Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 74

IGB·TUBS

11. Braunschweiger Deponie- und Dichtwandseminar 2004

Konzept:

Dr. M. Rosenberg
M. Nendza

Braunschweig 2004

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann

VORWORT

Das vorliegende Heft der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik erscheint als Tagungsband anlässlich unseres 11. Braunschweiger Deponieseminars. Damit setzen wir die Veröffentlichung der Beiträge der seit 1990 regelmäßig im Abstand von zwei Jahren stattfindenden Seminare fort, die sich mit diesem Themenbereich befassen. Eine Übersicht befindet sich im Anhang dieses Heftes.

Die Beitragsthemen dieses Seminars gliedern sich inhaltlich wieder in zwei Bereiche. Der erste Veranstaltungstag beginnt mit einem wissenschaftlichen Vortragsblock zu Überwachungsmethoden von Deponieverformungen und Emissionen sowie zur Modellierung der Langzeitemission von Deponien. Mit diesem Vortragsblock soll der Wissenstransfer zwischen Forschung und Praxis angeregt und ein Austausch von Informationen ermöglicht werden.

Aufgrund der Übergangsfristen gemäß der Deponieverordnung kommt es derzeit vermehrt zum Bau von Oberflächenabdichtungen. Sowohl von einer Genehmigungsbehörde, als auch von Seiten der Planer wird über die Auslegung technischer Maßnahmen referiert, die auch unter dem Aspekt der Entwicklung der Oberflächenabdichtungen in Deutschland betrachtet werden. Im Weiteren stehen aktuell verwirklichte Oberflächenabdichtungssysteme und Fragestellungen, die im Zusammenhang mit der Rekultivierung und Stabilisierung von Deponien auftreten, im Vordergrund. Darüber hinaus werden die Aspekte der Nachsorgephase in weiteren Vorträgen thematisiert.

Am zweiten Tag des Seminars wenden wir uns Abdichtungen zu, die mit Injektionsverfahren oder der Schlitzwandtechnik hergestellt werden. Zuerst werden sehr verschiedene aktuelle Baumaßnahmen zu dem Themenblock vorgestellt, bei denen der Stellenwert von Qualitätssicherungsmaßnahmen diskutiert wird. Danach werden Aspekte der Materialforschung behandelt und von aktuellen Forschungsergebnissen aus unserem Haus berichtet. Den abschließenden Block bilden Vorträge über die speziellen Anwendungen von Dichtwandmaterialien.

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. Angeregt durch die Beiträge der Referenten und lebhafte Diskussionen werden sicherlich neue Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau entstehen.

Den Referenten danke ich für ihre Beiträge und allen Seminarteilnehmern für ihr Interesse, das uns bestärken wird, weiterhin alle zwei Jahre das Deponie- und Dichtwandseminar fortzuführen. Für die technische Ausrichtung dieses Seminars danke ich der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig, den wissenschaftlichen Mitarbeitern des Instituts, insbesondere den Herren Dr.-Ing. Matthias Rosenberg und Dipl.-Ing. Matthias Nendza für die Mitarbeit bei der Organisation und Konzeption des wissenschaftlichen Programms.

Braunschweig im März 2004

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Inhaltsverzeichnis

Deponiebau / Oberflächenabdichtungen

Innovative Methoden zur Überwachung des Deponieverhaltens –
Verformungen und Emissionen
Prof. Dr. K. Fricke, Dr. K. Münnich, J. Bauer, Helge Goedecke 1

Modellierung des Langzeitemissionsverhaltens von Deponien
- Konsequenzen für die Risikobewertung -
Dr. A. Haarstrick, Prof. Dr. D.-C. Hempel 23

Neue Wege in der Behandlung von Trübefeststoffen
Dr. T. Meggyes, Dr. A. Debreczeni 43

Abschluss von Altdeponien auf der Grundlage der Deponieverordnung
W. Bräcker 65

Überlegungen zur Auslegung technischer Maßnahmen zur Deponiestilllegung
Dr. A. Palm 77

Gedanken zur Oberflächenabdichtung von Deponien
K. Stief 87

Versuchsfelder für standortangepasste Oberflächenabdichtungen:
Ergebnisse von 2 Jahren Monitoringuntersuchungen
Dr. K.-U. Heyer, Dr. K. Hupe, Prof. Dr. R. Stegmann 103

Erfahrungen mit der Planung und Realisierung einer Wasserhaushaltsschicht
am Beispiel der KMD Sprendlingen
Dr. Th. Egloffstein, D. Sturm, H. Bräckelmann 121

Die schwarz-grüne Barriere - Konzepte für eine nachhaltige und
kostengünstige Schließung von Altdeponien
Dr. E. Reuter, Dr. N. Markwardt, C. Pacalaj, M. Sutoris 145

Tonschlacken in Oberflächenabdichtungssystemen
W. Oltmanns, H.-G. Dymek 177

Langzeitverformungsanalyse der Schlickdeponie Francop
Dr. O. Stahlhut, W. Zieler 191

Langzeit-Scherfestigkeit von Geokunststoffen aus mehreren Komponenten
Dr. W. Müller, Dr. S. Seeger, M. Thies 213

Einsatz der Photovoltaik im Rahmen der Sicherung und Nachnutzung
von Deponien und Altlasten
B. Decker, Dr. E. Reuter 231

Deponie Brümmer – von der Planung bis zur Nachsorge
Dr. Th. Schulz, M. Großcurth 233

Dichtwandtechnologie

Qualitätssicherung bei der Herstellung von Soilcrete-Sohlen
Dr. U. Trunk, G. Breitsprecher 249

Die Herstellung einer Weichgelsohle mit Feinstzementunterdeckelung in Berlin,
Lehrter Bahnhof / Hauptbahnhof
M. Baltruschat 271

Herstellung einer Schlitzwand als Dauermaßnahme für die Unterführung
einer Bundesbahnstrecke in Alfter-Impekoven
H.-G. Haugwitz, Th. Hahn 285

Innovative Sicherungsmaßnahmen für Deponien - Ausführung der
Kammerdichtwand Deponie Vorketzin
C. Kellner, B. Scheibel 305

Immobilisation von Ölkontaminationen mit Mitteln des Spezialtiefbaus
G. Breitsprecher, F. Winkler 319

Chemische Beständigkeit von Dichtwandmassen gegenüber schadstoffhaltigen Sickerwässern
J. Dietrich, Dr. A. Märten, Prof. Dr. V. Feeser 335

Dichtwand-Fertigmischungen - Eine „Black Box“ ?
Dr. A. Märten 355

Ursachen und Auswirkungen von Imperfektionen bei Dichtwänden
Prof. Dr. J. Stahlmann, Chr. Scholz 363

Hydraulische Funktionskontrolle an Dichtwandsystemen
Chr. Scholz, Dr. M. Rosenberg, R. Schmolke 381

Standsicherheitsbetrachtungen bei Dichtwänden mit feststoffreichen Massen
Dr. M. Geil, R. Steffen, S. Dahlmann 401

Baugrubenverbau mit Dichtwandfertigmischungen
Th. Deuse, Dr. H. Plack 421

Polyvinylalkoholfaser bewehrtes Dichtwandmaterial für das Zweiphasenverfahren
O. Preiß, Prof. Dr. P. Amann 427

Ausgewählte nicht vorgetragene Beiträge

Eine standortbezogene Methode für die Integration von Entwurf, Bemessung und Wirtschaftlichkeitsrechnung von Oberflächenabdichtungssystemen
J. Schmid, Prof. Dr. H. Schulz 439

Temporäre Oberflächenabdichtung Schüttfeld III der Deponie Braunschweig-Watenbüttel
C. Lindner 445

Mitteilungshefte des IGB·TUBS 449

Das IGB·TUBS im Internet 455

Aussteller- (A) und Inserentenverzeichnis (I)

ARS SOLI – Ingenieurgesellschaft für Geotechnik,
Bahnhofplatz 5
82041 Deisenhofen/ München
Universität der Bundeswehr München,
Inst. f. Bodenmechanik und Grundbau
Werner-Heisenberg-Weg 39
85577 Neubiberg/ München
(A)

AZ BUT
Anneliese Baustoffe GmbH & Co. KG
Neubeckumer Straße 92
59320 Ennigerloh
(I)

bfm Umwelt GmbH
Am Mittleren Moos 48
86167 Augsburg
(A)

Civilserve GmbH,
EDV für das Bauwesen
Weuert 5
49439 Steinfeld
(A)

Keller Grundbau GmbH
Kaiserleistraße 44
63067 Offenbach
(A)

Naue Fasertechnik GmbH & Co. KG
Wartturmstraße 1
32312 Lübbecke
(A)

Professor Dr.-Ing. Walter Rodatz und Partner
Beratende Ingenieure für Geotechnik GmbH
Nussbergstraße 17
38102 Braunschweig
(I)

S & B Industrial Minerals GmbH
Ruhrorter Straße 72
68219 Mannheim
(A)

Stephan Schmidt KG
Bahnhofstraße 92
65599 Dornburg
(A)

Stump Spezialtiefbau GmbH
Max–Planck-Ring 1
40764 Langenfeld
(A)

Umwelt – Geräte –Technik GmbH
Eberswalder Straße 58
15374 Müncheberg
(A)

Dr. Zander Beratende Ingenieure GmbH
Wendentorwall 19
38100 Braunschweig
(A)

20 Jahre DiWa-mix®



... und mehr als 2,5 Millionen m² Dichtwand.
Das ist Erfahrung!

