer betreut (KNOLL / BACHMANN (1996)). Es steht umfangreiches eigenes Datenmaterial über die bodenmechanischen Eigenschaften eingebauter Bodenmaterialien zur Verfügung.

#### 5.4 Gewerbeabfalldeponie der Volkswagen AG „Barnbruch“

Die Haldendeponie der Volkswagen AG Barnbruch besteht aus 3 getrennten Ab-lage-abschnitten für Gewerbeabfall (Polder III A bis III C, s. Abb. 6). Die Deponie grenzt mit der Westseite unmittelbar an das Betriebsgelände der städtischen Deponie „Zentrale Abfallbeseitigungsanlage der Stadt Wolfsburg“.

Der südliche Polder III A (Abbildung 6) wurde seit 1984 befüllt und 1994 mit einer Oberflächenabdichtung versehen. Der angrenzende Polder III B mit einer Kapazität von

$V = 350.000 \text{ m}^3$  auf einer Grundfläche von  $A = 3,8 \text{ ha}$  wird seit Mitte 1993 von Süden nach Norden beschickt. Der weitere Polder III C ist als Erweiterungsfläche vorgesehen.



**Abbildung 6: Skizze im Grundriß der Gewerbeabfalldeponie VW AG „Barnbruch“**

Bei dem Bau der Deponie wurden zur Modellierung der Aufstandsfläche und zur Erhöhung des Urgelände zwischen ca.  $d = 1 \text{ m}$  und ca.  $d = 1,5 \text{ m}$  mächtig Sande eingespült. Es wurde eine Dränung innerhalb der Sande zur weiteren Konsolidation eingebaut.

Das Abdichtungssystem der Basis wurde bereits in den 80er Jahren für die Polder III B und III C erstellt. Gemäß Planfeststellungsbeschuß war vor der Inbetriebnahme für III B eine höherwertige Abdichtung in III B einzubauen. Es wurde 1992/93 eine Kombinationsabdichtung (mit KDB 2,5 mm, 50 cm Tonabdichtung 2-lagig mit Schutzschicht und Dränung nach den Anforderungen aus NIEDERSÄCHSISCHES UMWELTMINISTERIUM (1988) hergestellt.

Der Untergrund im Bereich des Aller-Urstromtales besteht im Bereich der Deponie aus bis in eine Tiefe ca.  $t = 30 \text{ m}$  bis  $40 \text{ m}$  aus alluvialen und diluvialen Ablagerungen. Die humosen Mittel- und Feinsande der obersten Schichten sind teilweise als torfig anzusprechen. Darunter folgen diluviale Tal- und Schmelzwasserablagerungen mit Korngrö-

ßen von tonigem Schluff bis Kies, stark in Ausdehnung und Mächtigkeit wechselnd. Das Liegende bilden Tone und Tonschiefer der Jura-Formation. Konsistenzen und Lagerungsdichten der Böden werden im Baugrundgutachten indirekt über Steifemoduln beschrieben. Grundwasser steht oberflächennah mit einem Flurabstand  $d = 0,2 \text{ m}$  bis  $0,4 \text{ m}$  an.

Die Baumaßnahme für das Basisabdichtungssystem Polder III B wurde einschließlich Herstellung des Planum unabhängig überwacht. Für die eigenen Überlegungen stand umfangreiches Datenmaterial über die bodenmechanischen Eigenschaften eingebauter Bodenmaterialien der Fremdprüfung zur Verfügung.

## **6 Verformungsmessungen an der Deponiebasis**

### **6.1 Anlaß der Verformungsmessungen**

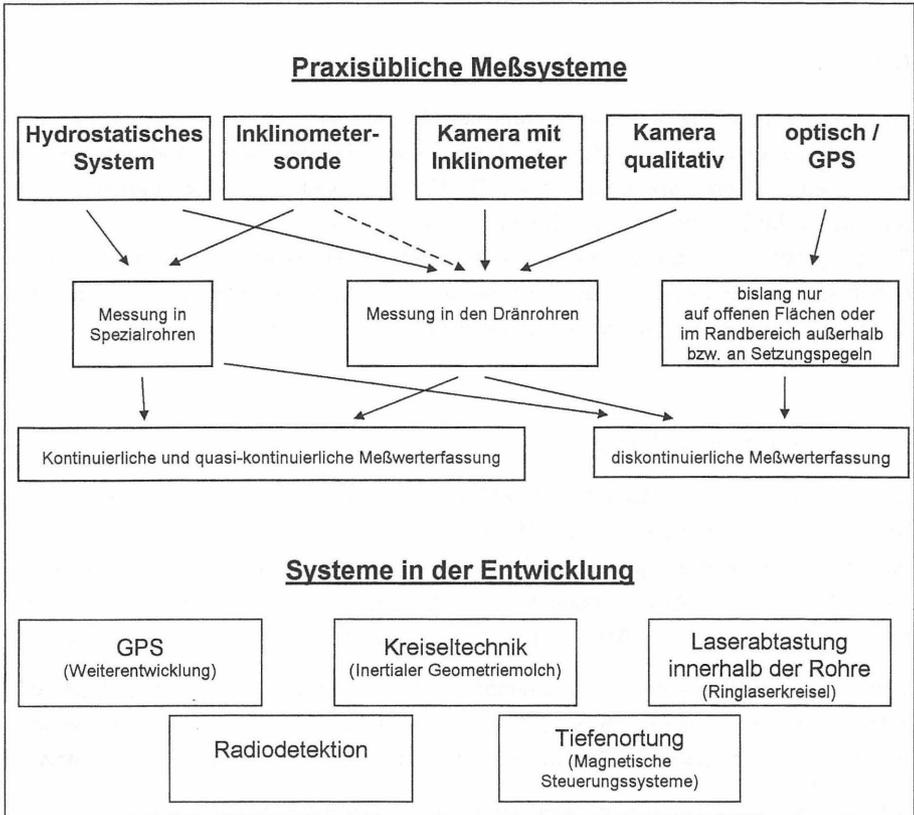
Wie später noch genauer gezeigt wird, kommt den Verformungsmessungen an der Basis besondere Bedeutung zu, da vorausgehende Berechnungen i. d. R. auf stark vereinfachten Annahmen beruhen und Lastbilder sowie Untergrundverhalten nur grob geschätzt wurden.

Die TA Siedlungsabfall (BMU (1993)) fordert daher auch die Kontrolle der berechneten Untergrund- und Basisverformungen, was insbesondere bei Standorten mit stark zusammendrückbaren Böden im Untergrund oder setzungsempfindlichen Abdichtungssystemen unumgänglich ist.

Mit Bezug auf TA ABFALL (Anhang G (BMU (1991))) sowie ATV (1993) sind jährliche Vermessungen notwendig.

### **6.2 Verfahrensüberblick: Kurzbeschreibung verwendeter Meßsysteme**

Derzeit für die Messungen an Dränleitungen eingesetzte Verfahren beruhen auf der direkten Messung der hydrostatischen Druckdifferenz zwischen mehreren Punkten, der indirekten Messung der Neigungen (Inklinometer) oder optischen Methoden. In der Abbildung 7 wird ein Überblick über hierzu einsetzbare Meßsysteme gegeben.



**Abbildung 7: Übersicht zu Meßsystemen für die Höhenvermessung der Deponie-Basisdränung**

Bei den hydrostatischen Meßsystemen werden offene (mit Anbindung an den Umgebungsluftdruck) und geschlossene Systeme als Ein- und Mehrschlauchsysteme verwendet. Prinzipien der hydrostatischen Systeme beschreibt GERTLOFF (1994).

Kamera-Inklinometer sind entweder im Kamerawagen untergebracht oder werden bei den Meßkampagnen hinter der Kamera hergezogen. Die grundsätzliche Funktionsweise von Inklinometern wird z. B. in VITTINGHOFF (1996) dargelegt.

Weitere Erläuterungen zu den verschiedenen Verfahren geben auch LEHNERS / LHOTZKY / FRANK / ERNST (1997) sowie EGLOFFSTEIN ET AL. (1996) und EDENBERGER / GATYS (1996).

Einen Einblick in künftige Entwicklungen vermitteln EDENBERGER / BURKHARDT (1996).

## 6.3 Meßtechnische Genauigkeit von Meßsystemen und Messungen

### 6.3.1 Anspruch

Während man noch 1994 in der Fachwelt der Meinung war, daß wegen der Größenordnung der zu ermittelnden Verformungen *eine relativ geringe Genauigkeitsanforderung für die Meßverfahren gilt* (DGGT (1994), E2-16), muß heute nach dem Vergleich verschiedener Meßkampagnen auf Deponien (HEINEMANN (1996), PICKAVÉ 1996)) der Schluß gezogen werden, daß gerade Messungen an der Basis einen vergleichsweise hohen Genauigkeitsanspruch besitzen, da sonst tendenzielle Entwicklungen - der eigentliche Zweck der Messungen - erst gar nicht erkannt werden können.

### 6.3.2 Zufällige Abweichungen

Zur Feststellung der Genauigkeit von Meßreihen müssen für die Meßsysteme zufällige Abweichungen angegeben werden. Verlässliche Meßreihen unter Wiederholbedingungen sind für die hier ausgewerteten Kamera-Inklinometer und hydrostatischen Meßsysteme nicht bekannt. Allgemeingültige Aussagen sind insoweit schwierig zu treffen, da für jedes Projekt andere Meßbedingungen und Meßbereiche zu Grunde zu legen sind.

Verschiedene systematische Abweichungen werden in Unkenntnis ihrer Ursachen den zufälligen Fehlern zugeordnet. KÖLSCH hat daher Ende 1997 Vergleichsuntersuchungen an Referenzstrecken bei Deponien durchgeführt. Die Veröffentlichung ist geplant.

Mit der optischen Vermessung sind unter den Einsatzbedingungen, die für die Bestandsmessung bzw. die Anschlußvermessung gelten, Meßgenauigkeiten von 1-3 mm (Nivellement) bzw. 5-20 mm (Tachymetrie) erreichbar (LEHNERS / LHOTZKY ET AL. (1997), S. 418).

Bei den hier zu Grunde gelegten geodätischen Meßergebnissen ist darüberhinaus von Fehlern auszugehen, die offenbar völlig zufällig in Größe und Streuung sind. Bei einzelnen Deponien wurden Fehler in Anschlußhöhen von bis zu  $\Delta h = 0,50$  m (!) festgestellt, die aus Vertauschungen von Schachtnummern, Zahlendrehern oder Ablesefehlern resultierten. Da diese Kenndaten als Zuordnungsparameter für die Lage von Verschiebungskurven gelten müssen, war der weiteren sorgfältigen Datenprüfung und -analyse grundsätzliche Bedeutung beizumessen. Entsprechende Angaben wurden daher stets auf Plausibilität untersucht.

### 6.3.3 Systematische Abweichungen

Bei den weiteren Analysen sind neben optischen Vermessungen lediglich Inklinometereinrichtungen (in Kopplung mit einer Kanalkamera) und Schlauchwaagensysteme relevant, da nur entsprechende Messungen bei Deponien ausgewertet wurden. Die hier wichtigen Ursachen systemimmanenter Abweichungen der Verfahren werden im folgenden beschrieben.

- Optische Höhenvermessung:

Die Festpunkte für die Anschlußhöhen weiterer Vermessungskampagnen liegen teils im Bereich von sogen. Mitnahmesetzungen. Bei der weiteren Auswertung wurde daher jeweils geprüft, ob der Vermesser die Einzelpunkte für die Kampagnen neu vermessen hatte. Bei geodätischen Bestandsmessungen war zudem zu untersuchen, ob die angegebenen Höhen und Gefälle an den jeweiligen Orten gemessen oder durch Interpolation rechnerisch hergeleitet worden waren. Z. T. war nur die flächige Kiesdränung in der Nachbarschaft vermessen worden, nicht jedoch die Oberkante der Dränleitung. In anderen Fällen lag die Bestandsvermessung nur für Anfangs- und Endpunkte der Dränung vor; Zwischenpunkte waren nicht existent.

- Kanalkamera mit Inklinometer:

Es ist zwischen den Fehlern aus der Inklinometermeßeinrichtung und jenen infolge Vortrieb durch die Rohrkamera im Dränrohr zu unterscheiden (vgl. Tabelle 2).

Mittlerweile wird mit Meßintervallen zwischen  $a = 1$  bis 4 cm gemessen. Anfahr- und Beschleunigungsphasen beeinflussen nach EDENBERGER / GATYS (1996) die Meßergebnisse nicht. Vor- und Rückmessung sind eine Hilfe zur Kompensation von Meßfehlern. Die Genauigkeit moderner Systeme, die eine sogenannte *automatische Fehlerkorrektur mit Plausibilitätskontrolle* besitzen, wird von EDENBERGER / GATYS (1996) als erreichbare Auflösung von 0,1 mm auf einer Länge von 1 m angegeben, wenn Anfangs- und Endhöhe bekannt sind. Diese Genauigkeiten berücksichtigen bereits die bei realen Deponieleitungen in situ auftretenden Probleme pro m Meßlänge. Über die erreichbare Auflösung bei lediglich bekannter Anfangshöhe werden z. Zt. keine Angaben gemacht.

1 Möglicher Fehler infolge der Dränrohre	2 Möglicher Fehler durch Inklinometer	3 Möglicher Fehler durch Kanalkamera
Höhenversatz an Muffe	Empfindlichkeit der Auslese- mimik zu grob; Neigung wird nicht erkannt *	Unrundes Rad oder Achse bei der Kanalkamera
Höhenversatz durch Inkrustation	Eichkurve bei dem Inklinometer im Grenz- oder Nullbereich ungenau	Radabrieb ändert sich im Ver- lauf der Messung
Kamerawagen fährt ggf. nicht ideale Sohllinie / keine Füh- rungsnut wie bei Großinklino- metern (Verschiebung und Verdrehung!)	Inklinometer reagiert auf Er- schütterungen infolge der Dy- namik bei den Messungen	Einfedern an der Radachse durch Zugseil

\* Empfindlichkeit von Meßwertaufnehmer, Meßverstärker sowie Ablesegenauigkeit der Datenbox

**Tabelle 2: Beispiele für mögliche Fehlerursachen bei Inklinometermessungen an der Deponiebasis mit der Kanalkamera**

Die Einzelfehler nach Tabelle 2 werden in der Praxis bei den Auswertungen nicht getrennt, sondern über eine Gesamt-Fehlerrechnung berücksichtigt. Der mittlere Fehler wird nach dem Stand der Technik über einen Summanden gleichmäßig auf alle Meßwerte verteilt, wenn Anfangs- und Endwert in der Höhe bekannt sind. Dabei wird folgendes unterstellt:

- *Es existiert keine Abhängigkeit des Fehlers von der Größe der Neigung (vgl. Spalte 2, Tabelle 2);*
- *der Fehler der Spalte 2 ist kleiner als jene aus Spalte 1 und 3;*
- *die Fehler nach Spalte 1 und 3 der Tabelle 2 sind zahlenmäßig nicht greifbar sowie zufällig verteilt;*
- *ein Gesamtfehler tritt gleichmäßig auf.*

Sobald jedoch nur die Anfangshöhe eingegeben werden kann - was bei der Basisdränung häufig der Fall ist - muß der Gesamtfehler unbekannt bleiben. Neigungsmeßfehler „schaukeln“ sich damit bis zum Ende der Meßstrecke auf. Ein Neigungsfehler von  $\Delta i = 0,2 \%$  entsteht bei einem durchschnittlichen Höhenfehler von  $\Delta h = 2 \text{ mm}$  je Meter Meßstrecke (entspricht beispielsweise bei einer Achs- oder Radungenauigkeit im Durchmesser von im Mittel ca.  $\Delta D = 0,7 \text{ mm}$ ). Bei einer Meßstrecke von  $L = 100 \text{ m}$  kön-

nen nach eigenen Auswertungen bei ungünstiger Aneinanderreihung weitaus größere Gesamtfehler in der Höhe als  $\Delta h_{\text{gesamt}} = 20 \text{ cm}$  entstehen.

Die gemessene Wegstrecke sowie die zugeordnete Neigung ist von den o. g. Randbedingungen ebenso abhängig, insbesondere wenn die Wegstrecke nicht durch Herausziehen mit einem vermaßten Zugseil ermittelt wird.

KÖLSCH (1997) hat bei Nachmessungen im Anschluß an einzelne Meßreihen festgestellt, daß die Kamera-Inklinometer vor jeder Messung neu zu kalibrieren sind. Es hat sich gezeigt, daß der sogenannte „*Meßtechniker-Faktor*“ ebenso wie das verwendete Kamerafahrzeug von großer Bedeutung für die Meßgenauigkeit ist.

Bei nachträglichen Analysen ist die Zuordnung möglicher Meßfehler z. T. nicht mehr zu realisieren. Bei den hier weiter ausgewerteten Messungen der Höhen wurde daher wurde zwingend die Anbindung an beidseitige Höhenfestpunkte berücksichtigt. Bei Meßkampagnen mit nur einseitigem Festpunkt wurden nur Neigungen analysiert.