AZBUT®
HEIDELBERGCEMENT Group

ANNELIESE
Baustoffe für Umwelt und Tiefbau
GmbH & Co. KG
Neubeckumer Str. 92
D-59320 Ennigerloh
Tel. +49 (0) 25 24/29-830
Fax +49 (0) 25 24/29-815
E-Mail: info.AZBUT@azag.de
Internet: www.azbut.de

Niederlassung Südwest
Rohrbacher Str. 95
D-69181 Leimen
Tel. +49 (0) 62 24/7 03-519
Fax +49 (0) 62 24/7 03-521

Wir beraten Sie gerne individuell.

Innovative Methoden zur Überwachung des Deponieverhaltens – Verformungen und Emissionen –

Dr.-Ing. Kai Münnich, Prof. Dr.-Ing. Klaus Fricke,
Dipl.-Ing. Jan Bauer, Dipl.-Ing. Helge Goedecke

1 Einleitung

Die in der Vergangenheit vielfach erfolgte unkontrollierte Ablagerung von Abfällen sowie die sich daraus ergebenden Folgen für die Umwelt haben dazu geführt, dass die Anforderungen an die Verwertung, die Behandlung und die Deponierung von Abfällen in den letzten Jahren deutlich gestiegen sind. So ist seit 1993 (TASi, 1993) bei der Anlage von Neudeponien eine vollständige Kapselung der deponierten Abfälle durch Basis- und Oberflächenabdichtungssysteme vorzusehen. Ab dem Jahre 2005 sind alle Abfälle vor der Ablagerung so zu behandeln, dass die strengen Kriterien der Deponieverordnung (2002) in Bezug auf die Restemissionen eingehalten werden können.

Die Funktionsfähigkeit beider Abdichtungssysteme sowie der weiteren funktionalen Elemente im Deponiekörper, wie z. B. Gasfassungs- und Sickerwassersammelsysteme, muss während der Betriebs-, der Stilllegungs- und Nachsorgephase kontrolliert werden. Die Betriebsphase umfasst dabei – je nach Deponiegröße – mehrere Jahre bis zu mehreren Jahrzehnten; die sich daran anschließende Stilllegungsphase kann ebenfalls bis zu zwei Jahrzehnten betragen. Die Überwachungs- und Kontrollarbeiten in der Nachsorgephase müssen – wie in der Deponieverordnung festgelegt – mindestens über 30 Jahre sichergestellt werden, wobei Prognosemodelle zeigen, dass vor allem bezüglich der Sickerwasseremissionen in vielen Fällen dieser Zeitraum nicht ausreichend sein wird.

In der Mehrzahl sind Deponien Kapselkonstruktionen mit Einbauten zur Fassung und Entsorgung von Emissionen sowohl über die Gas- als auch über die Sickerwasserphase. Während der gesamten Betriebs- und Funktionsdauer ist die Kapselkonstruktion verschiedenen Arten von Belastungen ausgesetzt, die zu ernsthaften Schäden führen können. Die Belastung des Bauwerkes „Deponie“ durch physikalische, chemische und biologische Einwirkungen ist aufgrund der abgelagerten Abfälle vielfach komplexer als bei anderen Bauwerken. Durch die biologischen Aktivitäten ist der Abfallkörper ständigen Veränderun-

gen unterworfen, die wiederum z.B. das mechanische Abfallverhalten beeinflussen. So resultiert durch den langfristigen fast vollständigen Abbau der organischen Kohlenstoffverbindungen eine Volumenreduktion, die zu großen mechanischen Instabilitäten des Abfallköpers führen und damit sowohl zur Gefährdung des Gesamtbauwerks als auch der Umwelt beitragen kann.

Die TA Siedlungsabfall sieht daher eine Vielzahl von Überwachungseinrichtungen vor, die vorzuhalten und in regelmäßigen zeitlichen Abständen bezüglich ihrer Funktionsfähigkeit zu überprüfen sind. Dazu gehören:

- Grundwasserüberwachungssysteme,
- Messeinrichtungen zur Überwachung der Setzungen und Verformungen des Deponiekörpers,
- Messeinrichtungen zur Überwachung der Setzungen und Verformungen der Deponieabdichtungssysteme,
- Messeinrichtungen für die meteorologische Datenerfassung,
- Messeinrichtungen zur Erfassung der Wassermengen, die zur Aufstellung der Wasserhaushaltsbilanzen erforderlich sind,
- Messeinrichtungen zur Erfassung der Qualität von Sickerwasser und sonstigen Wässern,
- Messeinrichtungen zur Überwachung der Temperatur an der Deponiebasis,
- Einrichtungen für Deponiegasmessungen und Gaspegel zur Emissionsüberwachung.

Die Überwachungsmaßnahmen müssen in der Betriebs-, Stilllegungs- und Nachsorgephase der Deponie durchgeführt werden, wobei der Umfang in der letzten Phase der Nachsorge reduziert werden kann. Der genaue Umfang der einzelnen Maßnahmen bezüglich der räumlichen und zeitlichen Intervalle ist nur zum Teil vorgegeben, im Hinblick auf die Interpretation der gewonnenen Daten bestehen in jedem Fall noch erhebliche Defizite.

2 Sonderforschungsbereich Bauwerksüberwachung SFB 477

Im Jahre 1998 richtete die Deutsche Forschungsgemeinschaft an der Technischen Universität Braunschweig den Sonderforschungsbereich (SFB 477) „Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung“ ein. Der Son-

derforschungsbereich hat sich zum Ziel gesetzt, die Lebens- und Nutzungsdauer von Bauwerken durch eine innovative Überwachung sicherzustellen. In vier interdisziplinären Teilprojektbereichen werden Überwachungsmethoden und -strategien konzipiert, adaptive Modelle erforscht und neuartige Messtechnik entwickelt.

Die große Breite an Bauwerken wird durch die Einbeziehung von Bauwerken aus dem Konstruktiven Ingenieurbau und durch Deponiebauwerke beispielhaft abgedeckt.

3 Konzept des Deponiemonitorings

An der Entwicklung des Monitoringkonzeptes für Deponiebauwerke sind mehrere Institute der TU Braunschweig beteiligt. Die zentralen Projekte sind die Teilprojekte des Instituts für Bioverfahrenstechnik (TP B5), des Instituts für Statik (TP B6) und des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau, Abteilung Abfallwirtschaft (TP D1).

Das Ziel des TP D1 ist es, die physikalischen Zusammenhänge in Deponien besser zu verstehen, die erzielten Erkenntnisse mit Messungen an Deponien zu untermauern und daraus abgeleitet das Monitoring in der Betriebs-, Stilllegungs- und vor Allem in der Nachsorgephase auf das notwendige Maß zu begrenzen. Dabei müssen sowohl die einzelnen Messungen und angewendeten Systeme überprüft werden, z. T. neue Messsysteme entwickelt sowie die räumlichen und zeitlichen Messintervalle ermittelt werden. Zur Ermittlung der physikalischen Grundlagen werden hauptsächlich, meist großvolumige, Laborversuche eingesetzt. Um das erforderliche Monitoring auf den Deponien definieren zu können, werden insbesondere In-Situ-Messungen durchgeführt. Eine Kombination der Laborversuche mit den In-Situ-Messungen soll später eine Prognose des Deponieverhaltens und damit eine Beurteilung von Monitoringsystemen möglich werden lassen.

Die Komplexität dieser Fragestellung macht eine Aufteilung in zwei Untersuchungsabschnitte erforderlich:

- Ermittlung des biochemischen Verhaltens auf der Grundlage der Messungen der flüssigen und gasförmigen Emissionen;
- Ermittlung des mechanischen Verhaltens der Abfälle unter Berücksichtigung sich verändernder Milieubedingungen.

Der erste Punkt wird durch das Erstellen von computergestützten, miteinander gekoppelten Modellen zur biochemischen Umsetzung (TP B5) und zum Transport von Gas, Wasser, Nährstoffen und Wärme (TP B6) abgearbeitet. Die Grundlage der Modelle stellen neben Literaturanalysen eigene Labor- und In-Situ-Versuche innerhalb der Teilprojekte B6 und D1 dar.

Der zweite Abschnitt bildet den Schwerpunkt der Arbeiten des TP D1, wobei auch hier in Zusammenarbeit mit dem TP B6 ein Modell zum mechanischen Verhalten erarbeitet wird.

Aus der Zusammenführung beider Untersuchungsabschnitte soll ein Modell zu den Verformungen des Deponiekörpers erarbeitet werden, um ein mechanisches Versagen als Folge der sich ändernden Milieubedingungen im Deponiekörper prognostizieren zu können.

Zu Beginn der Antragstellung für die erste Phase im Jahr 1997 existierten nur wenige Veröffentlichungen und Forschungsarbeiten, die sich mit der Thematik der Überwachung und der Prognose des Deponieverhaltens befassten. Seither sind in Deutschland, aber auch international weitere Untersuchungen von Einzelaspekten oder speziellen Randbedingungen hinzugekommen (z.B. ZIEHMANN, 2000; HUDSON et al., 2001; KRÜMPELBECK, 2000), die eine Grundlage für Prognoseansätze des Gesamtverhaltens von Deponien bilden. Eine Übertragbarkeit der ermittelten Ergebnisse und der erstellten Modellansätze auf Siedlungsabfalldeponien sowie eine Verallgemeinerung der Thesen und Vorgehensweisen ist oft nur sehr eingeschränkt möglich. Es war aufgrund des geringen Wissensstandes deshalb unklar, welche Parameter langfristig Auskunft über das Gefährdungspotential des deponierten Abfalls geben und welche Messungen in welchen räumlichen und zeitlichen Abständen durchgeführt werden müssen, um das Gefährdungspotenzial des deponierten Abfalls und die Funktionsfähigkeit der Überwachungseinrichtungen, insbesondere der Abdichtungssysteme und der Sickerwasser- und Gasfassung, zu überprüfen.