- Schlauchwaagensysteme:

Nach LHOTZKY (1994b) ist die erreichbare Meßgenauigkeit der hydrostatischen Höhenvermessung im wesentlichen auch von den Temperaturen im Meßsystem abhängig. Die typische Größenordnung von Meßfehlern durch Dichteänderung des Wassers und Fehler der Drucksonden (bei einer Höhendifferenz von 5m und Temperaturunterschied von 45 °C) wird von LHOTZKY wie folgt angegeben:

- Drucksonde: 1,0 cm
- Wassersystem : 8,83 cm (LHOTZKY (1994b), S. 228):

Der Temperaturfehler entsteht mit Veränderung der Wasserdichte bei Temperaturunterschied („kalte Druckhöhe“ außerhalb der Dränung / „warme Druckhöhe“ innerhalb) und ist von der Höhe der gemessenen und beeinträchtigten Wassersäule abhängig. In der Abbildung 8 ist ein für die Randbedingungen in Salzgitter Diebesstieg gültiges Berechnungsbeispiel dargestellt.

**Beispiel :**

**Temperaturfehler infolge Dichteunterschied in stehender kalter / warmer Wassersäule:**

Ausgangsdaten:

$$\Delta T = 36^\circ\text{C} \text{ für } T_{\text{innen}} = 40^\circ\text{C} / T_{\text{außen}} = 4^\circ\text{C}$$

$$\text{Wasserdichten: } \rho_{40^\circ\text{C}} = 0,9922 / \rho_{4^\circ\text{C}} = 1,0000 \text{ t/m}^3$$

$$g = 9,8067 \text{ m/s}^2$$

Bei Kalibrierung („offset“) im Schacht nach Ende der Messung:

Fehler am Hochpunkt des Dräns:

Höhe der kalten Wassersäule außerhalb Dränung z. B.  $h_{\text{kalt}} = 4 \text{ m}$

Höhe der warmen Wassersäule innerhalb Dränung z. B.  $h_{\text{warm}} = 3,5 \text{ m}$

„kalte Druckhöhe außen“:  $4 \times 9,8067 \times 1,0000 = 39,2268 \text{ [kPa]}$

„warme Druckhöhe innen“:  $3,5 \times 9,8067 \times 0,9922 = 34,0557 \text{ [kPa]}$

gemessene Druckhöhendifferenz:  $\Delta p = 39,2268 - 34,0557 = 5,1711 \text{ [kPa]}$

entspricht  $5,1711 / 9,8067 / 1,0000 = 0,5273 \text{ m (Ws)}$

tatsächliche Höhendifferenz =  $0,5000 \text{ m (Ws)}$

Der Fehler beträgt also  $\Delta h = 0,0273 \text{ m}$

*in der Realität zu beachten:* Wasser am Meßkopf dehnt sich bei Erwärmung aus (Dichteverringering) und drückt kälteres im Bereich Niveaugefäß / Trommel nach oben. / Es wird der auf das Volumen des Niveaugefäßes umgerechnete Anteil auch am Druckaufnehmer gemessen.

**Temperaturfehler mit Berücksichtigung des Temperatenausgleichs beim Meßvorgang:**

Zustand zu Beginn Meßvorgang am Hochpunkt Drän:

Höhe der kalten Wassersäule außerhalb Dränung:

z. B.  $h_{\text{kalt}} = 4 \text{ m}$ ; „kalte Druckhöhe außen“:  $4 \times 9,8067 \times 1,0000 = 39,2268 \text{ [kPa]}$

Ende Meßvorgang: Höhe der kalten Wassersäule außerhalb Dränung wird komplett ersetzt durch wärmere ( $h_{\text{warm}} = 4 \text{ m}$ )

„warme Druckhöhe außen“:  $4 \times 9,8067 \times 0,9922 = 39,9208 \text{ [kPa]}$ . Hier wird also die Höhendifferenz vom Schacht bis zum Hochpunkt eingesetzt.

„offset“ im Schacht nach Ende der Messung: Es wird die Druckhöhendifferenz „warm“ auf die anfangs „kalte“ Druckhöhe bezogen (Länge der fehlerbehafteten Meßstrecke abhängig von der Meßlänge im Drän und Vorhaltelänge Schlauch außen)

Maximaler Fehler:  $39,9208 \text{ [kPa]} - 39,2268 \text{ [kPa]} = 0,694 \text{ [kPa]}$

Druckhöhendifferenz  $\Delta p = 0,694$  entspricht einem Fehler von

$\Delta h = 0,694 / (9,8067 \times 1,0000) = 0,0707 \text{ m}$

Der Hochpunkt wurde also i. d. R. zu niedrig angenommen.

(Temperaturüberlegungen sind gültig bei  $1 \text{ at} = 1000 \text{ hPa}$ )

**Abbildung 8: Berechnungsbeispiel zu möglichen Höhenfehlern infolge Temperaturunterschieden bei hydrostatischen Meßsystemen**

Für die Genauigkeit der Verformungsmessungen sind damit - je nach Meßverfahren - die Temperaturen im Basisdrän wesentliche Randbedingung, da Meßergebnisse beeinträchtigt werden können. Es wurden umfangreiche Analysen von Messungen sowie

Vergleichsbetrachtungen von Sickerwasser- und Basistemperaturen durchgeführt, um statistisch abgesicherte Eingangsdaten für Fehlerkorrekturen zu erhalten.

Bei den „offenen hydrostatischen Meßsystemen“ ist zudem der einseitig am Niveaugefäß herrschende Luftdruck relevant. Bei einigen Messungen wurde ein System mit automatischer Luftdruckkompensation (Gegendruck am Meßkopf) eingesetzt, welches den Fehler „automatisch herausrechnet“ soweit ein Luftdruckausgleich bis zum Meßkopf im Drän erfolgen kann.

**Beispiel Luftdruckfehler:**

Grundsätzliches:

1 bar = 100 kN/m<sup>2</sup> = 100 kPa = 1000 hPa = 10 mWs

10 hPa = 10 cm WS

**Statistischer Luftdruckfehler:**

Der festgestellte maximale Luftdruckunterschied zwischen 2 Meßtagen in Salzgitter Diebesstieg betrug 30 hPa = 30 cm WS.

Bei der Messung für Rohr 12 am 16.11.1995 herrschten folgende Randbedingungen: von 8:00 bis 15:00 Uhr im Mittel Anstieg des Luftdrucks um 4 hPa. Dauer der Messung bei 3 m/min (L = 163,7 m) und ca. 15 min Nachbereitung  $t_{\text{Messung}} = 70 \text{ min}$ ; d. h., es ist mit einem luftdruckbedingten Fehler bei Rohr 12 von ca. 0,57 cm zu rechnen, d. h. der Tiefpunkt wurde um 0,57 cm zu tief angenommen.

**Luftdruckfehler infolge Wind:**

Der am Niveaugefäß vorbeistreichende Wind erzeugt Unterdruck in dem Niveaugefäß. Je nach Zeitpunkt und Dauer von Windböen kann die Höhe damit zu hoch oder zu tief angenommen bzw. kalibriert werden.

Dieser Fehler wurde zwar grundsätzlich nachgewiesen (LHOTZKY (1994a)), konnte aber noch nicht quantifiziert werden. Die vorliegenden Meßkampagnen aus Salzgitter wurden nach den vorliegenden Klimadaten bei Windgeschwindigkeiten ca.  $1 < v_{\text{Wind}} < 10 \text{ m/s}$  durchgeführt.

***Abbildung 9: Beispiel zu Höhenfehlern infolge Luftdruckschwankungen bei offenen hydrostatischen Meßsystemen***

Der Luftdruckfehler wurde in den weiteren Auswertungen entsprechend Beispiel der Abbildung 9 berücksichtigt.

Von den verschiedenen Anbietern der Meßsysteme werden z. Zt. kontrovers die Genauigkeitsunterschiede der dynamisch (kontinuierlich) und in Ruhelage des Meßkopfes (diskontinuierlich) gemessenen Höhen diskutiert. Bei der Ruhemessung wird ein möglicher Meßfehler aus der Dynamik des Wassers (oder anderen Mediums) zwar eliminiert; dafür werden lediglich „Stützstellen“ entlang einer Linie ermittelt, Peaks gehen verloren.

### **6.3.4 Strategien bei der abschließenden Verwendung von Meßdaten**

Bei der nachträglichen Auswertung von Meßergebnissen zeigte sich durch Vergleich verschiedener Kampagnen und insbesondere nach Vergleich mit den Berechnungsergebnissen aus Vorstudien (HEINEMANN (1996), PICKAVÉ (1997)), daß Meßdaten bzw. deren Interpretation zu überarbeiten waren. Da systemimmanente Fehlerursachen sowohl system- als auch anwenderspezifisch zu Fehlinterpretationen führen können, wurden für die hier vorliegenden Daten sogenannte strukturelle Importanzen bei den mesungsbeeinflussenden Randbedingungen durch Befragungen der Beteiligten zunächst festgestellt und als mögliche Abweichung später analysiert.

Im Detail resultierten hieraus für bereits abgeschlossene Projekte Verformungsbilder, die sich von einem ursprünglich festgestellten Zustand unterschieden, da z. B. für Anschlußhöhen andere Annahmen zu Grunde lagen oder systematische Fehler anderes Gewicht erhielten. Nach der ersten Darstellung der Meßdaten wurde daher im Einzelfall später stets geprüft, in wieweit Messungen im Zusammenhang mit (überschlägigen) Berechnungen ein konsistentes Bild ergaben (vgl. späteres Beispiel der Deponie Heinde).

Dazu waren die zur Verfügung stehenden Auswertungen einzeln und im Vergleich untereinander hinsichtlich der folgenden Punkte zu überprüfen:

- *Gefälle und Vergleich der verschiedenen Kampagnen*
- *Höhen NN und Vergleich der verschiedenen Kampagnen*
- *Nachträgliche Bearbeitung der Meßwerte durch den Vermesser (z. B. Fehlerrechnung oder Mittelung durch Median und gleitendes Mittel).*

### **6.3.5 Ergebnisse von Meßkampagnen**

Im folgenden wird exemplarisch auf Meßkampagnen der Deponien Salzgitter, Heinde und der VW AG „Barnbruch“ eingegangen. Zu den weiteren Messungen siehe IGB-TUBS (1998) sowie Kapitel 10.

#### **6.3.5.1 Deponie Diebesstieg, Salzgitter**

Die Verformungen der Basisdränung wurden zyklisch in ausgewählten Sickerwassersammlern überprüft (vgl. Abbildung 4, Tabelle 3).

Die Bezugshöhen für die zyklischen Basisvermessungen wurden über geodätische Anschlußvermessungen in und an den Randschächten ermittelt. Für die jährlichen Kampagnen 1995 und 1996 wurde ein hydrostatisches Meßsystem (druckmessende Schlauchwaage) verwendet.

Meßkampagne	Sammler zu Schacht Nr.:													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
geodätische (Nullmessung) nach Bau ab 06/1994	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
hydrostatische 11/1995			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
hydrostatische 10/1996			x	x			x	x			x	x		
Kamera mit Inklinometer geplant für Ende 1997			x	x			x	x			x	x		

(x = Messungen jährlich seit 1994)

**Tabelle 3: Höhenvermessung an Sickerwassersammlern**

Bei den Dränrohren wurden zunächst sowohl Hebungen zwischen den Kampagnen 1995 und 1996 als auch reine Setzungen gemessen. Die weitere Analyse der Meßergebnisse und der Vergleich mit Vorstudien ergab theoretisch mögliche Hebungen an den Deponierändern (vgl. LÜNIG / KNOLL / RODATZ (1997)), nicht jedoch die teilweise in stärkerem Umfang festgestellten Hebungen auch zur Belastungsmitte hin. Mit der nachträglichen Berücksichtigung der Vergleichsbedingungen und nach umfangreichen Variationen unbekannter systematischer Abweichungen bei den Messungen (z. B. Bezug der Anfangsmeßdaten auf statische / dynamische Meßwerte sowie Unterscheidung nach Meßtagen in bezug auf Temperatur und Luftdruck (gemäß Kap.6.3) wurden folgende verschobene Meßkurven zu Grunde gelegt.

Ein kurzer Überblick über alle vermessenen Dränrohre wird in Abbildung 10 gegeben. Es wurden sowohl theoretische Hebungen als auch Setzungen festgestellt.

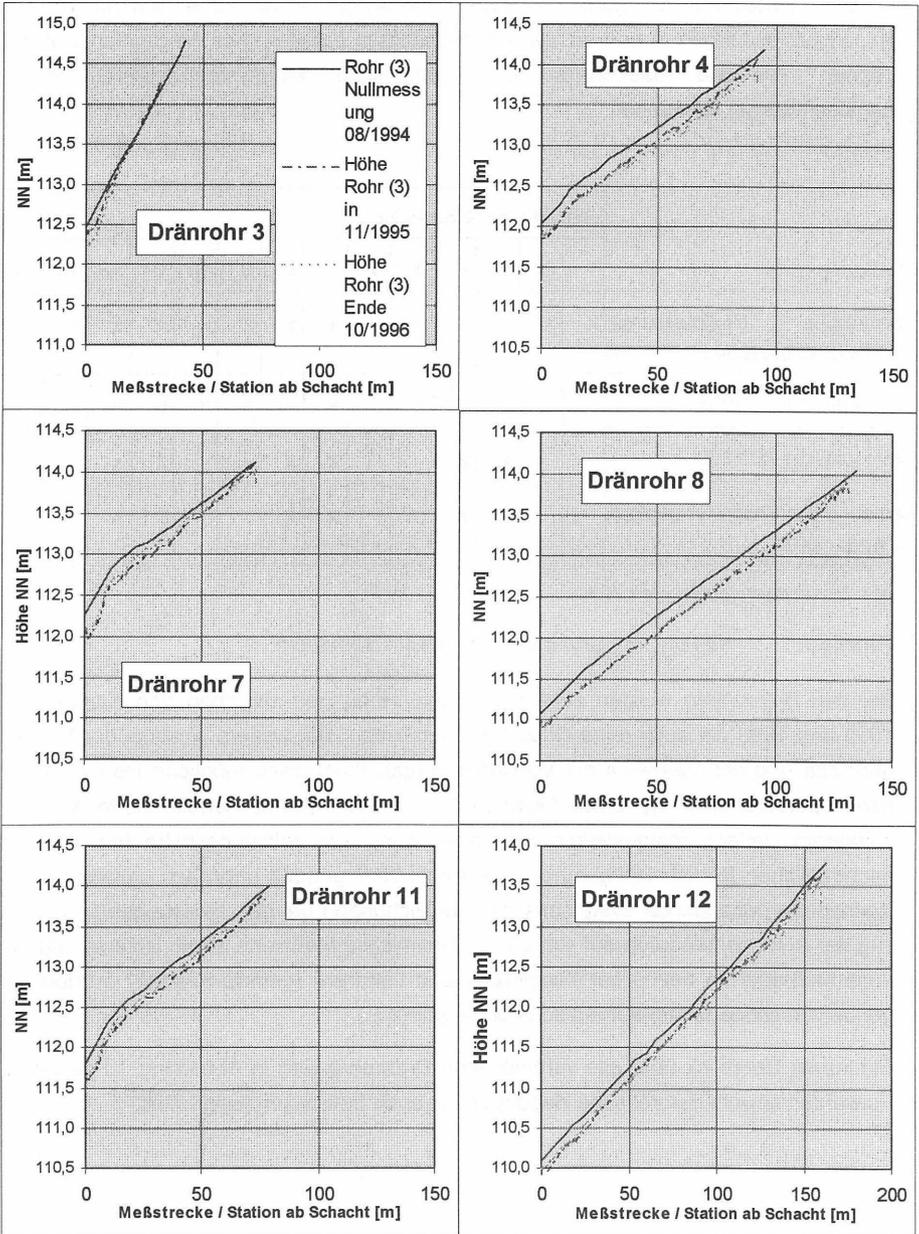


Abbildung 10: Überblick über die Ergebnisse der Verformungsmessungen nach der eigenen Analyse (Daten nach Ezs / Lwi (1995/96))

### 6.3.5.2 Deponie Heinde, Erweiterung Hoersten-West

Bei den Höhenvermessungen im April 1997 wurden die in Nord-Süd-Richtung verlaufenden Dräne SW 1 bis SW 3 untersucht.

Das für die Höhenvermessung der 1. Kampagne (keine Nullmessung) verwendete Inklinometerverfahren (Kopplung mit einer Kamerabefahrung) arbeitet in der Auswertung mit einer automatischen Fehlerkorrektur bei einer anzugebenden Anfangs- und Endhöhe. Im vorliegenden Fall konnte die Endhöhe der in der Böschung endenden Dränleitungen nicht kalibriert werden. Die zur Verfügung gestellten Ergebnisse der Meßkampagne (ZAH (1997)) wurden in eigenen Analysen hinsichtlich der bei den Messungen zu Grunde gelegten Höhen (ZAH (1995)) sowie später mit den selbst recherchierten Ausführungshöhen (INGENIEURBÜRO RICHTER (1997)) untersucht und abgeglichen. Die Abbildung 11 und Abbildung 12 zeigen beide Auswertungen der Meßkampagne.