In den ersten beiden Phasen (1998 bis 2003) des Teilprojektes D1 wurden Methoden, Messgeräte (ZIEHMANN und COLLINS, 2000) und das Wasserhaushaltsmodell EWA (MÜNNICH, 2000) sowie in Zusammenarbeit mit den TP B5 und B6 Transport- und biochemische Umsetzungsmodelle entwickelt. Zusätzlich wurden Messdaten an Deponien

aufgenommen und eine Basis für die Laborversuche und Modelle der TP D1 und B5 geschaffen. Die Arbeiten sind in (COLLINS und ZIEHMANN, 2000; FRICKE et al. 2003) zusammengefasst. Die Arbeiten lassen sich in folgende Arbeitsschwerpunkte aufteilen, die in den folgenden Abschnitten näher dargestellt werden:

- Wasserhaushalt von Deponien,
- Mechanisches Verhalten von Abfällen.

4 Wasserhaushalt von Deponien

4.1 Wasserhaushaltsmodell

Die bisher veröffentlichten Wasserhaushaltsmodelle beziehen sich i.d.R. lediglich auf Spezialfälle. Das in den USA entwickelte HELP-Modell (Hydrological Evaluation Landfill Program), das in Deutschland häufig zur Abschätzung des Wasserhaushaltes von Deponien angewendet wird, ist letztlich für bewachsene Oberböden entwickelt worden. Es lässt sich daher auf die Oberflächenabdeckung von Deponien, jedoch nicht auf den aus Abfall bestehenden Deponiekörper anwenden (BERGER, 1999). Das von OBERMANN (1999) entwickelte Modell WATFLOW modelliert zwar den Wasserhaushalt von Abfall, jedoch nur von mechanisch-biologisch behandeltem und nicht von unbehandelt abgelagertem Siedlungsabfall. Weiterhin basiert es lediglich auf Labor- und Technikumsversuchen.

Somit wurde das Wasserhaushaltsmodell EWA (**E**valuation des **W**asserhaushaltes von **A**bfalldeponien) entwickelt. Dieses Wasserhaushaltsmodell soll eine schnelle und ökonomische Möglichkeit bieten, den Wasserhaushalt von Deponien abzuschätzen. Ziel des EWA-Modells ist es, mit einer im Verhältnis geringen Anzahl von Eingangsgrößen die Sickerwasserspende an der Deponiebasis mit einer hinreichenden Genauigkeit abzuschätzen. Das Modell lehnt sich an das HELP-Modell an, d.h. es ist ebenfalls ein quasi zweidimensionales schichtenorientiertes Modell, berücksichtigt jedoch die abfallspezifischen Eigenschaften, wie z. B. Rückhalt und Speicherung oder verringerte kapillare Nachlieferung. Das Wasserhaushaltsmodell EWA, dessen Entwicklung weitgehend abgeschlossen ist, wird mit Hilfe von kleinräumigen Abflussmessungen verifiziert. Dabei zeigen die ersten Ergebnisse den entscheidenden Einfluss der klimatischen Randbedingungen auf die Sickerwasseremissionen auf, die physikalischen Kennwerte (Durchlässigkeit, Rückhalt etc.) wirken sich erwartungsgemäß in Form einer zeitlichen Verzögerung aus. Das Modell wird

laufend mit den In-Situ-Messwerten verifiziert und verbessert, nachdem die Datenbasis, die sich dann über mehrere Jahre erstrecken wird, immer weiter verbessert wird. Zudem wird überprüft, inwieweit durch biologische Umsetzungsprozesse der Wasserhaushalt verändert wird und abgeschätzt, ob diese Größen einen Einfluss auf die Gesamtbilanz haben.

4.2 In-Situ Messungen

Räumlich auflösende Sickerwasserabflussmessung

Die Emission von Sickerwasser aus Deponien kann bisher in Quantität und Qualität nur am Auslauf von Dränrohren bestimmt werden. Die zugehörige Einzugsfläche beträgt dabei z. T. mehr als 12.000 m². Die räumliche Verteilung und Zusammensetzung des darüberliegenden Abfalls (z. T. > 750.000 t) ist sehr inhomogen, so dass Prognosen zur zeitlichen Entwicklung des Sickerwasservolumens und seiner Qualität nur sehr beschränkt mit dem Summenwert des Rohrauslaufes möglich sind. Daher war es erforderlich, ein Messgerät zu konstruieren, welches eine Verfeinerung des Messrasters zur Sickerwasserabflussmessung ermöglicht.

In der ersten Phase wurde ein Sickerwasserabflussmessgerät entwickelt und gebaut, das es ermöglicht, innerhalb der Sickerwasserleitungen von bereits bestehenden Deponien den Abfluss kleinräumig zu bestimmen (Abb. 1). Das Verfahren ist in (COLLINS und ZIEHMANN, 2000) und (ZIEHMANN und COLLINS, 2000) ausführlich beschrieben.

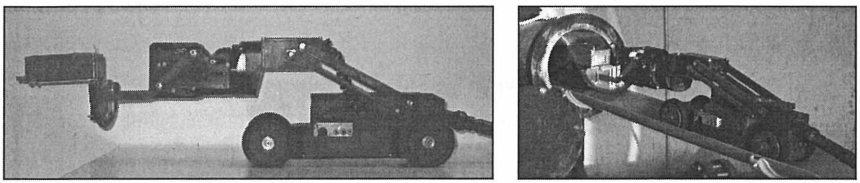


Abb. 1: links: Kameralafette mit Messwehr, rechts: beim Einfahren ins Dränrohr

Mit Hilfe dieses Messgerätes können in Sickerwasserdränrohren an beliebigen Stellen Messungen vorgenommen werden. Hiermit können die zu untersuchenden Sickerwassereinzugsflächen von ca. 7.500 bis 12.000 m² auf Werte bis zu 30 m² reduziert werden.

In Abb. 2 sind Messungen mit dem räumlich auflösenden Messgerät anhand eines ausgewählten Dränrohres dargestellt. Die Ergebnisse der Messungen zeigen, dass die Sickerwasserspende erwartungsgemäß nicht konstant über die Grundfläche der Deponie anfällt. Die Messungen wurden in einem bereits oberflächenabgedeckten Bereich durchgeführt. Die Oberflächenabdichtung besteht aus einer Kunststoffdichtungsbahn in Kombination mit einem Bodenmaterial mit geringer hydraulischer Leitfähigkeit. Anlässlich der ersten Messung (4_00) wurden in einigen Bereichen (175 – 225 m) deutlich erhöhte Sickerwasserspenden ermittelt. Daher wurde bei der nächsten Messung (9_00) das Messpunktraster verengt, um festzustellen, ob es sich um einen punktuellen Einfluss handelt. Die Messung mit verminderten Messpunktabständen wies auf einen punktuellen Einfluss hin. In Gesprächen mit dem Deponiebetreiber konnte die Ursache für den erhöhten Zufluss ermittelt werden. Es zeigte sich, dass die Kunststoffdichtungsbahn in diesem Bereich erheblich beschädigt war. Die Fehlstellen wurden repariert, was sich in den Folgemessungen (11_02) widerspiegelt. Der signifikant erhöhte Zufluss ist in diesem Bereich nicht mehr feststellbar.

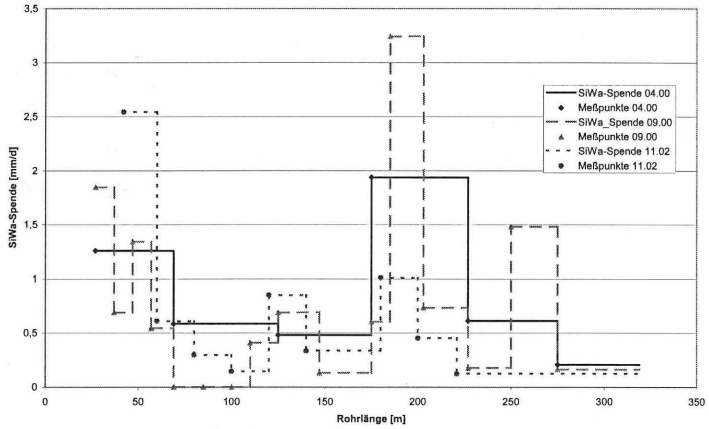


Abb. 2: Sickerwasserabfluss über die Länge eines Drainrohrs zu verschiedenen Zeitpunkten

Basierend auf den Erkenntnissen dieser Messungen scheint es sinnvoll zu sein, nach der Aufbringung der Oberflächenabdeckung eine Kontrollmessung durchzuführen. Die Mes-

sung muss über einige Zeit turnusmäßig wiederholt werden, da die Fließgeschwindigkeit des Sickerwassers im Deponiekörper relativ gering ist.

Zeitlich auflösende Sickerwasserabflussmessung

Für die Ermittlung des zeitlichen Sickerwasserabflusses kann als erste Näherung der Zulauf zur Sickerwasserkläranlage auf der Deponie verwendet werden. Ein gesicherter Rückschluss auf einzelne Sickerwasserrohre ist dann nicht möglich. Mit dem oben beschriebenen Messsystem kann die Sickerwasserspende räumlich bestimmt werden. Es eignet sich auf Grund des erhöhten Zeit- und Personalaufwandes allerdings nicht für die permanente Sickerwasserabflussbestimmung mit hoher zeitlicher Auflösung. Deshalb wurde ein weiteres Messgerät entwickelt, um an ausgesuchten Sickerwasserrohren den zeitlichen Verlauf des Sickerwasserabflusses zu messen.

Für die zeitlich auflösende Sickerwasserabflussmessung wird das Sickerwasserrohr eines Deponieabschnittes vor der Einleitung in den Hauptsammler abgesperrt und das abfließende Sickerwasservolumen in das Messgerät eingeleitet. Beim Einlauf in das Messgerät wird die elektrische Leitfähigkeit bestimmt, um eine erste Information über die Qualität des Sickerwassers zu erhalten und eine zeitaufgelöste Veränderung, z. B. nach starken Regenereignissen, festzustellen. Anschließend durchfließt das Sickerwasser ein Beruhigungsbecken und danach ein Überfallwehr, bevor es aus dem Messgerät ausfließt und ins Sickerwassersammelsystem zurückgeführt wird. Das Messprinzip basiert, wie auch beim Messgerät zur Bestimmung des Abflusses mit hoher räumlicher Auflösung auf einem Überfallwehr, jedoch wird hier die Aufstauhöhe vor dem Wehr mit einem Drucksensor, der die hydrostatische Druckhöhe des überstauenden Sickerwassers misst, bestimmt. Anhand von Kalibrierkurven kann mittels der hydrostatischen Druckhöhe auf das Abflussvolumen geschlossen werden. Sowohl der Druckaufnehmer als auch die Messsonde für die elektrische Leitfähigkeit sind an einen Datenlogger angeschlossen, der in frei wählbaren Zeitintervallen (hier: 15 bzw. 30 Minuten) die Messwerte aufzeichnet. Da das Messgerät zur Bestimmung des zeitlich aufgelösten Sickerwasserabflusses am Sickerwasserauslauf, d.h. in einem geschlossenen Raum, installiert werden muss, wurde es explosionsgeschützt konstruiert.

Der Sickerwasserabfluss ist im Kurzzeitbereich deutlichen Schwankungen unterworfen. Über einen längeren Zeitraum lassen sich jedoch wieder eindeutige Beziehungen zwischen infiltrierten Niederschlägen und Sickerwasserabflussvolumina ermitteln. Die Abbildung 3 stellt Messungen an bereits oberflächenabgedeckten Bereichen einer Deponie dar. Die Oberflächenabdeckung wurde ca. 2 Monate vor Beginn der Messungen aufgebracht. Es ist zu erkennen, wie die Sickerwasserabflussrate über die Zeit geringer wird. Sie sinkt von ca. 7 bis 8 m³/d zu Beginn auf 2 bis 3 m³/d nach ca. 600 Tagen. Da die Oberflächenabdeckung nicht vollständig wasserdicht war, konnte ein Teil des Niederschlages in den Deponiekörper eintreten und später als Sickerwasser wieder auszutreten. Dies erklärt, dass die Abflussraten nicht noch geringer sind.

Bei der Langzeitbetrachtung bestätigt sich, wie bei der Abschätzung der Mindestüberwachungsdauer mit dem räumlich auflösenden Sickerwasserabflussmessgerät angenommen, dass ein Messzeitraum von 1 bis 2 Jahren nicht unterschritten werden sollte.

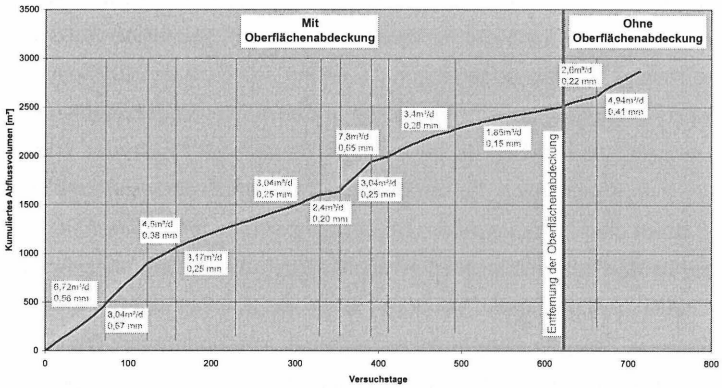


Abb. 3: Kumulierter Sickerwasserabfluss eines Sickerwasserrohres

Etwa 600 Tage nach Messbeginn wurde die Oberflächenabdeckung wieder entfernt und mit der Abfalleinlagerung fortgefahren. Ab diesem Zeitpunkt steigt die Sickerwasserabflussrate wieder an. Etwa 50 Tage nach Aufnehmen der Oberflächenabdeckung ist bereits wieder eine Rate von ca. 5 m³/d erreicht. Auffällig ist auch der Bereich zwischen dem 350. und 380. Versuchstag, an dem die Abflussrate auf ca. 8 m³/d ansteigt. Die hohen Abfluss-

raten korrelieren mit starken Niederschlägen in dieser Zeitspanne. Aufgrund der Oberflächenabdeckung sollte jedoch kein derart starker Effekt im Sickerwasserabfluss vorhanden sein. Die verminderte elektrische Leitfähigkeit während dieser Zeit ließ auf einen Frischwasserzutritt schließen. Deshalb wurde abermals in Zusammenarbeit mit dem Deponiebetreiber nach einer möglichen Fehlerquelle gesucht. Auch in diesem Fall war die Fehlerquelle konstruktiver Natur. Aufgrund von Bauarbeiten konnte aus einem noch nicht verfüllten Deponieabschnitt sauberes Wasser in das Sickerwassersammelsystem eintreten. Dieser Mangel wurde behoben und die Sickerwasserabflussraten gingen auf vorheriges Niveau zurück.

Wie die In-Situ-Messungen zu den Sickerwasseremissionen gezeigt haben, ist ein Monitoring des Deponiekörpers zwingend erforderlich. Nach heutigem Wissensstand ist eine kontinuierliche Überwachung einzelner Sickerwasserrohre notwendig, da der Zulauf in die Speicherbecken der Kläranlagen keinen hinreichenden Aufschluss über den Zustand des Deponiekörpers und seiner Sicherungsbauwerke erlaubt. Die kontinuierliche Sickerwasserabflussmessung muss daher langfristig durchgeführt werden. Die Messungen des Sickerwasserabflusses innerhalb der Sickerwasserleitungen (räumliche Auflösung des Sickerwasserabflusses) sind hingegen nur in der ersten Zeit nach der Aufbringung der Oberflächenabdeckung erforderlich, um Fehlstellen in den Abdichtungssystemen festzustellen und, wenn möglich, zu lokalisieren. Im weiteren Verlauf der Phase der Stilllegung bzw. Nachsorge ist eine Kombination der beiden Sickerwasserabflussmessgeräte sinnvoll. Dies gilt auch vor allem dann, wenn auf dem Deponiekörper eine temporäre Abdeckung aufgebracht wurde, deren Funktionsfähigkeit in regelmäßigen Abständen nachgewiesen werden muss. Durch die beschriebenen Verfahren kann die Funktionsfähigkeit nachgewiesen werden, ohne dass Teile der Abdichtung aufgegraben werden müssen. Bei einer Veränderung des Abflusses welche auf Fehlstellen deutet, können diese dann besser lokalisiert werden.

Die im Rahmen des SFB entwickelten Messgeräte funktionieren seit Jahren einwandfrei und liefern zuverlässige Messergebnisse. Derzeit befinden sich insgesamt 7 kontinuierlich messende Sickerwassermessgeräte auf 2 Deponien im Einsatz.

5 Mechanisches Verhalten der Abfälle

5.1 In-Situ-Messungen

Untersuchungen am Schurf der Zentraldeponie Göttingen Deiderode

Auf der Zentraldeponie Göttingen Deiderode ergab sich die Möglichkeit, einen Schurf im Deponiekörper anzulegen und dort weitreichende In-Situ-Messungen durchzuführen. Es wurde ein ca. 10 m hoher und 10 m breiter Schurf (Abb. 4) in die Böschung der Deponie gegraben. Insgesamt wurden ca. 750 m³ Abfall in den Neukörper umgelagert. Während der Aushubarbeiten wurden in vier Etagen jeweils zwei parallele Messstellen mit PE-HD-Rohren an der Wand des Schurfes angebracht. Die Rohre ragen ca. 4 bis 5 m in den Deponiekörper hinein und dienen u.a. der Vermessung der vertikalen Verformung des Deponiekörpers, der Bestimmung der Gaszusammensetzung und für Tracerversuche.

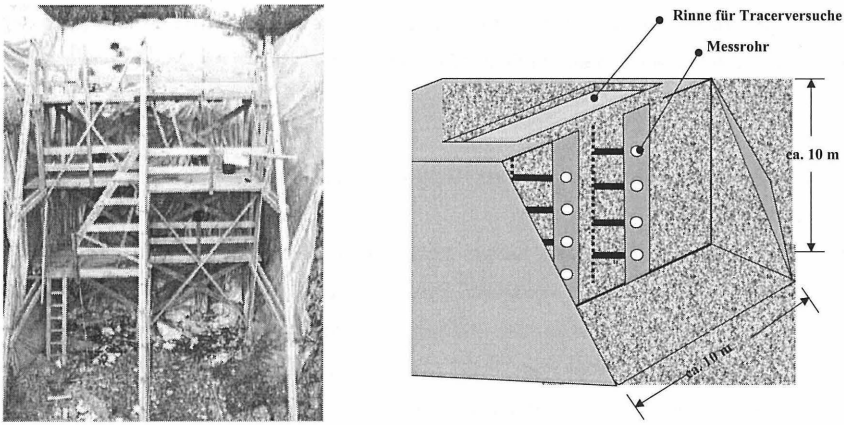


Abb. 4: Schurf auf der Zentraldeponie Deiderode

Während der Aushubarbeiten wurden Proben entnommen, um den Abfall zu klassifizieren und die Lagerungsdichte zu bestimmen. Der Abfall des Schurfes wurde in 2,5-m-Schritten über die Höhe klassifiziert. Die Klassifizierung gemäß GDA-Empfehlung E 1-7 bildet zum einen die Grundlage für die Beurteilung des mechanischen Verhaltens des Abfallkörpers, da z.B. faserige und flächige Anteile Zugspannungen aufnehmen können und damit zu einer Erhöhung der Gesamtfestigkeit beitragen (KOCKEL, 1995 und COLLINS et al., 1997). Die ermittelten Zusammensetzungen dienten hier zum einen der Abschätzung der

Standsicherheit der Böschung und zum anderen als Grunddaten für die Versuche zum mechanischen Verhalten, die im Labor durchgeführt werden. Zusätzlich diente die Klassifizierung der Bestimmung der chemischen Zusammensetzung des Abfalls. Die biochemischen Analysen wurden vom TP B5 durchgeführt und sind maßgeblich erforderlich für die Modellierung der biochemischen Umsetzungsreaktionen und deren Auswirkungen.