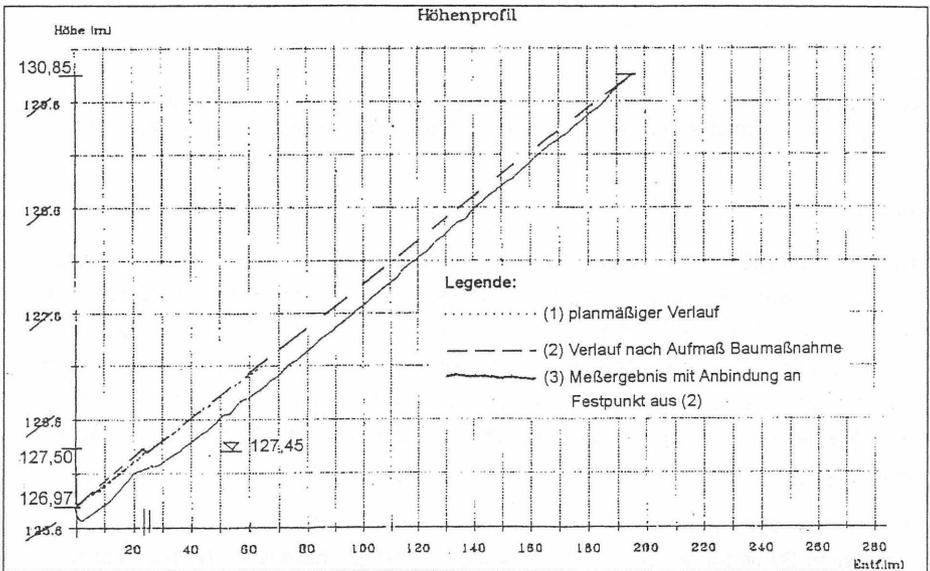


Abbildung 11: Höhenprofil für Sickerwassersammler SW 1 nach Messung sowie nach eigener Korrektur anhand der Daten von INGENIEURBÜRO RICHTER (1997)

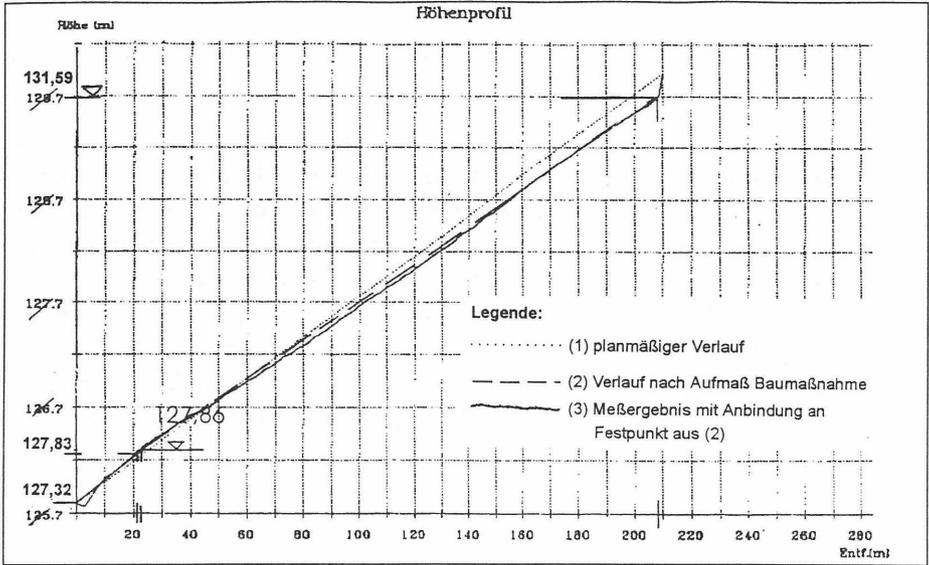


Abbildung 12: Höhenprofil für Sickerwassersammler SW 2 nach Messung sowie nach eigener Korrektur anhand der Daten von INGENIEURBÜRO RICHTER (1997)

Qualitativ wurde für Drän SW 3 ein Höhenverlauf analog zu SW 2 festgestellt.

Bei der nachträglichen Auswertung wurden zunächst die Höhenangaben der Anfangspunkte (Schacht) korrigiert. Die Ausführungsnachweise der Baufirma (über INGENIEURBÜRO RICHTER (1997)) ergaben weitere relevante Kenndaten zur Lage und Höhe als Zwischenpunkte am Durchdringungsbauwerk sowie am Böschungsfuß als vorläufiges Leitungsende der Dränung. Die neuen Höhen wurden auf die Fahrstrecke der Kamera (Meßstrecke) bezogen und damit auch die Projektion der tatsächlich gemessenen Leitungslänge in der Horizontalebene (Stationierung) berichtigt.

Bei Sammler SW 1 konnte damit nachgewiesen werden, daß der zwischen Station 20 und Station 30 liegende „Knick“ in der Verformungsfigur bereits im Nullzustand ohne Belastung vorhanden war und nicht auf Setzungserscheinungen zurückzuführen ist.

Bei SW 2 wurde die Endhöhe der Dränleitung verändert. Mit dem bekannten Punkt am Böschungsfuß und den Knoten des Durchdringungsbauwerkes ergibt sich ein grundsätzlich anderer Verlauf des Höhenprofils vor der Belastung mit Abfall. Es konnte gezeigt werden, daß - im Unterschied zur ursprünglichen Auswertung - tatsächlich keine Hebungen aufgetreten sind.

Die festgestellten maximalen Setzungen lagen nach Korrektur zwischen ca.  $s_{\max} = 19 \text{ cm}$  (Drän SW 1) und ca.  $s_{\max} = 12 \text{ cm}$  (Drän SW 2).

### 6.3.5.3 Gewerbeabfalldeponie der Volkswagen AG „Barnbruch“

An vier Setzungspegeln im Bereich des Polders III B wurden seit 1993 Relativsetzungen zu einem außerhalb der Ablagerungsfläche liegenden Festpunkt gemessen (Tabelle 4).

Meßkampagne	Pegel 1	Pegel 2	Pegel 3	Pegel 4	Pegel 5
07/1993 (Nullmessung nach Bau)	NN+64,503m	NN+65,368m	NN+64,001m	NN+64,747m	NN+64,919m
	Setzung [cm] seit erster Messung (bezogen auf Festpunkt):				
11/1993	1,8	3,2	n.g.	n.g.	n.g.
09/1994	3,5	3,7	n.g.	n.g.	n.g.
11/1995	4,6	4,8	1,6	n.g.	n.g.
11/1996	4,4	6,2	k.A.	1,4	n.g.

n.g. = nicht gemessen / k.A. = keine Angabe möglich

**Tabelle 4: Höhenvermessung an Setzungspegeln Polder III B**

Da die Pegel jeweils in einer gleichmäßigen Entfernung von ca. 5 zu den Dränrohren (jeweils am Hochpunkt und Tiefpunkt) liegen, wurden deren Setzungsdaten am Institut für Grundbau und Bodenmechanik zur Verifikation der weiteren hydrostatischen Messungen in der Basisdränung (vgl. IGB-TUBS (1998)) verwendet.

## 7 Strukturmodelle

Die Wahl der Stoffgesetze, Stoffparameter und Geometrien läßt in allen Fällen nur Näherungslösungen erwarten. Daher wurden die verschiedenen Berechnungsverfahren auf mögliche Abweichungen von einer konsistenten Abbildung des Gesamtkontinuum geprüft. Da das jeweilige Strukturmodell erheblich vom gewählten rechnerischen Simulationsverfahren geprägt wird, war die gegenseitige Ergänzung und Verifikation der verschiedenen Verfahren anzustreben, um die Realitätsnähe zu optimieren.

Die eigenen Berechnungen wurden u. a. mit dem EDV-Programm *PEGASUS* des IGB-TUBS (KRISTA (1991)) in der Version 1.67 (KNOLL (1997)) durchgeführt. Damit werden zunächst Vertikalspannungen auf der Grundlage des homogenen elastisch isotropen Halbraumes gemäß DIN 4019 nach TÖLKE (1969) für schlaaffe Lasten ermittelt. Im elastischen Halbraum ist die Überlagerung mehrerer Lasten durch Superposition zulässig. Die Setzungen wurden für vorgewählte Schnitte oder Einzelpunkte schichtweise unter Verwendung multilinearer Funktionen für die Steifemoduln auf der Grundlage der Baugrundgutachten und eigener Laborversuche sowie geostatistischer Auswertungen (vgl. IGB-TUBS (1998)) ermittelt.

Es folgten Detailuntersuchungen und Berechnungen mit wiederum am Institut entwickelten Programm-Modulen z. B. zur Konsolidation und zum Kriechen bei den tatsächlich herrschenden Spannungsniveaus im Halbraum.

Auf der Grundlage eigener Erfahrungen bei verschiedenen Projekten zur Setzungsbeziehung (vgl. u. a. KNOLL / BRUNS (1995)) und nach der Analyse vorliegender älterer Untersuchungen sowie aus Programmdokumentationen sind die zahlreichen Schwachpunkte von Modellierungen mit EDV-Programmen bekannt. Die folgende Auflistung enthält wesentliche geometrische Aspekte, die bei der eigenen Strukturmodellierung berücksichtigt wurden.

- Für den Abfall und das Abdichtungssystem werden in älteren Untersuchungen Ersatzlasten aus „virtuellen Fundamenten“, welche in der einer jeweils gleichen Wirkungshöhe liegen, angenommen. Bei den eigenen Berechnungen wurden nach Parameterstudien (vgl. LÜNIG / KNOLL / RODATZ (1997) sowie PLÖTNER (1996)) auch die laufenden Erhöhungen der Ebenen des Lasteintrags infolge Bau und Verfüllung über die Anpassung der „Boden“profile in der Berechnung erfaßt.
- Die Geländeoberfläche ist bei allen Berechnungen immer ebenflächig. Die Lastausbreitung in Auffüllungen, im Abdichtungssystem und Abfall wird bei eigenen Berechnungen durch Einführung zusätzlicher Schichten simuliert.
- Das ingenieurgeologische Modell des Untergrunds weist horizontal verschwenkende Schichthorizonte auf (z. B. Rinnenstruktur des Kreidetones in Salzgitter). Bei der programmtechnischen Modellierung werden durch Interpolation bei automatisierter Dreiecksvermaschung aus parametrisierten, vorgegebenen Geländeprofilen Zwischenprofile erzeugt. Infolge der unregelmäßigen Struktur des Untergrunds wurden daher für z. B. Salzgitter Diebesstieg 27 Bodenprofile im Halbraum mit Gauß-Krüger-Landeskoordinaten angelegt, um alle Unstetigkeitsstellen zu erfassen.

- Die untere horizontale „Berechnungs“grenze wird erheblich von der gewählten Steifigkeit des Baugrunds geprägt. Das Problem wurde über statistische Auswertungen zu Steifemoduln aus Laborversuchen und zudem mit Analysen der Primärspannungszustände sowie Parameterstudien gelöst. Darüberhinaus wurden ausführliche Untersuchungen zur Grenztiefe angestellt (vgl. Kap. 8, 10).

Die Rechengänge wurden letztlich über numerische Studien mit der FEM verifiziert (Programm *Ansys*, sogen. offene Version 5.3). Abbildung 13 zeigt einen im Schnitt 860 m langen Berechnungsausschnitt aus den Variationen zur Netzgröße (Berechnungsgrenze hier in einer Tiefe von 200 m). Die Knoten der 18179 Elemente sind am unteren Rand vertikal unverschieblich, am linken und rechten Rand horizontal unverschieblich gelagert.

Die Ermittlung der Primärspannungen erfolgte bei den numerischen Berechnungen mit der als Substrukturverfahren (DGEG (1991) bekannten 2-stufigen Vorgehensweise, indem an den Ausschnittsrändern in den Berechnungsdurchgängen für die Sekundärbelastungen die Spannungen (vertikale Berechnungsgrenzen) bzw. Verschiebungen (horizontale untere Berechnungsgrenze) der ersten Rechenstufe angesetzt wurden. Damit wurde den sogen. Eigenspannungen des Untergrunds Rechnung getragen, „*die aufgrund teilweise plastischer Verformungen rezent zurückbleiben*“ (KAHL (1991), S. 24).

Unterschiedliche eiszeitlich begründete Primärspannungszustände wurden über Parameterstudien berücksichtigt. Der Untergrund wurde in 2 Schritten vorbelastet und anschließend wieder entlastet, um letztlich auf der Grundlage des so eingepprägten Spannungszustandes durch das Deponiebauwerk (sekundär) belastet zu werden. Bei dieser Abfolge wurden die eiszeitlichen Belastungen nicht als Eismasse an der Geländeoberfläche sondern als Knotenlast in der Tiefe vorbelasteter Bodenschichten - z. B. Geschiebemergel - angesetzt. Mit dieser Methode wurden gezielt holozäne Sedimente von einer Vorbelastung freigehalten.

Das Bodeneigengewicht des Untergrunds wurde bei den numerischen Berechnungen in der step-by-step-Analysis gemäß DGEG (1991) berücksichtigt, indem die bei einer Vorlaufrechnung auftretenden Verschiebungen am unteren Netzrand vor der weiteren Belastung in das System eingeleitet wurden.

Der Bauablauf bzw. die Verfüllung wurde über sogen. *birth and death options* in den numerischen Berechnungen simuliert. Daher war zwangsläufig eine geometrische Netzeinteilung anhand des Bauablaufs und der Verfüllung zu generieren.

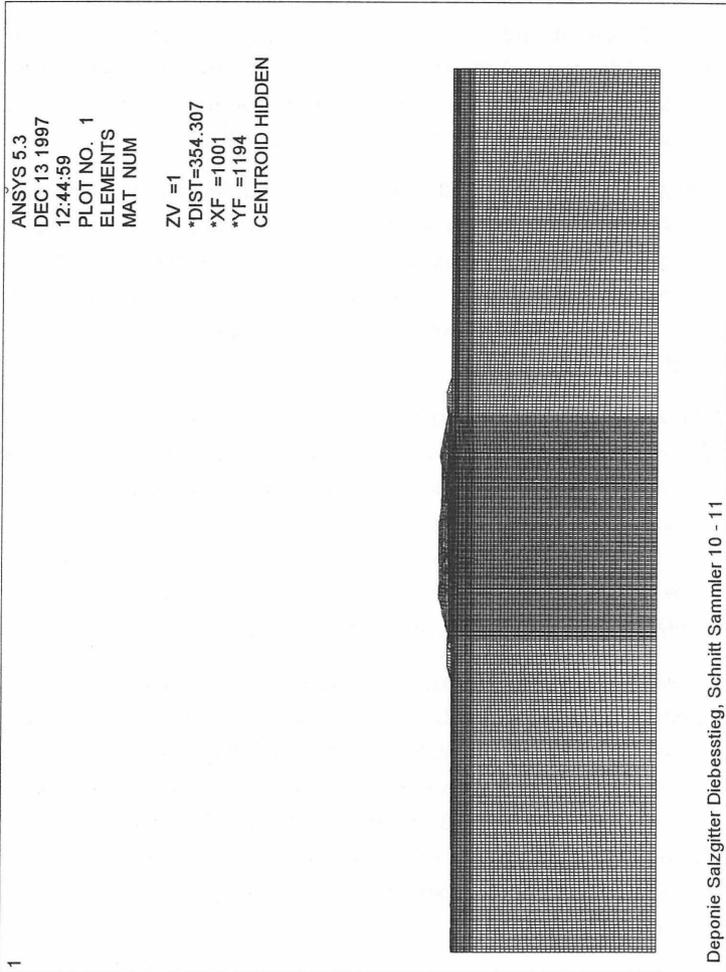


Abbildung 13: FE-Netz Deponie Salzgitter Diebesstieg im Schnitt Südost nach Nordwest durch Sammler 11

## **8 Belastungsansätze**

### **8.1 Vorbelastung des Untergrunds aus Primärspannungszuständen**

Bei der Ermittlung der Vorbelastung wurde von der pleistozänen Vereisungsgrenze der Saale-Eiszeit ausgegangen (vgl. auch: Baugrundgutachten für das AMT FÜR ABFALLENTSORGUNG UND STADTREINIGUNG HANNOVER (1994)), da hiermit die höchsten glazialen Auflasten ermittelt werden konnten (vgl. KALTWANG (1992), S. 75). Die Angaben von VIETE (1960) und BERNHARD (1963) sowie Rückfragen bei dem NLFb führten zu Parameterstudien für die Eishöhe, bei denen z. B. für den Standort Hannover Überdeckungen  $h$  zwischen  $h = 500$  m und  $h = 1000$  m angesetzt wurden.

Da die Abschätzung der in den Untergrund derzeit noch eingprägten Vorspannung wegen postglazialer Einflüsse z. B. aus Erosion und Geländehebungen insgesamt unsicher ist, wurden die Primärspannungszustände zusätzlich nach den vorhandenen Baugrundgutachten und den damit vorliegenden Spannungs-Verformungs-Untersuchungen (Odömeterversuche) abgeschätzt.