Tracerversuche

Zur Bestimmung der Verweildauer des Wassers im Deponiekörper wurde durch den Schurf die Möglichkeit geschaffen, Tracerversuche durchzuführen. Die Tracersubstanzen werden als konzentrierte Lösung in der Rinne an der Abfalloberfläche verteilt und können in den Abfallkörper infiltrieren. Die Verlagerung des Tracers im Abfall erfolgt infolge der Schwerkraft sowie durch die natürlichen Niederschlagsereignisse. Eine erste Indikation über die Transportgeschwindigkeit ist über die quasi-kontinuierlich aufzeichnenden CCD-Kameras gegeben, die in den Messrohren installiert wurden. Durch die Anordnung der Messrohre über die Höhe kann ein vertikaler Fortschritt des Tracers aufgelöst über die Zeit dargestellt werden.

Bestimmung vertikaler Bewegungen im Deponiekörper mit Hilfe der hydrostatische Höhenvermessung

Die Wand des Schurfes wurde, wie bereits beschrieben, in vier Höhenlagen mit jeweils zwei Messstellen mit Messrohren versehen. Pro Messstelle wurden zwei Messrohre eingebracht. In das erste Messrohr wurden die kontinuierlich arbeitenden Messgeräte (u.a. Feuchtebestimmung, Gasbildung) des TP B5 eingebracht, das zweite Messrohr dient der Höhenvermessung der Rohre, d.h. der Bestimmung der vertikalen Verformung über die Länge (bzw. über den Abstand des Messpunktes zur Schurfböschung). Als Messsystem zur Bestimmung der vertikalen Bewegungen des Deponiekörpers wird die am Leichtweiß-Institut entwickelte hydrostatische Höhenvermessung eingesetzt.

Um Informationen über die 3-D-Verformung der Schurfwand sowie der seitlichen Schurfböschungen zu erhalten, wurden in die Wand sowie in die Oberfläche der Seitenböschung 80 cm lange Messanker eingebracht. Auf den Messankern wurden Messpegel installiert, die in ca. 8-wöchigem Rhythmus terrestrisch durch das Institut für Geodäsie der TU Braunschweig dreidimensional vermessen werden. Zusätzlich dienen die Messungen der

Endpunkte der Messrohre als Indikatoren für die Verformung der Schurfwand. In regelmäßigen, größeren Abständen wird weiterhin der gesamte Polder mit einem RTK GPS-System vermessen.

Die bisher durchgeführten Messungen weisen für einen Zeitraum von ca. einem Jahr eine Setzung von ca. 8 cm auf (Abb. 5). Auffällig ist der nicht stetig verlaufende Anstieg der Setzungen. Sie steigen von Anfang bis Ende November 2001 von Null auf 2 cm, was zum großen Teil auf den Aushub und die damit verbundene Entspannung zurückzuführen ist. Über den Winter ist kein Anstieg der Setzungen zu beobachten. Sie steigen jedoch wieder deutlich im Verlaufe des Frühjahres an und steigen weiter über die feuchte Jahreszeit bis zum Oktober 2002. In diesem Zeitraum (6 bis 10/02) betragen die Setzungen wie bei den Messrohren im ähnlichen Zeitraum ca. 1 cm pro Monat. Die Setzungen werden anscheinend durch äußere Einflüsse, wie z. B. Niederschlagsintensitäten und Wassertransport, beeinflusst.

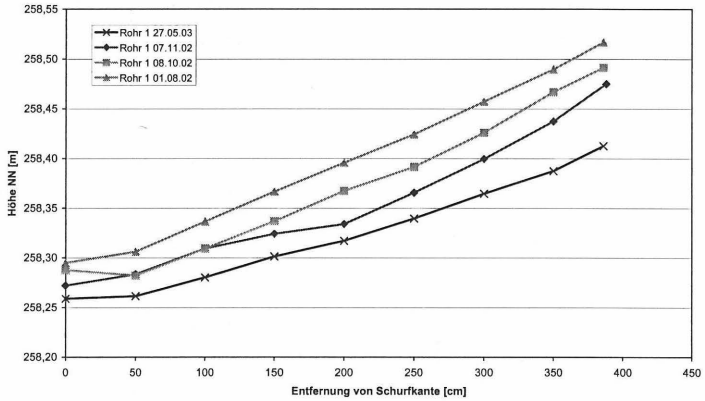


Abb. 5: Ergebnisse der hydrostatischen Höhenvermessung in den Messrohren des Schurfes auf der Zentraldeponie Deiderode

Verformungsmessungen mit einem Inklinometer

Als weitere In-Situ-Messung war die Messung der horizontalen Verformung des Deponiekörpers in vertikalen Bohrungen und Schächten mit Hilfe eines Inklinometers vorgesehen. Die handelsüblichen Präzisionsinklinometer ermöglichen eine hohe Messgenauigkeit, sind

aber für den Einsatz auf Deponien nicht geeignet. Diese Geräte sollten daher in Zusammenarbeit mit dem Gerätehersteller an die Randbedingungen auf Deponien angepasst werden. Dies gestaltete sich aber derart kostenintensiv, dass von einer Zusammenarbeit mit einem Gerätehersteller Abstand genommen und stattdessen ein Messgerät in Eigenarbeit entwickelt wurde.

Das Inklinometer besteht aus einem 400 mm langen V2a-Stahlzylinder (Durchmesser 175 mm), an dessen Ober- und Unterseite eine Zentriereinrichtung angebracht ist (Abb. 6). Im Inneren der Sonde sind ein Neigungssensor und ein Drehratensensor untergebracht. Hier werden die Rohrneigung und die Sondenverdrehung bestimmt. Die Datenübertragung und Spannungsversorgung erfolgt über ein Kabel, das speziell den Milieubedingungen von Deponien angepasst ist. Mit der pneumatisch betriebenen Zentriervorrichtung kann die Sonde im Rohr zentriert werden (Messposition). Durch Umkehren der Kolbenstellung werden die Zentrierelemente angelegt und die Sonde kann an einem Stahlkabel abgelassen oder hochgezogen werden. Die vertikale Position der Sonde wird über einen hochgenauen Kabellängenzähler außerhalb des Rohres bestimmt. Zusätzlich zum Kabel werden zwei Schläuche für die Druckluftsteuerung der Kolben herabgeführt.

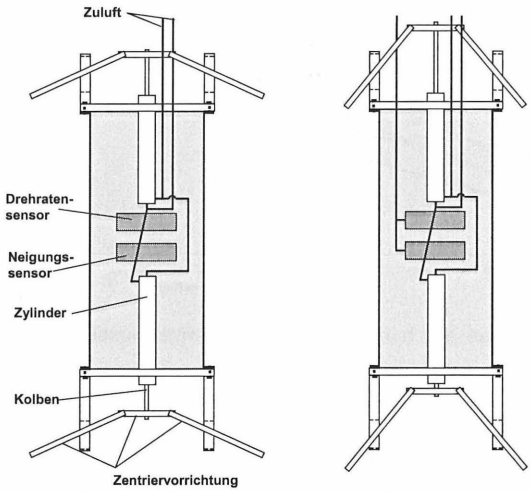


Abb. 6: Aufbau des Inklinometers; links: Messstellung, rechts: Einfahrstellung

In umfangreichen Versuchen im Labormaßstab und an einer Teststrecke konnten die Grundparameter des Meßsystems und eine gute Reproduzierbarkeit der Messdaten ermittelt werden. Die ersten Messungen an Gasschächten auf einer Deponie, die Ende letzten Jahres durchgeführt wurden bestätigten die Messtauglichkeit des Systems. Es wurden wie erwartet hohe horizontale Verformungen der Schächte ermittelt, die deutlich über Werten liegen, die üblicherweise in der Geotechnik gemessen werden (Abb. 7).

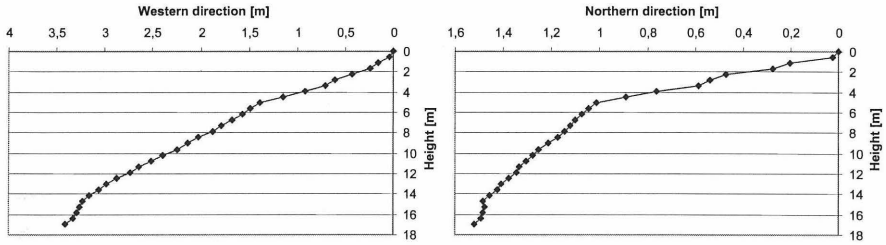


Abb. 7: Horizontale Verformungen eines Gasschachtes

Trotz der starken Verformungen im Inneren des Deponiekörpers und der daraus folgenden Schiefstellung des Brunnenkopfes konnten keine Risse an der Deponieoberfläche beobachtet werden, die auf ein Versagen der inneren Zugfestigkeit des Abfalls und somit auf einen Bruchzustand hindeuten würden. In diesem Fall ist die Funktionsfähigkeit des Gasbrunnens jedoch deutlich eingeschränkt. Diese Messungen müssen wiederholt werden, um den zeitlichen Verlauf der Verformungen zu erfassen.

Mit dem neu entwickelten Inklinometer steht ein Messsystem zur Verfügung, das an die Randbedingungen der Deponie angepasst ist. Einerseits können die großen auftretenden Verformungen mit hinreichender Genauigkeit gemessen werden und andererseits beeinflussen die äußeren vorherrschenden Milieubedingungen den Messvorgang nicht. Die konstruktive Ausbildung des Inklinometers ermöglicht ebenfalls Messungen in explosionsgefährdeten Bereichen.

5.2 Laborversuche

Mechanisches Verhalten

Laboruntersuchungen zum Setzungsverhalten von Abfall (COLLINS und RAMKE, 1986) führten zu einem Prognosemodell für Setzungen von Deponien. Diese Prognose der Setzungen ist jedoch immer noch auf den Abgleich mit wiederkehrenden Setzungsmessungen angewiesen. Ähnliche Ansätze zur Prognose der Setzungen werden auch im Ausland verfolgt, z. B. von (POWRIE et al., 1999) und (GOTTELAND et al., 2001). Dies ist unter anderem darauf zurückzuführen, dass bodenmechanische Ansätze auf Abfall übertragen werden, was aufgrund der unterschiedlichen Materialeigenschaften z. B. Kornbruch oder –verformung, Abbau von Festsubstanz, Temperatureinflüssen, in den meisten Fällen nicht zulässig ist.

Zur Kennzeichnung der mechanischen Eigenschaften von Abfall liegen bisher Kenntnisse über die Festigkeit (Scher- und Zugfestigkeit) vor. Dieses Wissen ist maßgeblich in einem von der DFG geförderten Verbundforschungsvorhaben an der Ruhr-Universität Bochum und am Lehrstuhl für Abfallwirtschaft der TU Braunschweig erarbeitet worden. Diese Ansätze sind auch in die Entwicklung neuer Stoffmodelle für Siedlungsabfälle eingegangen. Die Ergebnisse wurden unter anderem von KÖLSCH (1996) veröffentlicht und bildeten die Grundlage für die GDA-Empfehlungen E 2-23 und E 2-29. Diese Ansätze zur Berechnung von Festigkeiten von Deponien haben im Ausland großen Anklang gefunden und werden in unveränderter oder leicht modifizierter Form auch dort als Stand der Technik betrachtet, z. B. (MAHLER et al., 1998; EID et al., 2000).

Über die Festigkeitseigenschaften verschiedener Abfälle und über deren eindimensionales Verformungsverhalten liegen in der Zwischenzeit eine große Anzahl an Untersuchungen vor (ZIEHMANN, 2002). Es gibt derzeit jedoch keine logische Verbindung zwischen diesen beiden Größen. Die entscheidenden Kenntnisse zur Beurteilung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Abfall fehlen bisher vollständig.

Bestimmung von eindimensionalen Verformungen mit Ödometern

Mit der Grundlagenermittlung zum eindimensionalen Verformungsverhalten wurde bereits 1998 parallel zur ersten Phase des SFB begonnen. Dazu wurden Ödometer mit einem

Durchmesser von 23 cm konstruiert und betrieben. Weiterhin wurden Versuche in bereits am Leichtweiß-Institut existierenden Ödometern mit einem Durchmesser von 10 cm und 60 cm durchgeführt. Die Versuche wurden parallel auch während der zweiten Phase fortgeführt. Die Ergebnisse sind in (ZIEHMANN, 2002) ausführlich beschrieben.

Derzeit werden im Rahmen des SFB weitere Ödometerversuche mit dem Ziel durchgeführt, den Einfluss des Wassergehaltes auf das Setzungsverhalten von Abfällen zu ermitteln. Hierzu werden Abfälle verschiedener Stückgrößenverteilung mit unterschiedlichem Wassergehalt und damit auch verschiedener Einbaudichte eingesetzt. Die ersten Ergebnisse lassen erkennen, dass eine allgemeine Aussage bezüglich der Erhöhung des Wassergehaltes und einer damit zu erwartenden Steigerung der Gesamtsetzung gemäß der Konsolidationstheorie nicht getroffen werden kann. Des Weiteren wurden die Ödometer so umgebaut, dass die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit der eingebauten Abfälle unter verschiedenen Auflasten bestimmt werden kann.

Bestimmung von mehrdimensionalen Verformungen mit einer Großtriaxialzelle

Zur Bestimmung der mehrdimensionalen Verformungen sind in der dritten Förderperiode Versuche in einem großvolumigen Triaxialgerät vorgesehen. Das Gerät wurde in der zweiten Phase in Zusammenarbeit mit einem Anlagenhersteller konstruiert. Da es sich bei der Anlage um ein Einzelstück handelt, mussten zunächst Kalibrierversuche durchgeführt werden, um gerätetechnische Parameter und Einflüsse festzustellen. Die ersten praktischen Erfahrungen haben zu weiteren konstruktiven Änderungen der Versuchsanlage geführt, sodass mit den ersten Versuchen mit Abfallproben begonnen wird und in Kürze erste Ergebnisse zu erwarten sind.

Der von bodenmechanischen Versuchgeräten bekannte Aufbau der Triaxialzelle wurde auf Abfallproben angepasst, die durch ihre enthaltenden Stückgrößen deutlich größere Probenabmessungen bedingen. In der „Braunschweiger Triaxialzelle" (Abb. 8) können Proben mit einem Durchmesser von 475 mm und einer Höhe von 980 mm untersucht werden. Dabei ist eine isotrope oder anisotrope Konsolidation (σ_{3max} = 1000 kPa) der Probe sowie eine weg- oder kraftgesteuerte axiale Stauchung des Probekörpers möglich. In Anbetracht der in großvolumigen einaxialen Druckversuchen ermittelten hohen aufnehmbaren Kräfte und großen auftretenden Verformungen der Abfallproben, kann in der Triaxialzelle eine

maximale axiale Probenspannung von 2000 kPa und eine axiale Stauchung > 50 % realisiert werden. Des Weiteren besteht die Möglichkeit, das Probenrandprofil zu einem beliebigen Zeitpunkt des Versuches zu bestimmen und somit Aussagen über das dreidimensionale Verformungsverhalten des Probekörpers zu treffen.

Zug- und Scherversuche (großvolumig)

Über das mechanische Verhalten von Abfällen unter sich ändernden Wassersättigungsgehalten ist bisher sehr wenig bekannt. Inwieweit die Zugkräfte, die durch die im Abfall enthaltenen Fasern aufgenommen werden können, durch eine Erhöhung des Wassergehaltes beeinflusst werden, ist bisher nicht bekannt. In Abhängigkeit der Abfallzusammensetzung ist theoretisch eine Erhöhung, aber auch eine Erniedrigung der aufnehmbaren Zugkräfte möglich. Die Schadensfälle, die auf bestehenden Deponien beobachtet wurden, zeigen, dass häufig ein mechanisches Versagen von Deponiekörpern mit erhöhten Wassergehalten als Folge von z.B. starken Niederschlägen einhergeht.

Zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften von Abfallproben werden am Leichtweiß-Institut großmaßstäbliche Scher- und Zugversuche eingesetzt, die den Einbau eines Probenvolumens von bis zu ca. 4 m³ ermöglichen (Abb. 8).

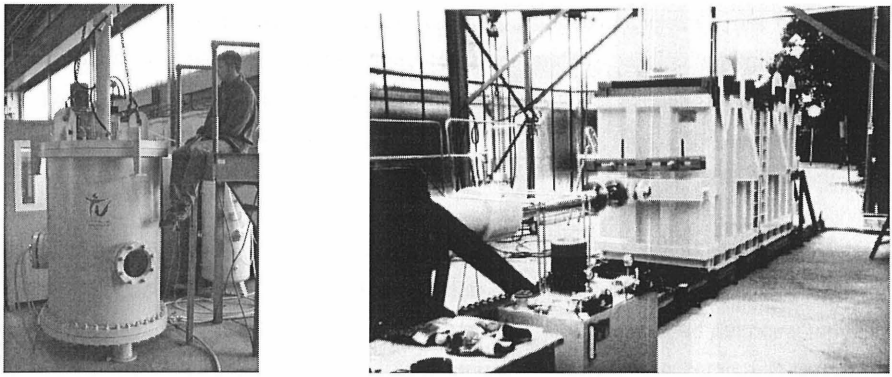


Abb. 8: Großvolumige Versuchsgeräte: links: Triaxialzelle, rechts: Zugversuchsstand

6 Zusammenfassung und Ausblick

In den vorherigen Förderperioden (1998 bis 2003) lag ein Schwerpunkt in der Entwicklung von Messgeräten zur Ermittlung des Emissionsverhaltens von Siedlungsabfalldeponien. Die Ergebnisse der Sickerwasserabflussmessungen zeigen sowohl bei der kontinuierlichen als auch diskontinuierlichen Messdatenerfassung die große Varianz der lokalen Sickerwasserspende auf. Die Messungen werden fortgeführt und erweitert, um eine bessere Datengrundlage für die Prognosemodelle, die zusammen mit den beteiligten Teilprojekten erarbeitet werden, zu erhalten. Ergänzt werden die In-Situ-Messungen durch Laborversuche zur Ermittlung des Emissionsverhaltens. Ein wichtiger Schritt ist hierbei die Ermittlung der Übertragbarkeit von Laborversuchen auf die natürlichen Bedingungen, so dass zusätzliche Versuche in Großreaktoren ($V = 7{,}5\ m^3$) durchgeführt werden, um die Verbindung zwischen Laborversuchen und der Deponie herzustellen.