### **8.2 Bauzustände**

Die Setzungen aus den Bauzuständen wurden zeitabhängig gemäß Ausführungen in LÜNIG / KNOLL / RODATZ (1997) als größtenteils vorweg genommene Verformungsanteile berücksichtigt (vgl. auch IGB-TUBS (1998)).

### **8.3 Auflast durch den Deponiekörper**

Für die Beschreibung der Lasten aus Abfall wurden von den Betreibern Auszüge aus Jahresberichten und Abfallstatistiken sowie zeichnerische Querschnitte zur Verfügung gestellt. Die ausführliche Beschreibung der Belastungssituation erfolgt in IGB-TUBS (1998).

Die Zentraldeponie Hannover weist von allen untersuchten Deponien die größte Verfüllhöhe mit ca.  $h = 42$  m im 1. BA Ost (Stand August 1997) auf. Die übrigen Projektbeispiele verfügen aufgrund der vergleichsweise kurzen Betriebszeit über geringere Abfallmengen und damit Verfüllhöhen. Die der Deponie Salzgitter ähnlichen Verhältnisse der Deponie Hildesheim Heinde sind in der Abbildung 5 dargestellt.

Mit Stand 10/1997 wurde in Polder III B der Gewerbeabfalldeponie „Barnbruch“ (Boden und Bauschutt, Mischaabfälle, Gießereisande als auch (seit 1994) Filterstäube mit Klärschlamm) eine Verfüllhöhe  $h$  in der Poldermitte zwischen ca.  $h = 15$  m und ca.  $h = 17$  m festgestellt. Abschließend vermessungstechnisch festgelegte Höhen lagen am IGB-TUBS mit Stand 04.11.1996 vor (flächig ca.  $h = 6$  m bis 7 m in dem südlichen Ablagerungsbereich Abschnitt 1 und 2 sowie ca.  $h \leq 1$  m in Abschnitt 3).

Deponiebetreiber haben in der letzten Zeit in den Abschlußberichten bereits Leicht- und Schwerfraktionen (vgl. Abbildung 15) getrennt ausgewiesen. Derartige Angaben wurden - soweit vorhanden - bei den eigenen Berechnungen zu Grunde gelegt.

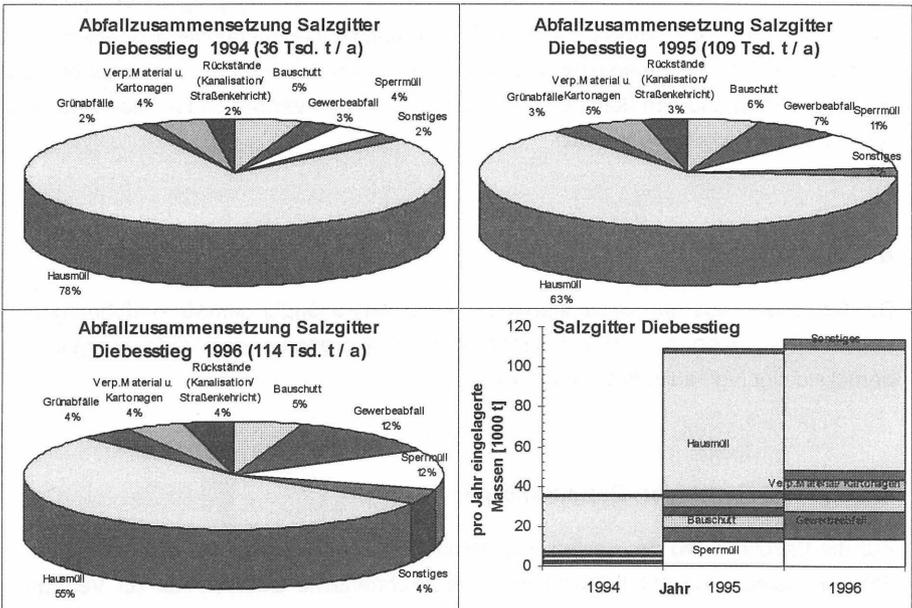


Abbildung 14: Zusammensetzung der abgelagerten Abfälle, Deponie Salzgitter Diebesstieg (nach LÜNIG (1997))

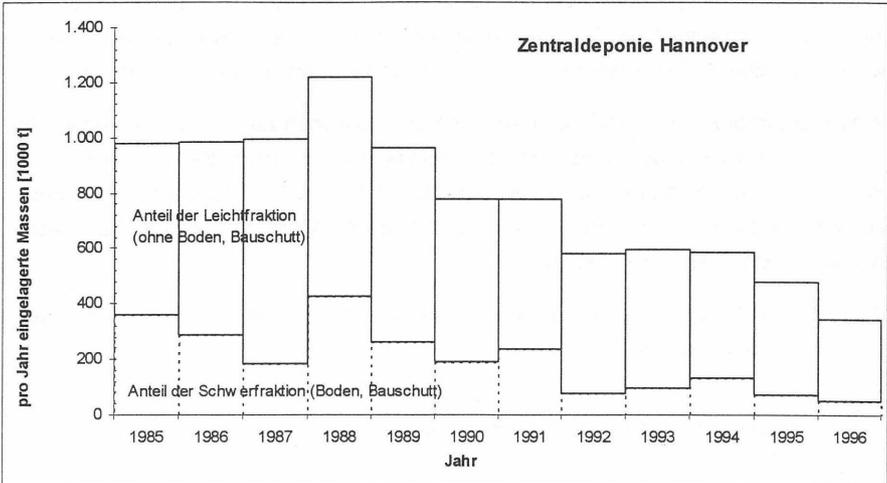


Abbildung 15: Schwer- und Leichtfraktionen auf der Zentraldeponie Hannover (nach Daten von STEINKAMP / NEGELMANN (1997))

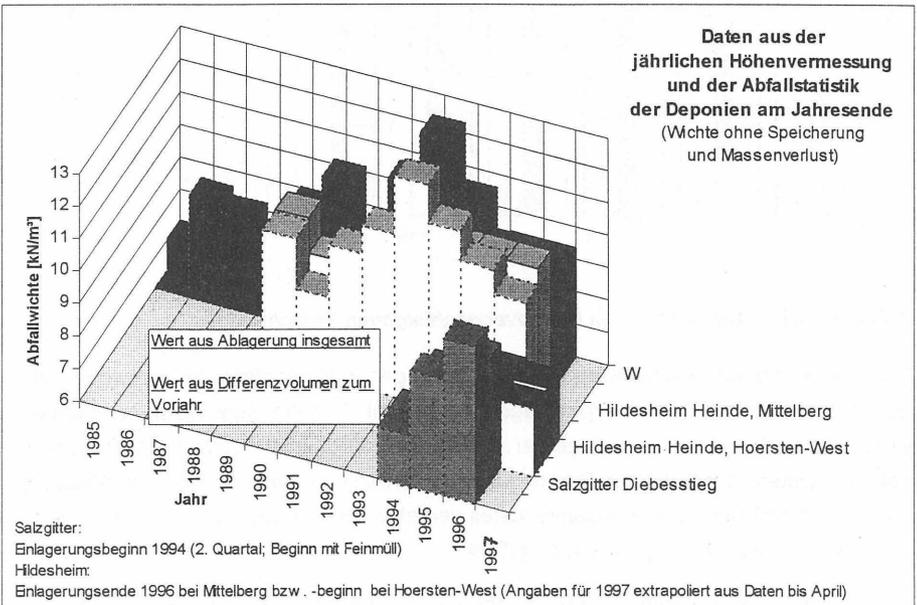


Abbildung 16: Virtuelle Abfallwichten ausgewählter niedersächsischer Deponien nach Angaben der Betreiber

Bei den statistischen Auswertungen der Deponiebetreiber werden aus den jährlichen Vermessungskampagnen der Deponieoberflächen und den Feststellungen der Massen bzw. der Gewichte bei Anlieferung zunächst virtuelle Wichten ermittelt (Abbildung 16).

Aus den Kenngrößen zur Wichte und Angaben der stofflichen Zusammensetzung sowie aus Massenbilanzierungen und Temperaturmessungen wurden Berechnungen zur stofflichen Umsetzung des Abfalls sowie zum Speicher- und Rückhaltevermögen angestellt (vgl. IGB-TUBS (1998); EGLOFFSTEIN / BURKHARDT / MAINKA (1996), S. 320 nach: TABASARAN / RETTENBERGER (1987)).

Die folgende Abbildung zeigt einige wesentliche Ergebnisse der Parameterstudien für die Zentraldeponie Hannover.

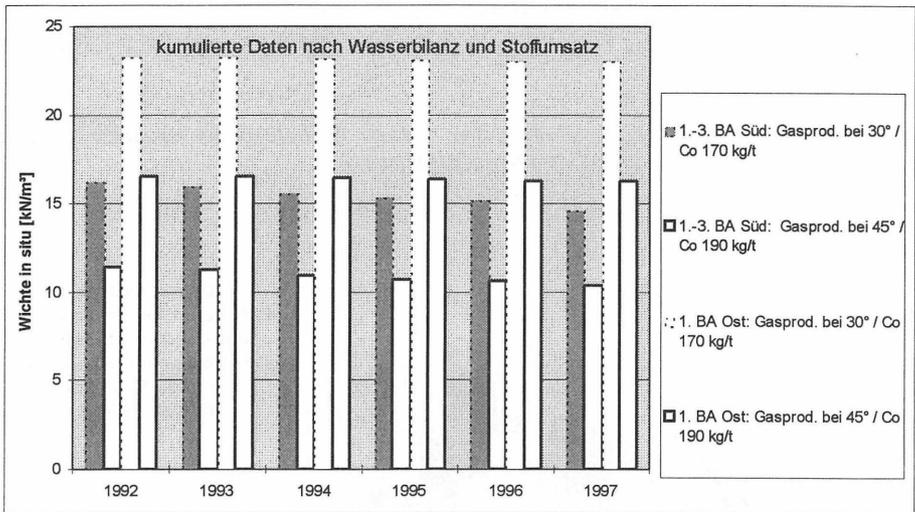


Abbildung 17: Abfallwichten in Hannover nach eigenen Berechnungen

Zur Festlegung von Rechenwerten wurden die eigenen Ergebnisse den Erkenntnissen aus Aufschlüssen im Abfallkörper gegenübergestellt. Für die Setzungsberechnungen wurden letztlich auf der Grundlage der von REUTER 1992 ermittelten und (1994) angegebenen Daten sowie eigenen Berechnungen Wichten rechnerisch mit einem Abschlag aufgrund fortschreitenden Massenverlustes versehen. Es ergaben sich folgende Kennwerte (weitere Kenndaten in IGB-TUBS (1998)):

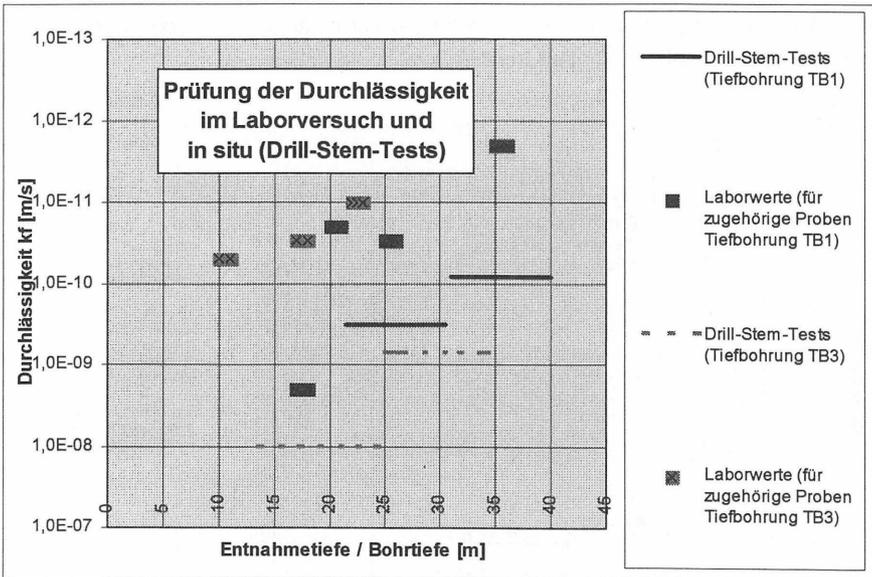
$$1. \text{ BA Ost: } \gamma = 14,2 \text{ kN/m}^3 / 1.-3. \text{ BA Süd: } \gamma = 11,9 \text{ kN/m}^3 / \text{Altkörper: } \gamma = 15,5 \text{ kN/m}^3$$

Insgesamt konnte durch den Vergleich zwischen Daten aus Aufschlüssen im Abfallkörper und eigenen Berechnungen die rechnerische Unsicherheit für die Auflast aus dem Deponiekörper verringert werden.

## 9 Stoffparameter des Untergrunds und Parameterstudien

Die Stoffkennwerte für den Untergrund wurden nach den benannten geostatistischen Ansätzen aus dem zur Verfügung stehenden Datenmaterial der Baugrunduntersuchungen entnommen. Z. T. wurden angegebene Rechenwerte aufgrund einer Neuinterpretation nach Absprache mit den Geologen des IGB-TUBS verworfen bzw. es wurden Unsicherheiten beim Ansatz der Parameter festgelegt. Ergänzend wurden sinnvolle Abschätzungen vorgenommen, z. B. wenn Daten zur Querdehnung oder Konsolidationsparameter fehlten.

Die folgende Abbildung zeigt eine Gegenüberstellung von Durchlässigkeitsbeiwerten als Beispiel der Datenrecherche.



**Abbildung 18: Vergleich der Durchlässigkeiten des Untergrunds in Hannover (nach Daten des LEICHTWEIß-INSTITUTS FÜR WASSERBAU (1993))**

Da Feldversuche nicht für alle untersuchten Beispiele zur Verfügung standen, mußten Durchlässigkeiten z. T. nach Erfahrungswerten abgeschätzt werden. Für die Verifikation

einzelner anzunehmender Randbedingungen wurden daher auch Vergleichsberechnungen und Parameterstudien angestellt (BECKER (1996). Inhomogenitäten wurden gemäß KOLBE (1992) „durch den Ansatz einer vergrößerten Durchlässigkeit“ berücksichtigt.

Für die Abdichtungselemente wurden eindimensionale Durchlässigkeiten aus Laborversuchen unter Berücksichtigung der Temperaturverhältnisse und -Gradienten zwischen Abfall und Grundwasser des Untergrunds experimentell verifiziert und nach Systemanalysen bewertet.

Die Spannungsänderungen und die Änderung der Konsolidationsparameter wurden zeitabhängig projektbezogen anhand der bereits beschriebenen Belastungsschemata bei schrittweiser Belastung eingeführt und damit auch rechnerisch erfaßt.

Für die Bestimmung der Bodenwichten unter Auftrieb wurden die Grundwasserganglinien umliegender Pegel herangezogen. Eine Übersicht zu den angenommenen Kennwerten wird in IGB-TUBS (1998) gegeben.

Darüber hinaus wurden eigene Laborversuche durchgeführt, z. B. um Durchlässigkeiten aus Ödometerversuchen in Abhängigkeit des Spannungsniveaus herzuleiten. Die folgende Abbildung zeigt daraus errechnete temperaturabhängige Verfestigungsbeiwerte von Ton der Abdichtung für spätere Konsolidationsuntersuchungen.

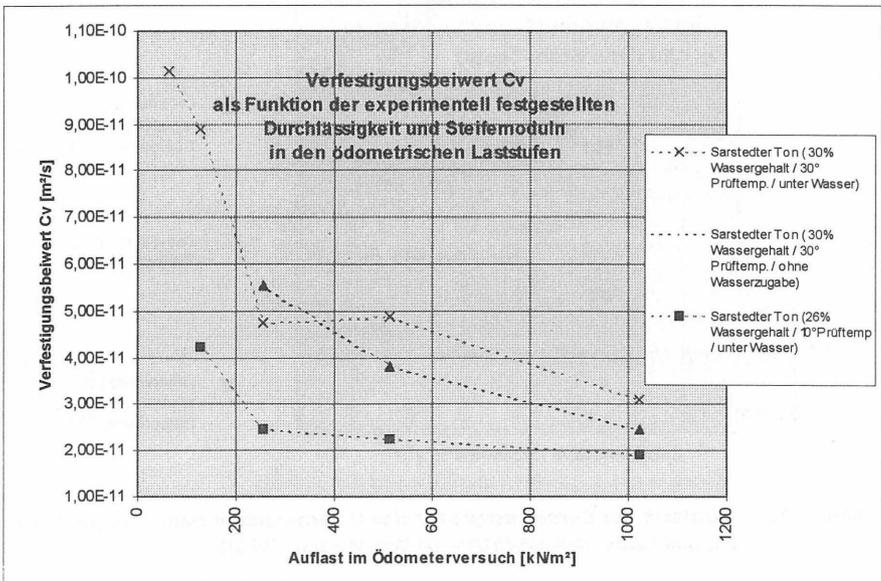


Abbildung 19: Verfestigungsbeiwert  $C_v$  nach eigenen Versuchen an gestörtem Kreideton (TA)

Bei den Auswertungen der Kompressionsversuche mit ungestörtem Kreideton des Untergrunds wurden in den verschiedenen Auflastbereichen Standardabweichungen festgestellt, die in der von RUPPERT (1980) bei statistischen Untersuchungen für Lauenburger Ton festgestellten Größenordnung lagen. Die Kennzahlen konnten damit in die eigenen Überlegungen zu den lastabhängigen Steifigkeiten mit Einschränkungen bei der Bewertung der Überkonsolidation (siehe IGB-TUBS (1998)) eingeführt werden.