Die biochemischen Umsetzungsprozesse im Abfall und das mechanische Verhalten des Abfallkörpers sind z.T. eng miteinander gekoppelt. Die Umsetzungsprozesse führen zu einer Veränderung des Porenraumes des Abfallkörpers, so dass sich die Wasserwegigkeiten und damit auch die Wassergehalte in den Abfällen ändern. Die Versuche in den Ödometern haben gezeigt, dass eine Veränderung des Wassergehaltes sich in erhöhten Setzungen niederschlagen kann. Daraus erfolgt i.d.R. eine Beeinträchtigung der Funktionsfähigkeit des Oberflächenabdichtungssystems, so dass verstärkt Niederschlagswasser in den Deponiekörper einströmen und es zu einer Intensivierung der biochemischen Umsetzungsprozesse kommen kann.

In der dritten Förderperiode des SFB 477 (2004 bis 2006) sollen die Grundlagen des Spannungs-Verformungsverhaltens von Abfall erarbeitet werden, wobei besonderes Augenmerk auf den Wassergehalt der Abfälle gelegt wird. Ergänzt werden diese Laboruntersuchungen durch die In-Situ-Verformungsmessungen auf Deponien.

Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen und der In-Situ-Messungen dienen der Verifizierung der entwickelten Prognosemodelle für den Stofftransport und für das mechanische Verhalten. Eine Kopplung dieser Modelle wird zu einem Prognosemodell führen, mit dem das Deponieverhalten umfassend beschrieben werden kann. Es soll den Ist-Zustand der Deponie charakterisieren und beurteilen sowie eine Prognose des mechanischen und bio-

logischen Deponieverhaltens erzielen. Durch eine Kombination des Prognosemodells und den entwickelten Messgeräten werden eine Minimierung von In-Situ-Messungen und eine Definition der Dauer von Betriebs- und Nachsorgephasen angestrebt.

7 Literatur

COLLINS, H.-J.; RAMKE, H.-G. (1986): Einfluss der Entwässerung (Setzung) auf die Nutzungsdauer von Deponien gemischter Abfälle, Endbericht zum Forschungsvorhaben 2091 – B V e 26/81 des MWK Niedersachsen

COLLINS, H.-J.; KÖLSCH, F.; ZIEHMANN, G. (1997): Veränderung des Tragverhaltens und der mechanischen Eigenschaften von Abfällen durch Alterung und Abbau, Abschlußbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Az. Co 76/26-1 bis 5

COLLINS, H.-J. und ZIEHMANN, G. (2000): Überwachung und Beurteilung von Deponien; Hier: Minimierung von Naturmessungen; Arbeitsbericht 1998 – 2000 des Sonderforschungsbereiches 477; Eigenverlag der Technischen Universität Braunschweig

EID, H.T., STARK, T.D., EVANS, W.D., SHERRY, P.E. (2000): Municipal solid waste slope failure: waste and foundation soil properties. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 5, S. 397 – 407.

FRICKE, K., COLLINS, H. J., ZIEHMANN, G., MÜNNICH, K. (2003): Überwachung und Beurteilung von Deponien; Hier: Minimierung von Naturmessungen; Arbeitsbericht 2001 – 2003 des Sonderforschungsbereiches 477; Eigenverlag der TU Braunschweig

GOTTELAND, P., GACHET, C., VUILLEMIN, M. (2001): Mechanical study of a municipal solid landfill. SARDINIA 2001, Vol. III, S. 425 – 433.

HUDSON, A., BEAVEN, R. P., POWRIE, W. (2001): Interaction of water and gas in saturated household waste in a large scale compression cell, 8. Waste Management and Landfill Symposium, Sardinia; CISA

KOCKEL, R. (1995): Scherfestigkeit von Mischabfall im Hinblick auf die Standsicherheit von Deponien, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau der Ruhr-Universität Bochum, Heft 24, Eigenverlag

KÖLSCH, F. (1996): Einfluss der Faserbestandteile auf die Scherfestigkeit von Siedlungsabfall, Mitt. des Leichtweiß-Instituts, H. 133

KRÜMPELBECK, I. (2000): Untersuchung zum langfristigen Verhalten von Siedlungsabfalldeponien, Veröffentlichung des Lehrstuhls für Abfall- und Siedlungswasserwirtschaft der Bergischen Universität – Gesamthochschule Wuppertal; Heft 3

MAHLER, C. F., BURIN, E., OLIVEIRA, F. J. P. (1998): Reflections of the stability of a municipal sanitary landfill, Environmental Geotechnics, Lisboa, Portugal

MÜNNICH, K. (2000): Evaluierung des Wasserhaushaltes von Siedlungsabfalldeponien, ZS Müll und Abfall Heft 11, Erich Schmidt Verlag, Berlin

POWRIE, W., BEAVEN, R. P., HARKNESS, R. M. (1999): Applicability of soil mechanics principles to household waste, Seventh international waste management and landfill symposium, Sardinia, Italia

ZIEHMANN, G., COLLINS, H.-J. (2000): Bestimmung von Sickerwasserspenden in Deponieentwässerungssystemen – Ein Beitrag zur innovativen Bauwerksüberwachung, ZS Bautechnik, Heft 9

ZIEHMANN, G. (2002): Setzung von Abfalldeponien – Theorie und Laborversuche zur Kennzeichnung von Einflussgrößen. Dissertation am Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig

Anschrift der Verfasser:

Dr.-Ing. Kai Münnich, k.muennich@tu-bs.de

Prof. Dr.-Ing. Klaus Fricke, klaus.fricke@tu-bs.de

Dipl.-Ing. Jan Bauer, ja.bauer@tu-bs.de

Dipl.-Ing. Helge Goedecke, h.goedecke@tu-bs.de

Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Abt. Abfallwirtschaft

Technische Universität Braunschweig

Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig

Tel. 0531 / 391-3969

Fax 0531 / 391-4584

wastemanagement@tu-bs.de

www.tu-bs.de/wastemanagement

MODELLIERUNG DES LANGZEITEMISSIONSVERHALTENS VON DEPONIEN - KONSEQUENZEN FÜR DIE RISIKOBEWERTUNG -

A. Haarstrick, D. C. Hempel

Institut für Bioverfahrenstechnik, Technische Universität Braunschweig, Gaußstraße 17, 38106 Braunschweig

Aus Deponietiefen zwischen 3 und 18 m wurden an vier verschiedenen Positionen von Gasbrunnenbohrungen (Bohrlöcher I-IV) auf der Deponie Fallersleben (Stadt Wolfsburg) Abfallproben entnommen, daraus Abfallprofile erstellt und die Proben im Labor untersucht. Die aus den Laboruntersuchungen und -analysen erhaltenen Daten über die Abfallzusammensetzung, Kohlenstoffmassenanteile und Milieubedingungen sind als Startwerte und Randbedingungen in ein strukturiertes Deponiemodell eingegeben und damit Prognosen über die Langzeitemission von Methan und CSB-Belastung im Sickerwasser erstellt worden. Die Prognosen beziehen sich auf eine Zeitspanne von 100 Jahren und beinhalten als Szenario die Veränderung des Wassergehaltes im Abfall. Die Prognoseergebnisse lassen eine eindeutige Tendenz zur Verkürzung der Emissionszeiträume mit steigendem Wassergehalt erkennen. Durch die Erhöhung des Wassergehaltes von durchschnittlich 35 Gew.-% auf durchschnittlich 50 Gew.-% werden in der Simulation die Emissionszeiträume um nahezu 50 % verkürzt. Die Konsequenz hieraus wäre, auf die Oberflächenabdeckung von Deponien zu verzichten und so zu verhindern, dass die Emissionsprobleme bei einer vollständigen Kapselung der Deponie nachhaltig konserviert und damit verbundene Risiken an nachfolgende Generationen weitergereicht werden.

1. EINLEITUNG

Siedlungsabfalldeponien und Deponien im Allgemeinen sind als Bauwerke einzuordnen. In der Mehrzahl sind es Kapselkonstruktionen mit Einbauten zur Entsorgung von Emissionen sowohl über die Gas- als auch über die Sickerwasserphase. Während der gesamten Betriebs- und Funktionsdauer (wobei die Funktionsdauer im Prinzip zeitlich limitiert ist) ist die Kapselkonstruktion verschiedenen Arten von Belastungen ausgesetzt, die zu ernsthaften Schäden führen können. Die verschiedenen Arten von Belastungen lassen sich zwei Kategorien einteilen:

- mechanische Belastungen durch Deformation, durch Setzungen und horizontale Bewegungen des Abfalls,
- physikalische, chemische und biologische Belastungen.

Im Gegensatz zu den konventionellen Bauwerken sind bei den Deponiebauwerken die Einwirkungen durch physikalische, chemische und biologische Belastungen extrem zeitvariant und nachträglich nicht auszugleichen; weder kann der Abfall einfach entfernt noch können die im Abfall ablaufenden Prozesse gezielt kontrolliert werden. Durch die biologischen Aktivitäten ist der Abfallkörper ständigen Veränderungen unterworfen, woraus unterschiedliche innere dynamische Strukturen entstehen können, die z. B. das mechanische Abfallverhalten beeinflussen. Die aus den physikalischen, chemischen und biologischen Prozessen resultierenden Belastungen des Deponiekörpers sind in *Tab. 1* aufgelistet.

Tab. 1: Belastungen durch physikalische, chemische und biologische Prozesse.

• Emission von Sickerwasser (Qualität und Quantität), • Emission von Deponiegasen (Qualität und Quantität), • Stabilität des Abfalls / des Abfallköpers (Reaktivität, mechanisch) • Beständigkeit des Entwässerungssystems, • Migration und Ausbreitung von Schadstoffen im Untergrund der Deponie.