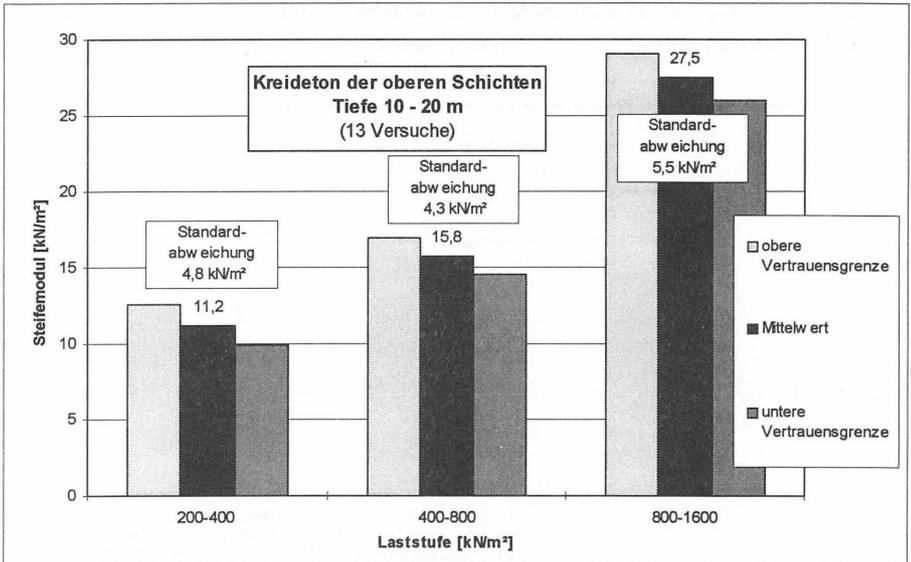


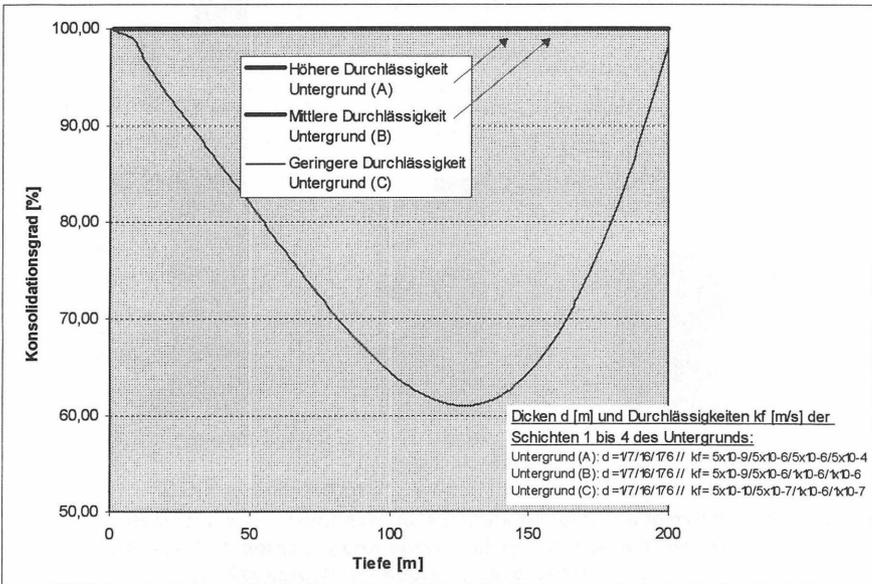
Abbildung 20: Steifemoduln des Kreidetones in Hannover nach Ödometerversuchen (eigene Auswertung gemäß Baugrundgutachten für das AMT FÜR ABFALLENTSORGUNG UND STADTREINIGUNG HANNOVER (1994))

## 10 Berechnungen zur Verformung des Untergrunds - Vergleich mit Meßergebnissen

Setzungsberechnungen wurden hier u. a. anhand von Ergebnissen der Konsolidationsuntersuchungen und der Grenztiefenvariation adaptiert. Die Verifikation einfacher Annahmen zu durchschnittlichen Durchlässigkeiten und Konsolidationszeiten wurde u. a. anhand eines Mehrschichtenmodell bei fortschreitender Erhöhung des Spannungsniveaus durch die Belastung nach dem in LANG / HUDER / AMANN (1996) beschriebenen Differenzenverfahren durchgeführt. Anhand des Beispiels Salzgitter Diebesstieg wird verdeutlicht, daß i. d. R. bei den typischen Standorten die Konsolidation zu einem

großen Teil bereits während der Verfüllung abgeschlossen ist (vgl. auch DIN V 4019-100:1996-04, S. 14).

Insbesondere für die Setzungen aus der Belastung durch das Abdichtungssystem ist dies relevant, da hier bereits mehrere Meter Bodenauflast setzungerzeugend wirksam sind. Für die erste 60-tägige Lastphase während Bau des Abdichtungssystems ergibt sich bei dem Spannungsverlauf und zugehörigen spannungsabhängigen Steifemoduln in der Berechnung gemäß Spannungen im homogenen elastisch isotropen Halbraum der in Abbildung 21 dargestellte Konsolidationszustand.



**Abbildung 21: Konsolidationsgrad nach 60 Tagen (eindimen. Berechnung, Mehrschichtenmodell, 1. Bauzustand), Parameterstudien für Salzgitter Diebesstieg**

Deutlich wird der erst in größeren Tiefen ab 50 m (in Tiefen mit höherem Strukturwiderstand) zunächst unter 80 % abnehmende Konsolidationsgrad, der (bei dem hier gewählten halboffenen unteren Rand) nur bei dem Untergrundmodell mit vergleichsweise geringen Durchlässigkeiten (Werte s. Abbildung 21) auftritt.

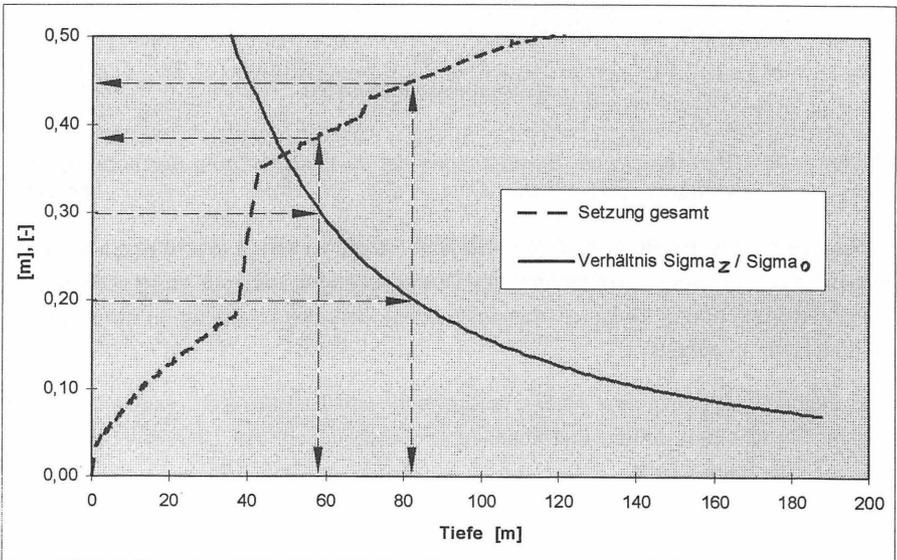
In Parameterstudien wurde unter Berücksichtigung des lastabhängig sich verändernden Verfestigungsbeiwertes  $C_v$  bei sukzessiver Belastung im Mehrschichtenmodell - und insoweit auch instationär - untersucht, welcher Konsolidationsgrad bei später oben geschlossenem, unten halboffenem Rand vorherrscht. Der vom Spannungsniveau abhängige Verfestigungsbeiwert beeinflusst die Konsolidationszeit (vgl. Abbildung 19). Bei

höheren Totalspannungen sind trotz der gegenläufig eingehenden, verringerten Durchlässigkeit längere Konsolidationszeiten zu erwarten.

Nach ALTES (1976) sind Mindestspannungen erforderlich, um den Strukturwiderstand des Bodens sowie den Anfangsgradienten für das Auspressen des Porenwassers zu überwinden und damit Setzungen zu erzeugen. Setzungen sind damit bis zu einer Grenztiefe, die z. B. durch Vergleich zwischen Zusatzspannungen aus dem Deponiebauwerk und den Bodeneigen Spannung (DIN 4019) zu ermitteln ist, wirksam. DRESCHER (1992/1997) hat für Erkundungen und Berechnungen eine Grenztiefe nach (Gl. 1) angegeben.

**(Gl. 1)**  $t_{\text{grenz}} = 2 * P_z / \gamma$  (mit  $P_z = \text{Auflast [kN/m}^2\text{]}, \gamma = \text{Wichte des Untergrunds [kN/m}^3\text{]}$ )

Nach (Gl. 1) wird die verformungswirksame Einflußtiefe der Auflasten nicht nach dem herkömmlichen sog. „20%-Kriterium“ (vgl. DIN 4019;  $\sigma_z / \sigma_0 = 0,2$ ) festgesetzt, sondern es ergibt sich für einen typischen niedersächsischen Deponieuntergrund etwa ein „50%-Kriterium“, da hier die Steifemoduln mit der Tiefe derart zunehmen, daß bereits ab ca. 30 - 40 m Tiefe keine Setzungen mehr zu erwarten sind (DRESCHER (1997)). In Abbildung 22 werden die Setzungen für einen ausgewählten Punkt nach einem 20%- und 30%-Grenztiefenkriterium hergeleitet. Die Setzungen sind für diesen Punkt nach dem Schema für alle übrigen Verhältnisse  $\sigma_z / \sigma_0 \leq 0,5$  ablesbar.



**Abbildung 22:** Verhältnis  $\sigma_z / \sigma_0$  am Hochpunkt Drän 22 ZD Hannover zur Bestimmung der Grenztiefe (Beispiel 20%- und 30%-Kriterium; zugehörige Setzungen)

In der Tiefe der Oberfläche der überkonsolidierten Kreidetone der Rinnenstruktur ergibt sich ein Verhältnis von ca.  $\sigma_z / \sigma_0 = 0,3$  für das hier angesetzte Bodenprofil.

Die Herleitung der Setzungen nach Ansätzen der Grenztiefe mit  $\sigma_z / \sigma_0 = 0,2$  zeigt bei den untersuchten Deponien für Konsolidationsgrade ca.  $U > 80 \%$  im Vergleich mit den Messungen häufig den typischen errechneten Verlauf der Dränrohre 8 und 22 (Verfüllungsende im 1. BA Ost 1983 (Drän 8); 1. BA Süd 1985 (Drän 22), vgl. Abbildung 4 und Abbildung 23, Berechnungen bis Dränrohrende nach Bestandsplan).

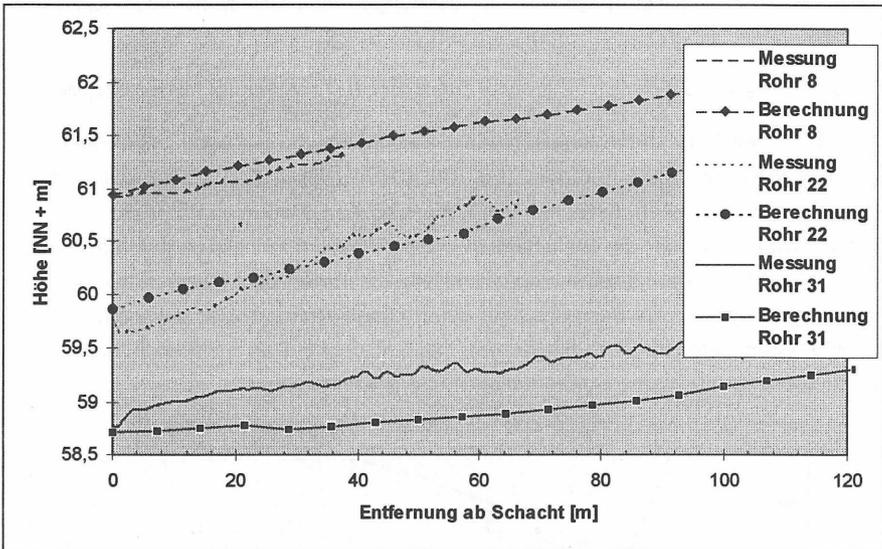


Abbildung 23: Berechnung der Endsetzungen mit Berücksichtigung der Schwerpunktverlagerung für die ZD Hannover 1997 im Vergleich mit Meßergebnissen

Im Randbereich ist häufig eine Mulde über eine Länge von ca. 1 bis 10 m zu verzeichnen, die sich aus einem „Aufhängen“ der Dräne an den Schächten ergibt. Die Verformungen werden häufig für den Endzustand im Randbereich zu gering, in der Deponiemitte zu hoch berechnet.

Eine flachere, langgezogene Mulde, ausgehend vom Randbereich resultiert bei den neueren Abschnitten zudem aus schnellerer Konsolidation des Untergrunds im Vergleich mit der Deponiemitte.

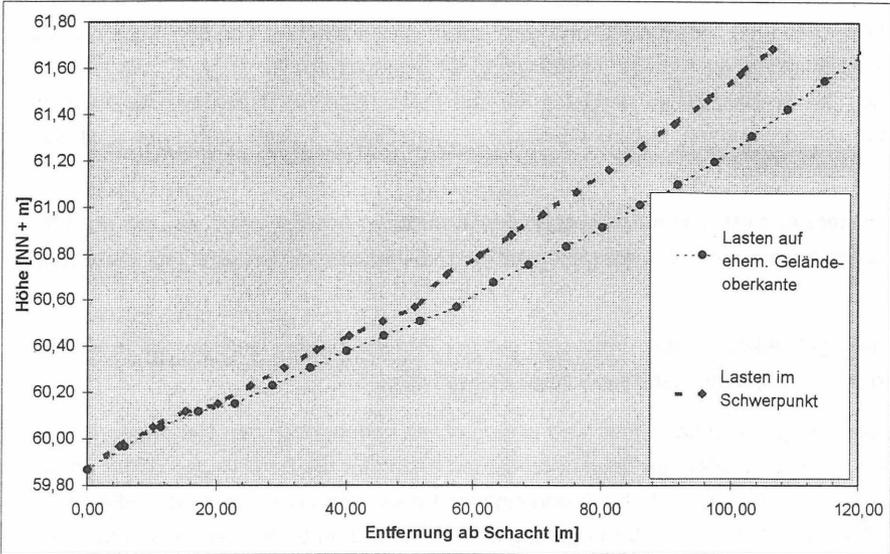


Abbildung 24: Unterschied der Höhen nach Berechnung für Dränrohr 22 mit / ohne Berücksichtigung der Schwerpunktverlagerung für die ZD Hannover 1997

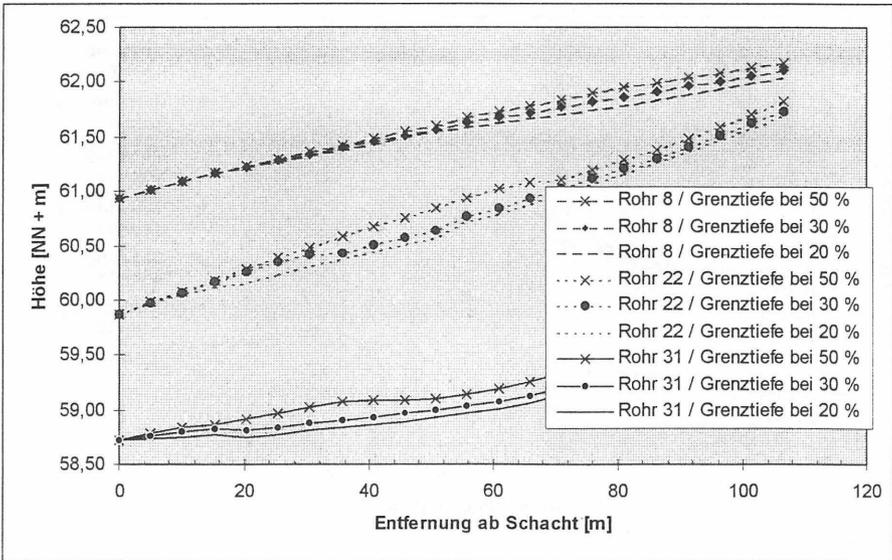


Abbildung 25: Vergleich verschiedener Grenztiefen-Ansätze  $\sigma_z / \sigma_0$  für die Belastung ZD Hannover 1997

Wird die Last aus dem Abfallkörper rechnerisch unmittelbar in Höhe der ehemaligen Geländeoberkante aufgebracht und eine sukzessive Erhöhung der Profilierung nicht berücksichtigt, ergibt sich der in Abbildung 24 exemplarisch für Drän 22 dargestellte Fehler. Die tendenziell im Vergleich mit den Messungen falsch berechnete Neigung wird also eher verstärkt. Derartige Berechnungsansätze und Vereinfachungen sind also zu verwerfen.

Die weitere Analyse von Auswirkungen der Grenztiefen-Ansätze zeigt, daß bei entsprechendem Ansatz von  $\sigma_z / \sigma_0$  ein gegenläufiger Effekt erzielt werden kann (vgl. Abbildung 25).

Der unregelmäßige Verlauf ergibt sich aus der Profilierung des Untergrunds in Verbindung mit dem Spannungsniveau infolge Bauwerkslast.

Der gleiche gegenläufige Effekt wird analog erzielt, indem nach den bisherigen Ergebnissen die Steifigkeiten der überkonsolidierten Böden für die Berechnung weiter erhöht werden (vgl. Abbildung 26). Nach den eigenen Erfahrungen (vgl. IGB-TUBS (1998)) können die in DIN 4019 für die Verringerung der rechnerischen Setzungen benannten Faktoren  $\kappa$  für die OCR-Böden je nach geostatischen Voraussetzungen in einigen Fällen weiter reduziert werden (hierzu siehe IGB-TUBS (1998) und Abbildung 26).

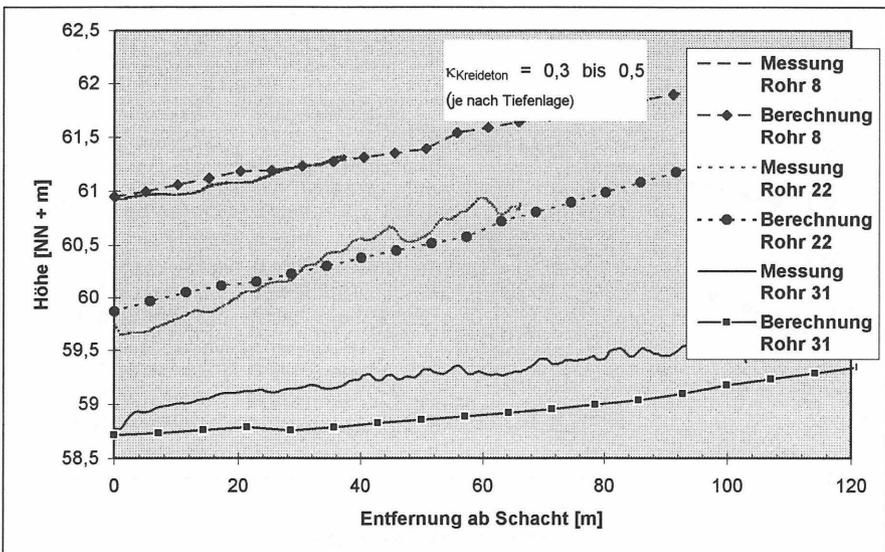


Abbildung 26: Berechnung der Endsetzungen bei erhöhter Steifigkeit der OCR-Böden und Meßergebnisse für die ZD Hannover 1997

Kriechvorgänge im Untergrund führen zu einer weiteren Angleichung der gemessenen und berechneten Verformungen (vgl. IGB-TUBS (1998)).

Die Erfahrungen bei den Berechnungen haben gezeigt, daß die hier vorgestellten Berechnungsansätze zu kombinieren sind (vgl. IGB-TUBS (1998)). Nachrechnungen zu den Deponien der VW AG Barnbruch, Salzgitter Diebesstieg und Heinde ergaben Verformungen des Untergrundes, die mit den im Kapitel 6.3.5 angegebenen Daten korrespondieren. Auf das Sonderproblem der in Salzgitter Diebesstieg zwischen den Meßkampagnen 1995/96 z. T. festgestellten Höhenunterschiede wird im Forschungsbericht des IGB-TUBS (1998) näher eingegangen.

## **11 Zusammenfassung**

Für Setzungsberechnungen des Untergrunds von Haldendeponien konnten auf der Grundlage der Rückrechnung aus Abfallangaben erstmals differenzierte und verifizierte Kennwerte zur Auflast aus dem Deponiekörper in Parameterstudien zum Untergrundverhalten eingearbeitet werden.

Anhand von umfangreichen Recherchen sowie Analysen von Verformungsmessungen zur Kalibrierung der Berechnungen konnten für verschiedene Spannungszustände und damit Belastungssituationen herkömmliche Modell- und Rechenansätze adaptiert werden. Es hat sich gezeigt, daß mit diesen angepaßten und hier in groben Zügen vorgestellten einfachen Berechnungsverfahren, die eine Überkonsolidation der in Niedersachsen typischen Böden berücksichtigen, das Setzungsverhalten des Untergrunds von Haldendeponien noch mit vertretbaren Genauigkeiten dargestellt werden kann, soweit wesentliche geometrische, zeitliche und stoffliche Ansätze berücksichtigt werden.

### **Danksagung:**

Der Autor bedankt sich bei den zahlreichen Informanten für die unentgeltliche sowie tatkräftige Unterstützung während seiner Recherchen. Der Deutschen Bundesstiftung Umwelt sei ausdrücklicher Dank für ihre Förderung ausgesprochen.

## Literatur / Quellenangaben

### Zitierte Normen, Vorschriften, Regelwerke:

#### ATV-REGELWERK (1993)

Abwassertechnische Vereinigung e.V., Hinweis H 359 vom Juli 1993, Durchführung und Auswertung von Vermessungsarbeiten auf Deponien im Rahmen der Eigenkontrollen des Deponiebetreibers., über: Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik, Sankt Augustin

#### BMU: TA SIEDLUNGSABFALL (1993)

Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz, Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen, Bundesanzeiger Verlags-Ges. mbH, Köln

#### BMU: TA ABFALL (1991)

Zweite Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz, Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen, Gesamtfassung vom 12.03.1991, Bundesanzeiger Verlags-Ges. mbH, Köln

#### DGGT (1997)

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (Hrsg.), GDA-Empfehlungen, Geotechnik der Deponien und Altlasten, 3. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin

#### DGGT (1994)

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., Empfehlungen des Arbeitskreises „Geotechnik der Deponien und Altlasten“, in: Bautechnik 71, Heft 9/1994, Ernst & Sohn, Berlin

#### DGEG (1993)

Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik) e. V. (Hrsg.), Empfehlungen „Verformungen des Baugrunds bei baulichen Anlagen“ - EVB, Ernst & Sohn, Berlin

#### DGEG: EAM (1991)

Empfehlungen des „Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik“ (AK 1.6) der Dt. Gesellschaft f. Erd- und Grundbau e. V., zusammengestellt v. H. Meißner, in: Geotechnik 14 (1991), S. 1 - 10, Verlag ehem. Polyphoto Stuttgart, DGEG Essen

#### NIEDERSÄCHSISCHES UMWELTMINISTERIUM (1988)

Durchführung des Abfallgesetzes; RdErl. d. MU v. 24.06.1988, Hannover 1988

### Alle folgenden NABau im DIN e.V., Beuth Verlag, Berlin:

#### DIN 1319, T.1 bis T.4 (1980 bis 1985)

Grundbegriffe der Meßtechnik

#### DIN 4019 / DIN v 4019-100 : 1996-04: Setzungsberechnungen, 1979/1996

Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln, Anhang D: Verfahren zur Setzungsermittlung, (ENV 1997-1 : 1994), CEN (Comité Européen de Normalisation), Brüssel 1994 in: Bauen in Europa - Geotechnik, Beuth Verlag, Berlin 1996

### Weitere Literatur- und Quellenangaben:

#### ALBER, D. (1991)

Überlegungen zur stochastischen Formulierung von Bodenkennwerten, Bauingenieur 66 (1991), Heft 5, Springer Verlag, Berlin

#### ALTES, J. (1976) IN SIEVERING (1980) UND:

Die Grenztiefe bei Setzungsberechnungen, in: Der Bauingenieur 51, S. 93 - 96, Springer Verlag, Berlin

#### ANSYS (1996)

Ansys User's Manuals I-IV, Revision 5.3, Swanson Analysis Systems, Inc. Houston

#### AUGUST, H. / MÜLLER, W. (1996)

Bericht über das BMBF-Verbundforschungsvorhaben „Weiterentwicklung von Deponie-Abdichtungssystemen“, in: Fachtagung „Die sichere Deponie 1996“, Süddeutsches Kunststoff-Zentrum, Würzburg

#### BACHMANN, M. / KNOLL, A. (1994)

Hohes Qualitätsniveau mineralischer Dichtungen im Widerspruch zu schnellem Baufortschritt, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Heft Nr. 43, TU Braunschweig, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig

#### BECKER, TH. (1996)

Studienarbeit zu Konsolidationsuntersuchungen am IGB-TUBS, unveröffentlicht

#### BEHRENS, W. / FEISER, J. (1995)

Anmerkungen zur Berechnung der Setzungen von Deponiebauwerken, Abfallwirtschafts Journal, Heft 7/95, Bertelsmann Verlag, Gütersloh

#### BERNHARD, H. (1963)

hier: Anlage 1, in: KALTWANG (1992), S. 73; siehe weiter unten

#### COLLINS, H.-J. (1994)

Anforderungen der TA Siedlungsabfall bezüglich Verformungsmessungen, in: Verformungsmessungen an der Deponiebasis, Tagungsband, Seminar 16.03.1994, S. 1-10, Zentrum Für Abfallforschung / Leichtweiss-Institut für Wasserbau, Eigenverlag, TU Braunschweig

#### DRESCHER, W. (1992)

Ermittlung von Basisdaten für die Stabilitäts- und Verformungsnachweise von Deponien, in: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 37, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig

#### DRESCHER, W. (1997)

Telefongespräch zur Herkunft einer Formel zur Bohrtiefe: Formel in: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 37, S. 17, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig 1992

#### Düllmann, H. (1996)

Verbesserung der Standsicherheiten im Deponiebau mit Geokunststoffen, in: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 51, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig

#### EDENBERGER, W. / BURKHARDT, G. (1996).

Verfahren zur Höhenvermessung und Ortung von Dränleitungen in Deponien, in: Deponieentwässerungssysteme II, Band 501, S. 107 - 126, Expert Verlag, Renningen-Malmsheim

#### EDENBERGER, W. / GATYS, D., P. (1996)

Stand der Technik bei der Inspektion und Ortung von Deponiesickerwasserleitungen, Müll und Abfall, Jahrgang 28 (1996) Heft 7, S. 465 - 472, Verlag E. Schmidt, Berlin

#### EGLOFFSTEIN, TH. / BURKHARDT, G. / MAINKA, A. (1996),

Setzungsbetrachtungen bei Oberflächenabdichtungssystemen von Siedlungsabfalldeponien, Müll und Abfall, Jahrgang 28 (1996), Heft 7, S. 312 - 324, Verlag E. Schmidt, Berlin

#### GARNER, H. / SIEDERER, W. (1997)

Ablagerung biologisch-mechanisch vorbehandelter Abfälle nach dem 1. Juli 2005, Müll und Abfall, Jahrgang 29 (1997), Heft 5, Seite 256 -267, Verlag E. Schmidt, Berlin

#### GERTLOFF, K.-H. (1994)

Verformungsmessungen an der Deponiebasis - Mög-

- lichkeiten und Erwartungen aus der Sicht eines Anwenders, Seminar am 16.03.1994: "Verformungsmessungen an der Deponiebasis", Tagungsband, S. 11 - 20, Zentrum für Abfallforschung der Technischen Universität Braunschweig, Eigenverlag, Leichtweiss-Institut TU Braunschweig
- IGB-TUBS (1998)  
(Institut für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig): Abschlußbericht zum Forschungsauftrag AZ 06939 „Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrunds von Haldendeponien“ der Deutschen Bundesstiftung Umwelt, Osnabrück
- JESSBERGER, H. L. / KOCKEL, R. (1995) Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben „Geotechnische Abfalleigenschaften“; DFG Az. Je30/35-1, Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum
- KAHL, M. (1991)  
Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidierten Tonen. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 35, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig
- KALTWANG, J. (1992)  
Die pleistozäne Vereisungsgrenze im südlichen Niedersachsen und östlichen Westfalen, Mitteilungen aus dem Geologischen Institut der Universität Hannover, Heft 33, Eigenverlag
- KLOBE, B. (1992)  
Eindimensionale Kompression und Konsolidation und darauf basierende Verfahren zur Setzungsprognose, Veröffentlichungen Heft 128, Karlsruhe 1992
- KNOLL, A. (1997)  
Verbesserungen am Quellcode des EDV-Programmes PEGASUS (Versionen 1.66 bis 1.67), Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, unveröffentlicht
- KNOLL, A. / BACHMANN, M. (1996)  
Zentraldeponie Heinde, Erweiterung Hoersten West, Bauabschnitt I, II, Bau des Basisabdichtungssystems, Abschlußbericht der Fremdprüfung „mineralisch“ zu den baubegleitenden bodenmechanischen Untersuchungen 1995/96; sowie:  
Untersuchungen zum geänderten Setzungsverhalten infolge Toneinbau (08.07.1996), unveröffentlichte Projektunterlagen des IGB TUBS
- KNOLL, A. / HORST, M. (1994)  
Abschlußbericht zu den baubegleitenden bodenmechanischen Untersuchungen 1993/94, Abfallentsorgungsanlage Salzgitter-Diebesstieg, BA IA, Basisabdichtungssystem, Fremdüberwachung „mineralisch“, Bericht vom 06.12.1994, unveröffentlichte Projektunterlagen des IGB TUBS
- KÖLSCH, F. (1997)  
Vergleichuntersuchungen mit verschiedenen Meßverfahren an Referenzstrecken bei Deponien, Veröffentlichung von Ergebnissen geplant im Frühjahr 1998, in: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig
- KÖLSCH, F. (1996)  
Der Einfluß der Faserbestandteile auf die Scherfestigkeit von Siedlungsabfall, Mitteilungen Heft 133/1996, Leichtweiss-Institut für Wasserbau TU Braunschweig, Hrsg. H.J. Collins, Eigenverlag, Braunschweig
- KREUTER, H. (1996)  
Ingenieurgeologische Aspekte geostatistischer Methoden, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericana in Karlsruhe, Heft 138, Hrsg. Gudehus / Natau, Karlsruhe
- KRISTA, M. (1991)  
PEGASUS - EDV-Programm für die Spannungs- und Setzungsberechnung sowie Programmdokumentation, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, unveröffentlicht
- LANG, H.-J. / HUDER, J. / AMANN, P. (1996)  
Bodenmechanik und Grundbau, 6. Auflage, Springer Verlag, Berlin et al.
- LEHNERS, CH. / LHOTZKY, K. / FRANK, H. / ERNST, H. (1997)  
Verformungen von Deponiekörpern, in Müll und Abfall, Jahrgang 29 (1997) Heft 7, S. 415 - 425, Verlag E. Schmidt, Berlin
- LHOTZKY, K. (1994a)  
Hydrostatische Höhenvermessung - Prinzip, Meßanordnung und -genauigkeiten, Vortrag bei dem Seminar am 16.03.1994: "Verformungsmessungen an der Deponiebasis", Tagungsband, S. 21 (Anmerkung: aus patentrechtlichen Gründen wurde nur die Gliederung des Vortrages abgedruckt), Zentrum für Abfallforschung der Technischen Universität Braunschweig, Eigenverlag, Leichtweiss-Institut TU Braunschweig
- LHOTZKY, K. (1994b)  
Meßtechnik für Kontrollen des Deponieverhaltens durch den Deponiebetreiber, in: Fortschritte in der Deponietechnik 1993, Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 64, Hrsg. Fehlau, K.-P., Stief, K., Verlag E. Schmidt, Berlin
- LOTTNER, A. (1994)  
Sickerwassersysteme und Basisabdichtung, in: Sicherheit und Zuverlässigkeit von PEHD-Kunststoffdichtungsbahnen - Sickerwasser und Basisabdichtung, Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, Heft 69, S. 82 -102, Eigenverlag, Nürnberg
- LÜNING, CH. / KNOLL, A. / RODATZ, W. (1997)  
Praxisbericht zum Deponiebetrieb - erste Erkenntnisse zu Messungen und Berechnungen der Drängefälle, Abfallwirtschafts Journal, Heft 10/1997 (9. Jahrgang), Bertelsmann Verlag, Gütersloh
- NOTTRODT, H.P. (1988)  
Zur Statistik der effektiven Scherparameter, Schriften der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, Heft 61, Redaktion d. Wissenschaftlichen Zeitschrift und Publikationen, Weimar
- PICKAVÉ, CH. (1997)  
Studienarbeit am IGB-TUBS: Auswertung von Berechnungen und Messungen zu der Funktionstüchtigkeit von Dränageleitungssystemen bei Haldendeponien, Braunschweig, unveröffentlicht
- PLÖTNER, CH. (1996)  
Studienarbeit zur Grenztiefe am IGB-TUBS, unveröffentlicht
- REUTER, E. (1994)  
Stabilitätsuntersuchungen bei Altdeponien, in: Fortschritte in der Deponietechnik 1993, Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 64, Hrsg. Fehlau, K.-P., Stief, K., Verlag E. Schmidt, Berlin
- REUTER, E. (1988)  
Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 26, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig
- RODATZ, W. / KNOLL, A. (1996)  
Fragenkatalog zum Forschungsvorhaben *Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrundes von Haldendeponien*, verschickt an ausgewählte niedersächsische Deponiebetreiber und Ingenieurbüros im Februar / März 1996, unveröffentlicht
- RUPPERT, F.-R. (1980)  
Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bo-

- denmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 80-4, Eigenverlag, Braunschweig
- SIEVERING, W. (1980)  
Die Zuverlässigkeit von Setzungsberechnungen, FBG, Heft 6, Aachen
- STEINKAMP, S. (1994)  
Untersuchungen und Messungen im Bereich der Entwässerungsrohre zur Beschreibung des Zustandes des Deponieabdichtungssystems. Fortschritte der Deponietechnik 1993, Hrsg. Fehlaul / Stief, E. Schmidt Verlag, Berlin
- TABASARAN, O. / RETTENBERGER, G. (1987)  
Grundlagen zur Planung von Entgasungsanlagen, in: Hösel / Schenkel / Schnurer (Hrsg.), Müllhandbuch, Kennziffer 4547, E. Schmidt Verlag, Berlin
- TÖLKE (1969)  
Spannungs- und Verschiebungszustände im Halbraum nach der linearen Elastizitätstheorie. Grundbau Taschenbuch Teil 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin / München
- UMWELTBUNDESAMT (1994)  
Daten zur Umwelt 1992/93 und:
- UMWELTBUNDESAMT (1997)  
Daten zur Umwelt 1994/95, Fachgebiet I 1.2 „Umweltforschung / Umweltstatistik“, Verlag E. Schmidt, Berlin
- VIETE, G. (1960)  
hier: S. 53, in: KALTWANG (1992), S. 72, siehe oben
- VITTINGHOFF, T. (1996)  
Auswirkung der Rohrverdrehung auf die Qualität von Inklinometermessungen, in : Messen in der Geotechnik '96, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Heft Nr. 50, S. 59 - 82, Technische Universität Braunschweig, Herausgeber W. Rodatz, Braunschweig

In dieser Kurzfassung wurden Projektdaten aus bislang unveröffentlichten Projektunterlagen benannt von:

- BÜRO WERSCHE / AMT FÜR ABFALLENTSORGUNG UND STADTREINIGUNG HANNOVER (1996) Sarstedt / Hannover,
- Ezs (1997), ENTSORGUNGSZENTRUM SALZGITTER
- INGENIEURBÜRO RICHTER (1997), Hildesheim
- LÜNIG (1997), Ezs, Salzgitter
- LWI (1993) LEICHTWEIß-INSTITUT FÜR WASSERBAU, BRAUNSCHWEIG
- LWI (1995-97) LEICHTWEIß-INSTITUT FÜR WASSERBAU, BRAUNSCHWEIG
- STEINKAMP / NEGELMANN (1997), Hannover / Sarstedt
- Vw Ag (1996), Wolfsburg
- ZAH (1995/97) Zweckverband Abfallwirtschaft Hildesheim:

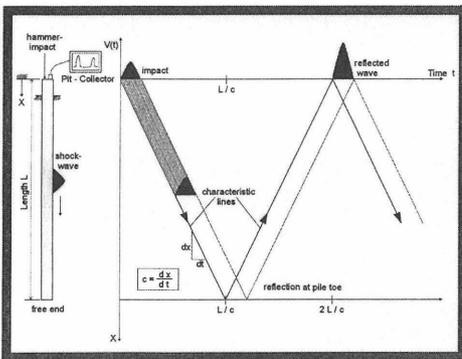




Posterausstellung vom  
INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK  
Technische Universität Braunschweig

## Überprüfung der Integrität

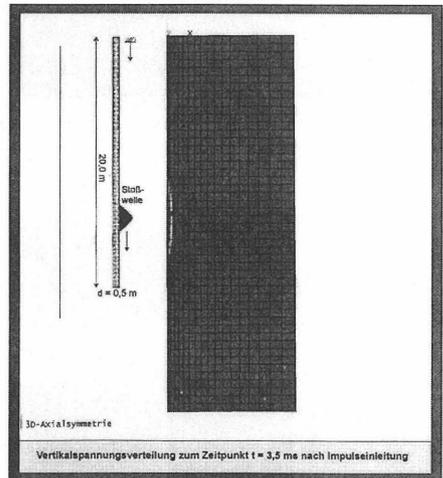
Mit der zerstörungsfreien Pfahlprüfung nach dem Low-Strain-Verfahren können Aufschlüsse über die Pfahlänge und evtl. Abweichungen der planmäßigen Geometrie und Betongüte gewonnen werden. Neben der Durchführung und Auswertung von Integritätsprüfungen werden am IGB-TUBS Auswertestrategien mit Hilfe der Finite-Element-Methode entwickelt.



Bei der Integritätsprüfung wird die dynamische Belastung durch ein wenige Kilogramm schweres Fallgewicht oder einen Hammer-schlag aufgebracht. Der am Pfahlkopf eingeleitete Stoßimpuls erzeugt eine Druckwelle, die den Pfahl durchläuft, am Fuß reflektiert wird und zum Pfahlkopf zurück läuft. Das mit einem Beschleunigungsaufnehmer gemessen Signal wird über die Zeit integriert und schließlich als Geschwindigkeitskurve dargestellt. Charakteristische Veränderungen im Geschwindigkeitssignal können als Impedanzänderungen erkannt werden.

Um bei komplexen Problemfällen weitere Aussagen über die Pfahlbeschaffenheit zu erhalten, können FE-Berechnungen angewendet werden. Dreidimensionale Berechnungsmodelle ermöglichen eine beliebige Anpassung der Pfahlgeometrie.

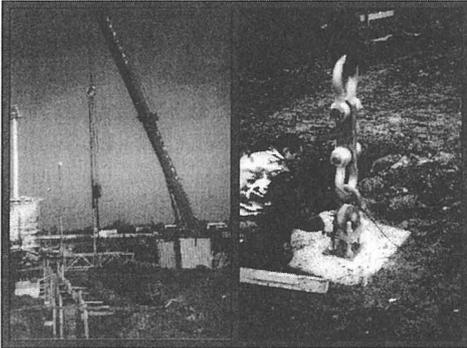
Bei Integritätsprüfungen wird die Wellenausbreitung im Pfahl durch eine impulsartige Belastung erregt. Da es sich hierbei um einen abklingenden nicht harmonischen Bewegungsvorgang handelt, ist für die FE-Berechnung des Pfahl-Boden-Systems eine Transient-Analyse notwendig. Diese Analyse basiert auf einer Zeitschrittintegration.



Um die Stabilität des Integrationsverfahrens zu gewährleisten, muß ein der Problemstellung angepaßter Zeitschritt gewählt werden. Die geometrische Modellierung ist so auszuführen, daß Effekte der Wellenausbreitung gut abgebildet werden können.

## Überprüfung der Tragfähigkeit

Pfahlprobebelastungen werden zur Verifikation der theoretischen Bemessungsannahmen durchgeführt. Hierfür ist in der Regel die Konstruktion und Bereitstellung einer Belastungseinrichtung notwendig. Deren Umsetzung ist mit einem großen finanziellen und zeitlichen Aufwand verbunden. Im folgenden werden zwei unterschiedliche Möglichkeiten zur Durchführung statischer Probebelastungen vorgestellt. Alternativ stehen dynamische Probebelastungen zur Verfügung, die allein oder ergänzend zu den statischen ausgeführt werden. Neben dem Tragfähigkeitsnachweis ist die Überprüfung der Pfahlintegrität ein wichtiger Aspekt. Neben der herkömmlichen Meßtechnik findet derzeit die Finite-Element-Methode Anwendung.

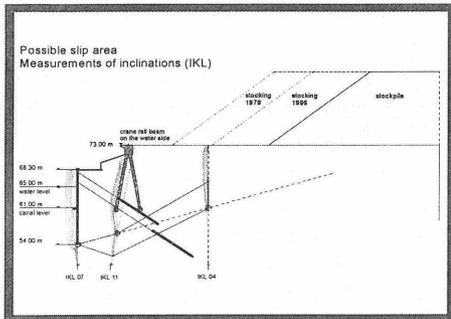


Die hohen Anforderungen bei der Durchführung statischer Probebelastungen erfordern die Erfassung der Mobilisierung der Pfahlängskräfte sowie bei Druckpfählen zusätzlich der Spitzendruckkraft. Zur Ermittlung der Mantelreibungsentwicklung in Abhängigkeit von der Tiefe und der Einwirkung ist die Instrumentierung des Pfahlschaftes z.B. mit Dehnungsmeßstreifen nötig. Dieses ist bei einem Gruppenzugversuch in Berlin zur Anwendung gekommen.

Aus den Messungen kann die Entwicklung der Normalkraft über die Zeit in den jeweiligen Meßebenen sowie die Entwicklung der Normalkräfte für verschiedene Belastungsstufen ermittelt werden. Bei einfachen Anforderungen genügt die Messung der Verschiebung des Pfahlkopfes in Abhängigkeit von der Belastung und der Zeit zum Nachweis der globalen Sicherheit. Um den Aufbau einer aufwendigen Belastungseinrichtung zu vermeiden, wurde in diesem Fall die Lasteinleitung mittels Autokran und die Kraftmessung mittels Zugkraftmeßdose durchgeführt. Als Vorteile haben sich die einfache Art der Kraftaufbringung bei geringen Lasten, die flexible Handhabung und die gute Lastkonstanthaltung herausgestellt. Neben den statischen Probebelastungen zur Ermittlung des Tragverhaltens von Pfählen können dynamische Pfahltests nach der High-Strain-Methode durchgeführt werden. Durch ein Fallgewicht oder einen Rammschlag wird eine Welle erzeugt, die den Pfahl bis zum Pfahlfuß durchläuft und dort reflektiert wird. Am Pfahlkopf werden Dehnungen und Beschleunigungen über die Zeit gemessen. Unter Zuhilfenahme zweier Auswerteverfahren (CASE und CAPWAP) ist eine im Vergleich zur statischen Pfahlprüfung wirtschaftlichere Ermittlung des Widerstands-Verformungs-Verhaltens zu erreichen. Die Einsatzgebiete sind u.a. Stahlpfähle, Spannbetonfertiggpfähle, Bohrpfähle und Spundwandprofile.

## Standisicherheitsüberwachung eines Spundwandbauwerkes nach der Beobachtungsmethode im Zeitraum von mehr als 18 Jahren

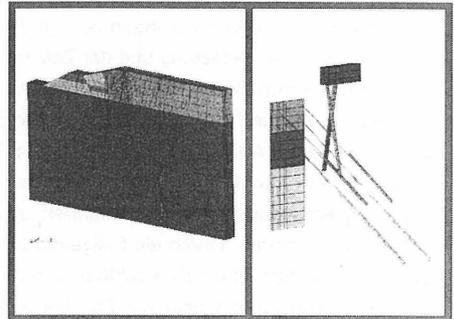
In den Jahren 1978 / 79 wurde am Mittellandkanal ein Kohlehafen gebaut. Zur Ausführung kam eine einfach verankerte Spundwandkonstruktion. Bereits während der Bauphase wurden große Bewegungen des Spundwandkopfes festgestellt. Daraufhin wurde ein Geotechnisches Überwachungsprogramm eingerichtet. Durch dessen Anwendung konnten und werden bauerhaltende Maßnahmen wie z.B. eine zweite Ankerlage frühzeitig geplant und in ihrer Auswirkung überwacht.



Das Geotechnische Überwachungsprogramm beinhaltet Messungen von Ankerkräften mittels DMS-Kraftmeßdosen und Ankerabhebeversuche sowie Inklinometermessungen, Alignmentmessungen der Kranbahnschienen, Lotung der Kanalsohle, Abrostungs- und Rückdehnungsmessungen der Spundwand sowie ein Geodätisches Überwachungsprogramm. Mit Hilfe von Inklinometermessungen wird die wasserseitige Verformungsentwicklung beobachtet.

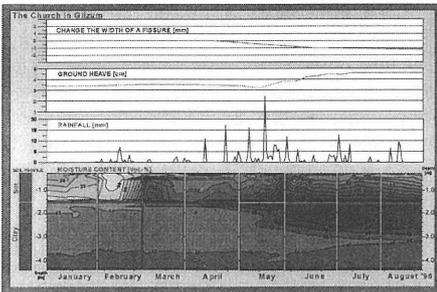
Aus den Deformationsverläufen können Aussagen über mögliche Bruchzonen abgeleitet werden. Um die Ursachen für das anhaltende Verformungsverhalten der Spundwand sowie des wasserseitigen Kranbahnbalckens rechnerisch zu erfassen, wurde ein numerisches Tragwerkmodell auf der Grundlage der Finite-Element-Methode (FEM) entwickelt. Die geometrische Modellierung enthält alle wesentlichen Tragelemente des Hafens.

Die stoffliche Modellierung erfolgt mit der Wahl eines geeigneten Materialgesetzes. Zur Berücksichtigung der Einflüsse unterschiedlicher Bauphasen auf die Verschiebungsgrößen wird eine step-by-step Analyse durchgeführt. Das Modell soll neben der Ableitung neuer Erkenntnisse gleichzeitig für die Planung und Berechnung von Sanierungsmaßnahmen genutzt werden. Die Meßdaten werden zur Verifikation des Tragwerkmodelles herangezogen.



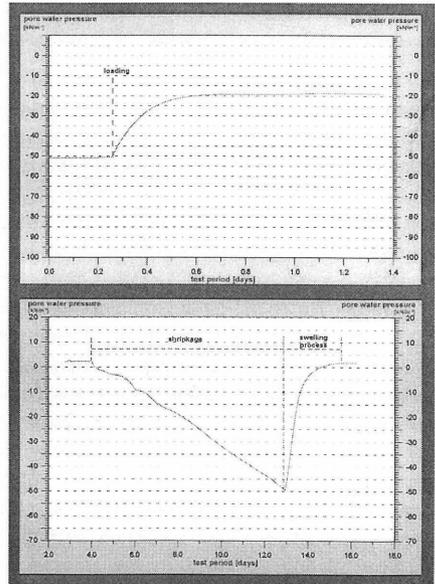
### Gebäudeschäden durch Wassergehaltsänderungen natürlicher Tonböden

In den vergangenen Jahren konnten in Teilen des südöstlichen Niedersachsens im zunehmenden Maße Rißschäden an Gebäuden beobachtet werden, die auf stark feinkörnigen Böden gegründet wurden. Betroffen schienen in erster Linie historische Kirchengebäude, jedoch zeigte sich im Zuge erster Untersuchungen, daß die Problematik nicht allein auf diese Bauwerke beschränkt ist. In den betroffenen Bereichen registrierte man Bodenbewegungen schon seit je her, auffällig ist jedoch eine Verstärkung der Effekte in den letzten fünf Jahren.



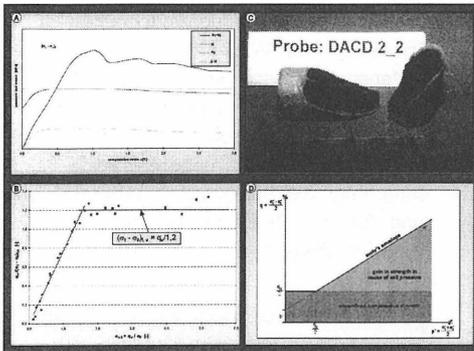
Schwerpunkt der Felduntersuchungen ist die Erfassung des Wasserhaushaltes der betroffenen Tonböden, so daß die Quell- und Schwindvorgänge in Abhängigkeit von den natürlichen Randbedingungen beobachtet werden können. Die nebenstehende Abbildung zeigt die Bodenwassergehaltsentwicklung für den Zeitraum Januar bis August 1996 im Bereich des Kirchengebäudes in Gilmum.

Deutlich wird hier die Abhängigkeit des Wassergehaltes des anstehenden Tones vom Niederschlag. Die einsetzenden Quellhebungen wirken sich unmittelbar auf das betroffene Gebäude aus. Zur Klärung des bodenmechanischen Verhaltens der Tone konnte die Messung des Porenwasserunterdruckes an ungestörten Bodenproben unter der natürlichen Bodenauflast eine besondere Bedeutung zu. Die Abbildungen auf der rechten Seite zeigen einen Ausschnitt aus der am Institut für Grundbau und Bodenmechanik durchgeführten Beobachtung der Veränderung des Porenwasserunterdruckes bei Belastung der Probe und bei Wasserzugabe. In Kenntnis der speziellen Bodeneigenschaften werden Sanierungsmaßnahmen entwickelt, die ohne ständige Beobachtung und ohne einen Eingriff in das Bauwerk den Bodenwassergehalt unterhalb der Gebäude dauerhaft stabilisieren.



## Dichtwandtechnologie

Das IGB-TUBS bearbeitet zur Zeit zwei Forschungsvorhaben aus dem Themenbereich Dichtwandtechnologie. Diese basieren auf Fragestellungen, die sich während der Überwachung von Einphasen-Dichtwand-Baumaßnahmen herauskristallisierten. Zum einen wird das Spannungs-Verformungs-Verhalten untersucht, zum anderen wird der Einfluß der Anmachwasser- und Lagerungstemperatur auf die Hydratation und Eigenschaften von Dichtwandmassen im jungen Alter erforscht.



A: undrained test: typical course of the stress and the pore water pressure in function of the compressive strain  
 B: unconfined test: referred strength in function of the overconsolidation stress and unconfined compressive strength  
 C: drained test: shear strength type of failure  
 D: drained test: increase of the ultimate strength in function of lateral retention (consolidation) stress

### Spannungs-Verformungs-Verhalten

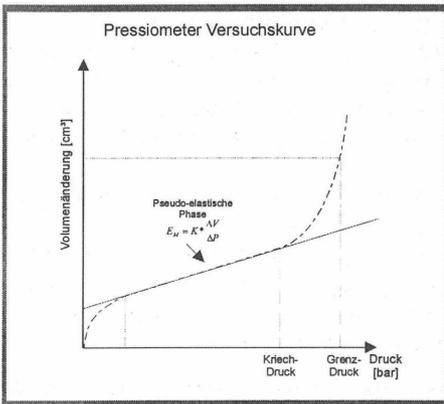
Dichtwände unterliegen Beanspruchungen infolge geologisch oder baulich bedingter Bodenbewegungen. Wegen des möglichen unterschiedlichen Spannungs-Verformungs-Verhaltens des Bodens und einer bereits erhärteten Dichtwand bewirken diese Bewegungen Spannungen in der Dichtwand und können so zu deren Zerstörung führen. Es werden umfangreiche Laborversuche an Dichtwandmassen durchgeführt:

- einaxialer Druckversuch
- Oedometerversuch
- Kriechversuch
- Triaxialversuch (Typ CD und CU), etc.

Nach den bisherigen Untersuchungen verhalten sich Dichtwandmassen unter undrainierten Verhältnissen ähnlich wie im einaxialen Druckversuch, d.h. mit einer vom Seitendruck unabhängigen Festigkeit in der Größenordnung der einaxialen Druckfestigkeit. Bei drainierten Bedingungen ergibt sich die Festigkeit aus zwei Anteilen, zum einen aus der einaxialen Druckfestigkeit, zum anderen aus einem von der seitlichen Stützung abhängigen Anteil. Dieser bewirkt eine zusätzliche horizontale Spannungsaufnahme in der Größenordnung der vierfachen vertikalen Spannung. Bei Eigenschaftsprüfungen und Qualitätssicherungsuntersuchungen für Dichtwandmassen wird die Suspension in der Regel mit einer Anmachwassertemperatur von 20°C angesetzt und anschließend bei 20°C unter Wasser gelagert. In situ liegen jedoch Wassertemperaturen (Grundwasser) zwischen 7°C und 15°C vor. In Abhängigkeit von der Anmachwassertemperatur treten bei den untersuchten Bentonitsuspensionen prägnante Unterschiede bei den Ergebnissen der Suspensionskennwerte auf. Weiterhin zeigt sich auch eine deutliche Relation zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Anmachwassertemperatur, wobei die einaxiale Druckfestigkeit mit zunehmenden Anmachwassertemperaturen ansteigt. Einen großen Einfluß auf die Festigkeitsentwicklung bewirken unterschiedliche Lagerungstemperaturen. Mit zunehmenden Lagerungstemperaturen steigt die einaxiale Druckfestigkeit. Ein ähnliches Verhalten zeigt sich auch bei den Durchlässigkeitsuntersuchungen. Durch erhöhte Lagerungstemperaturen wird die Durchlässigkeit verringert und durch niedrige Lagerungstemperaturen erhöht.

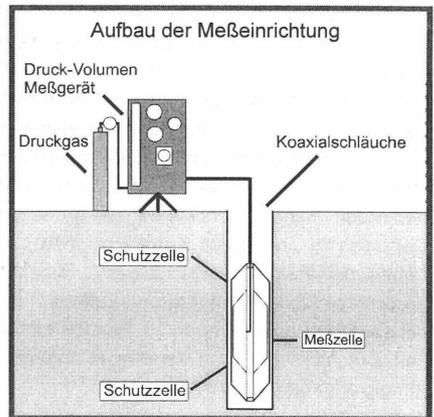
### In situ Baugrunduntersuchung mit dem Pressiometerverfahren nach MENARD

Für eine sichere und wirtschaftliche Gründung von Bauwerken ist die Kenntnis der bodenmechanischen Eigenschaften des Untergrundes Voraussetzung. Dies sind in erster Linie das Spannungs-Verformungsverhalten und die Bruchgrenze. Die Ermittlung dieser Parameter im bodenmechanischen Labor hat trotz hochentwickelter Meß- und Versuchstechnik gegenüber der Prüfung in natürlicher Lagerung den Nachteil, daß Entnahme und Einbau der Probe in die Versuchsgeräte nicht ohne Störung möglich ist, und daß unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit auch den Probenabmessungen Grenzen gesetzt sind.



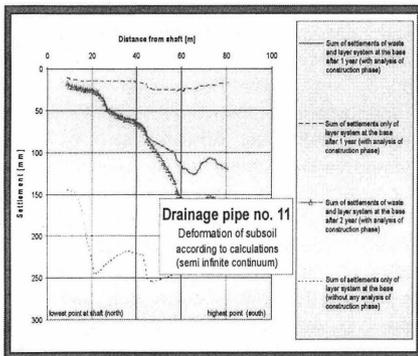
Bohrlochaufweitungsversuche dienen der Modulbestimmung des Anstehenden in Bohrlöchern. In der Bodenmechanik kommt in der Regel das pressiometrische Verfahren nach MENARD zur Anwendung. Der Pressiometerversuch stellt einen in situ Belastungsversuch des Bodens dar, bei dem auf eine Bohrlochwand relativ kleinen Durchmessers eine stufenweise gesteigerte Druckspannung aufgebracht und die dadurch erzeugte Deformation des Bodens gemessen wird. Die maximale Druckspannung wird im allgemeinen bis zum Bruch des Bodens erhöht, bzw. bis zum 1,5-fachen der im Gebrauchszustand zu erwartenden Spannungen gesteigert.

Die Messung der Druck-Verformungslinie erfolgt für eine zylindrische Meßzelle zwischen zwei Schutzzellen, die jeweils den gleichen Druck erhalten wie die Meßzelle. Die Aufgabe der Schutzzellen besteht darin, entlang der gesamten Meßzelle ein rein zylindrisches Spannungsfeld zu erzeugen und Nebenverformungen der Meßzellenmembran am oberen und unteren Ende zu vermeiden. Der Druck auf die Meßzelle wird durch auf Flüssigkeit drückende Preßluft aufgebracht, um die Volumenänderung genau messen zu können. Aus dem Druck- Volumendiagramm werden die mechanischen Eigenschaften des Bodens abgeleitet: der Deformationsmodul (MENARD-Modul  $E_M$ ) und der Grenzdruck (Bruchgrenze  $p_i$ ).



## Setzungen an der Basis von Haldendeponien

Für ein von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt gefördertes Forschungsvorhaben zum "Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrunds von Haldendeponien" werden Deponiestandorte von Haldendeponien mit fortlaufenden Meßkampagnen an der Basis recherchiert. Wesentliches Ziel ist die Absicherung von Berechnungsmodellen für die Setzungen an der Basis. Die Datenerhebung basiert auf der Grundlage eines zwischen dem IGB-TUBS und dem Niedersächsischen Landesamt für Bodenforschung abgestimmten Fragenkatalogs.



Auf der Grundlage von Parameterstudien und zusätzlichen Laboruntersuchungen werden gemessene Verformungen zur Kalibrierung projektbezogener Berechnungen und Studien für einzelne Verfüllphasen herangezogen. Die Parameterstudien und begleitende Berechnungen werden wie folgt durchgeführt:

- Berücksichtigung einzelner Bau- und Verfüllungs-(Last)phasen
- Berechnungen zur zeitabhängigen Konsolidation
- Setzungsprognosen für die weitere Verfüllung, Variationen von Kennwerten (z.B. Abfallwichte, Steifigkeit des Untergrunds)

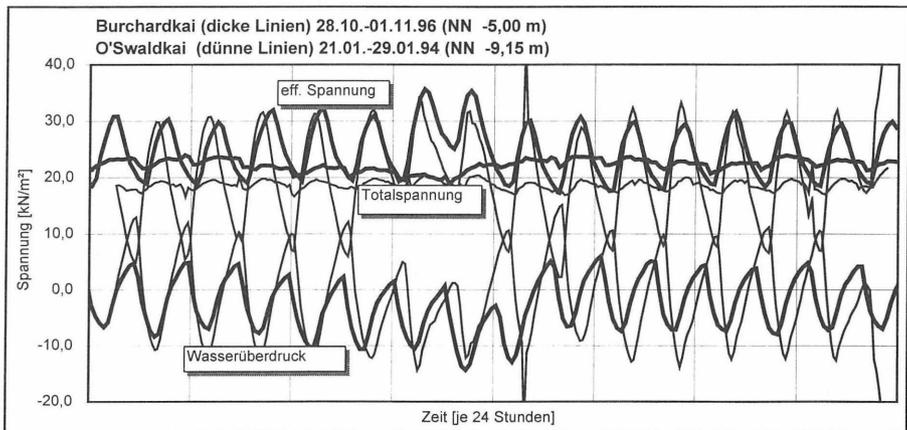
Zur Berücksichtigung der sukzessive sich bereits beim Bau und der späteren Verfüllung der Deponie einstellenden Geländehöhe, wurden die Geländeprofile zeitabhängig verändert, um die unterschiedliche Spannungsausbreitung im Untergrund bis zur Grenztiefe zu berücksichtigen. Die Berechnungen zu den Setzungen an der Deponiebasis haben gezeigt, daß die Setzungen infolge der Lasten des Abdichtungssystems einen wesentlichen Anteil der Gesamtsetzungen ausmachen. In der obenstehenden Abbildung sind die Anteile für ein ausgewähltes Dränrohr ausgewiesen. Nach den Verformungsmessungen ergibt sich für die untersuchten Sammler der Basisdränung ein unterschiedliches Setzungsverhalten. Wegen der in Teilbereichen mehr oder weniger aufgetretenen Setzungen der Dränrohre ist daher zeitabhängigen Setzungsrechnungen, welche den Baufortschritt berücksichtigen, große Bedeutung beizumessen. Setzungsrechnungen für Deponien müssen durch Konsolidationsbetrachtungen ergänzt werden, da Berechnungen gezeigt haben, daß Faktoren, welche das Drängefälle ungünstig beeinflussen, infolge der Porenwasserdruckentwicklung im Untergrund auftreten können. In beispielhaften dreidimensionalen Konsolidationsberechnungen wurden im Randbereich der Deponiefläche in Abhängigkeit z. B. von Steifigkeit, Durchlässigkeit und Verfüllgrad anfangs teilweise Hebungen festgestellt, die zeit- und lastabhängig abgebaut werden.



## Spannungs-Verformungs-Verhalten von Kaimauern im Hamburger Hafen

Wegen der in Zukunft zu erwartenden weiteren Vertiefung der Hafenbecken wird die Schlitzwandbauweise speziell in den deutschen Seehäfen an Bedeutung gewinnen. Die höheren Geländesprünge und die für das Rammen ungünstigen Baugrundverhältnisse im Hamburger Hafen werden die jahrzehntelang vorherrschende Stahlspundwandbauweise weiter zurückdrängen. Die größeren Konstruktionshöhen und die Anwendung grundsätzlich anderer Bauabläufe werfen die Frage auf, ob die derzeitigen Berechnungsvorschriften und Bemessungsregeln noch eine zutreffende Beschreibung der Bauwerksbelastungen liefern. Die dem ausgeführten Meßsystem innewohnende Redundanz ermöglicht den rechnerischen Abgleich der Ergebnisse mit dem Ziel verbesserter Aussagewahrscheinlichkeiten. Bei geotechnischen Meßkonzepten empfiehlt sich u.a. wegen der Gefahr von Meßgeberdefekten eine mehrfache Erfassung der Leitgrößen.

Über die unterschiedlichen und zum größten Teil voneinander unabhängigen Meßsysteme sollten Kenntnisse über die Spannungs- und Verformungszustände gewonnen werden. Dabei wurden die Messungen sowohl auf der Lastseite, d.h. im Erdrreich wie auch auf der Widerstandsseite, d.h. in der Wand durchgeführt. Die Bestimmung einzelner Kenngrößen aus möglichst unabhängigen Meßvorgängen (z. B. Ermittlung der Momente aus DMS, Inklinometer, Gleitmikrometer) ergab ein im mathematischen Sinne überbestimmtes System.



Als ein Beispiel der zahlreichen Meßergebnisse weisen die gemessenen effektiven Spannungen einen deutlichen Abfall gegenüber der Erddrucktheorie auf. Werden für verschiedene Tiefenpositionen die effektiven Spannungen ( $\sigma_{\text{eff}}$ ) zusammen mit den Wasserüberdrücken ( $\Delta u$ ) aufgetragen, so ist abzulesen, daß die Erhöhung der landseitigen Wasserüberdrücke zu Reduktionen der Erddrücke in gleicher Größenordnung führen. Die auf die Schlitzwand einwirkende Belastung bleibt mit knapp 20 kN/m<sup>2</sup> bei beiden untersuchten Kaikonstruktionen nahezu konstant. Die Wasserüberdrücke werden also fast vollständig durch die Abnahme der effektiven Spannungen kompensiert.



**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. 81-5 | 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.<br>Schnell, W.    | Dichtungswände und -sohlen, 1982 *   |
| Nr. 9    | Simons, H.<br>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  |



IGB-TUBS

- 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 in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 \*
- 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 in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985
- Nr. 20      Meseck, H.      Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 \*
- Nr. 21      Balthaus, H.      Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden, Diss., 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 in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987

- Nr. 24 Krause, Th. Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation, 1987
- Nr. 25 Meseck, H. Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, Dissertation, 1987
- Nr. 26 Reuter, E. Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Dissertation, 1988
- Nr. 27 Wichert, H.-W. Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation, 1988
- Nr. 28 Geil, M. Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation, 1989
- Nr. 29 Kruse, T. Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Dissertation, 1989
- Nr. 30 Rodatz, W.  
u.a. Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, 1989
- Nr. 31 Rodatz, W.  
Beckefeld, P.  
Sehrbrock, U. Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen - Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
- Nr. 32 Knüpfer, J. Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. Schadstoffaustrag aus abge bundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W.  
Sehrbrock, U. Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten), Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991



IGB-TUBS

- Nr. 36 Kahl, M. Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers, Dissertation, Dissertation, 1991
- Nr. 37 Rodatz, W.  
Hemker, O.  
Voigt, Th. Standsicherheiten im Deponiebau, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W.  
Meier, K. Dynamische Pfahltests, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren, Dissertation, 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, Dissertation, 1993
- Nr. 41 Rodatz, W.  
Hartung, M.  
Wienholz, B. Pfahl Symposium 1993  
Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
- Nr. 42 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Hartung, M. IGB-TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 technischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 1993
- Nr. 43 Rodatz, W.  
Hemker, O.  
Horst, M.  
Kayser, J. Deponieseminar '94  
Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau - Fachseminar in Braunschweig am 17. u. 18. März 1994
- Nr. 44 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Wienholz, B. Messen in der Geotechnik '94  
Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
- Nr. 45 Hartung, M. Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand, Dissertation, 1994

- Nr. 46 Hemker, O. Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen, Dissertation, 1994
- Nr. 47 Voigt, Th. Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen, Dissertation, 1994
- Nr. 48 Rodatz, W. Pfahl-Symposium 1995  
Ernst, U. Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24.  
Wienholz, B. Februar 1995
- Nr. 49 Kayser, J. Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation, 1995
- Nr. 50 Rodatz, W. Messen in der Geotechnik '96  
Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23.  
Wienholz, B. Februar 1996  
Vittinghoff, T.
- Nr. 51 Rodatz, W. Deponieseminar '96  
Knoll, A. Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996
- Nr. 52 Maybaum, G. Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer, Dissertation, 1996
- Nr. 53 Rodatz, W. Pfahl-Symposium '97  
Ernst, U. Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21.  
Wienholz, B. Februar 1997
- Nr. 54 Horst, M. Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen, Dissertation, 1997
- Nr. 55 Rodatz, W. Messen in der Geotechnik '98  
Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20.  
Stahlhut, O. Februar 1998