Diese Belastungen des Deponiebauwerks sind Teil des Risikopotentials. Zu einem nicht unerheblichen Teil hängt das Risikopotential auch durch die Art und Weise ab, wie eine Deponie betrieben wird und nur in wenigen Fällen werden Siedlungsabfallkörper als sog. teilkontrollierbare Bioreaktoren mit immobilisierter Biomasse betrieben.

2. RISIKOPOTENTIALE IM INNEREN DES DEPONIEKÖRPERS

Die Frage der langfristigen Funktionsfähigkeit des Deponiebauwerks spielt gerade bei Deponien in der Nachsorgephase eine zentrale Rolle. Während dieser Phase soll die Funktionsfähigkeit der Abdichtungssysteme, die mechanische Stabilität des Deponiekörpers und die Stabilisierung der physikalischen, biologischen und chemischen Prozesse innerhalb des Deponiekörpers nachgewiesen werden. Da jedoch der Kenntnisstand über die biologischen, chemischen, physikalischen und mechanischen Beanspruchungspotentiale und deren Auswirkungen auf das Deponiebauwerk immer noch unzureichend ist, beruhen die Angaben über die Dauer der Stabilisierungsvorgänge in der Regel nur auf vagen zeitlichen Schätzungen, die zum Teil über 200 Jahre hinausgehen.

Das langfristige Gefährdungspotential von Deponiebauwerken mit nicht vorbehandelten Abfällen hängt dabei vor allem von den chemischen und biologischen Reaktionsprozessen

ab. Um diese Prozesse näher untersuchen und simulieren zu können, sind Berechnungsmodelle zu entwickeln, die folgende Phänomene berücksichtigen:

- Aerober und anaerober Abbau organischer Verbindungen und zeitliche Entwicklung von Emissionen.
- Akkumulation von Komponenten wie Wasser, Deponiegase, organische Verbindungen und Wärmeenergie in der Deponie und deren zeitliche Veränderung.
- Konvektive / diffusive Stoffflüsse in der Biofilm-, Wasser- und Gasphase innerhalb der Porenstruktur des Abfalls.

Um Umfang und Dauer der Nachsorgemaßnahmen beurteilen zu können, ist ein detailliertes Wissen über die im Abfall ablaufenden Reaktionsprozesse notwendig. Hierauf beruhende Modelle wären ein hilfreiches Werkzeug, um Art und Umfang der Nachsorgemaßnahmen zu bestimmen, ggf. den Nachsorgeumfang zu minimieren und an der prognostizierten Dauer der Emissionen zu orientieren. Die bisherigen Kosten könnten durch die Minimierung des Nachsorgeaufwands ebenfalls entscheidend reduziert werden.

Derzeitig diskutierte Modelle zur Beschreibung von zeitvarianten Emissionsvorgängen aus Siedlungsabfalldeponien waren und sind empirischer, formaler Natur. Dabei steht das allgemeine Reaktionsgeschehen in einer als *„black box"* betrachteten Deponie im Vordergrund, so dass die hierauf aufbauenden Modelle eher deskriptiven Charakter besitzen. Biologisches und chemisches Detailwissen über das Reaktionsgeschehen innerhalb der Deponie wird dabei nicht eingebunden, so dass beispielsweise bei den biologischen Reaktionsvorgängen Sättigungs- oder Inhibierungsvorgänge, Mikroorganismenwachstum und Biofilmbildung unberücksichtigt bleiben. Um dieses dennoch zu erreichen, ist die Entwicklung von prädiktiven, mechanistischen Modellen hilfreich ([2], [3]). Mechanistische Modelle erlauben, Bereiche eines Systems zu segregieren. Für das Deponieproblem bedeutet dieses, gekoppelte Prozesse trennen und die individuellen Milieuparameter genauer untersuchen zu können.

3. MODELLENTWICKLUNG UND DEPONIEMONITORING

Um zu genaueren Aussagen über die Dauer der Emissionen und damit auch über die Entwicklung des Risikopotentials während der Nachsorgephase zu gelangen, besteht ein entscheidender Schritt zunächst darin, ein geeignetes mathematisches Modell über die Reaktions- und Transportvorgänge in Deponien zu formulieren und auf der Grundlage von Experimenten zu validieren. Im Rahmen des im Jahre 1998 an der TU Braunschweig

eingerichteten Sonderforschungsbereiches SFB 477 „Bauwerksüberwachung“ werden Modelle entwickelt, mit dem Ziel, Prognosen über die Dauer und Quantität von einzelnen gasförmigen und wässrigen Emissionen zu erstellen und um damit zu präziseren Aussagen über die zeitliche Entwicklung der Abfallstabilisierung im Deponiekörper zu kommen. Aus der Sicht des Deponiebetreibers ist in diesem Zusammenhang entscheidend: je schneller der Stabilisierungsprozess abläuft, desto früher können die Nachsorgephase beendet und damit auch die Deponiegesamtkosten verringert werden.

In vielen Fällen sind die Vorgänge im Inneren der Deponie nicht generalisierbar, da die stoffliche Zusammensetzung des Abfalls, die Art der Ablagerung und die Standortbedingungen sehr häufig schwanken und daher unterschiedlich ausgeprägt sein können. Deshalb ist es wichtig, neben der Modellentwicklung, auch standortabhängige Deponiefaktoren und Milieubedingungen im Deponiekörper zu untersuchen und diese für die Schärfung der Modelle zu verwenden. Um dieses zu erreichen, wurden auf der Deponie Fallersleben (Stadt Wolfsburg) Gasbrunnenbohrungen *(vgl. Abb. 1)* begleitet sowie Probennahmen und Messungen durchgeführt.

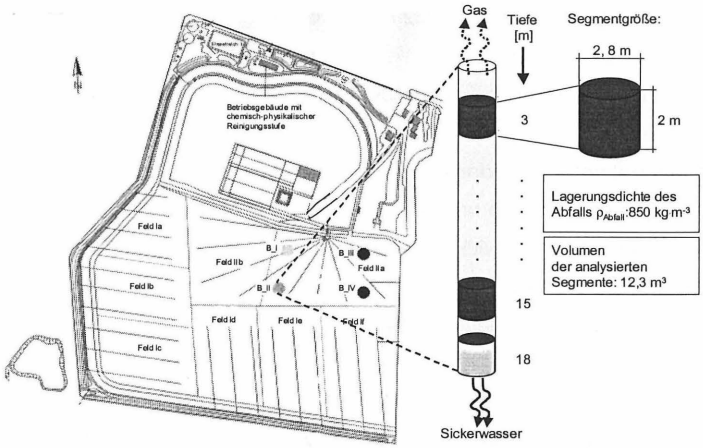


Abb. 1: Grundriss der Deponie und Festlegung der Ebenen für die Probennahme in den vier untersuchten Bohrlöcher (Bohrloch II).

4. MONITORINGKONZEPT

Das Ziel im Rahmen des SFB 477 ist es, aus erweiterten Kenntnissen über die physikalischen, chemischen und biologischen Zusammenhänge in Deponien ein

Monitoringkonzept abzuleiten, das die Nachsorgephase auf ein notwendiges und dennoch aussagekräftiges Maß reduziert. Dabei müssen sowohl die einzelnen Messungen und eingesetzten Systeme überprüft, zum Teil neue Messsysteme entwickelt sowie die räumlichen und zeitlichen Messintervalle ermittelt werden. Aus der Kombination von Laborversuchen mit In-situ-Messungen werden Parameter erhalten, die in das Modell integriert werden.

Mit Hilfe von Labor- und Technikumsexperimenten werden die Zusammenhänge der biologischen und chemischen Umsetzungen in Abfallkörpern analysiert und mit dem Wissen daraus ein Computermodell über relevante dynamische Abbauprozesse inklusive der Emissions- und Wärmebildung erstellt. Diese aus lokalen Prozessen erhaltenen Daten werden in ein Transportmodell integriert, das vom dem im SFB 477 vertretenen Teilprojekt B6 (Institut für Statik) entwickelt wurde. Für die Weiterentwicklung des gekoppelten Transport- und Reaktionsmodell werden die Simulationsergebnisse mit Labordaten und In-situ-Messdaten, die von dem ebenfalls im SFB 477 vertretenen Teilprojekt D1 (Leichtweiß-Institut, Abtl. Abfallwirtschaft) stammen, verglichen. Durch den Abgleich von Mess- und Simulationsdaten wird in einem iterativen Prozess das angestrebte Modell verfeinert.

4.1 Laboruntersuchungen

Die aus dem Bereich der Bohrlöcher I-IV *(s. Abb. 1)* entnommenen Abfallproben wurden im Labor hinsichtlich der Abfallzusammensetzung, des Kohlenstoffanteils, der Gasausbeute und der biologischen Abbaubarkeit der in den Proben enthaltenen organischen Verbindungen analysiert *(Abb. 2)*.

Die Abfallproben sind zunächst auf ihren Wasser- und Kohlenstoffgehalt (WG bzw. TOC) hin untersucht worden. Die Bestimmung des Gehalts an organischem Kohlenstoff in den Eluaten erfolgte durch die Messung des gelösten organischen Kohlenstoffs (DOC). Aus den Daten von mehreren Eudiometertests [4] (nach DIN 38414) sind die Gasausbeuten verschiedener Abfallproben bestimmt und unter Berücksichtigung des Umgebungsdrucks sowie der Umgebungstemperatur auf Normbedingungen umgerechnet worden. Ergänzend wurden in den gebildeten Gasvolumina die Anteile von Methan und Kohlendioxid ermittelt. Mit Bezug der gemessenen Gasvolumina auf die eingesetzten Abfallmassen erfolgte die

Berechnung der spezifischen Methangasausbeuten. Mit Hilfe des Analysenplanes in *Abb. 2* sind Reihenfolge und Art der Untersuchungen im Gesamtüberblick dargestellt.

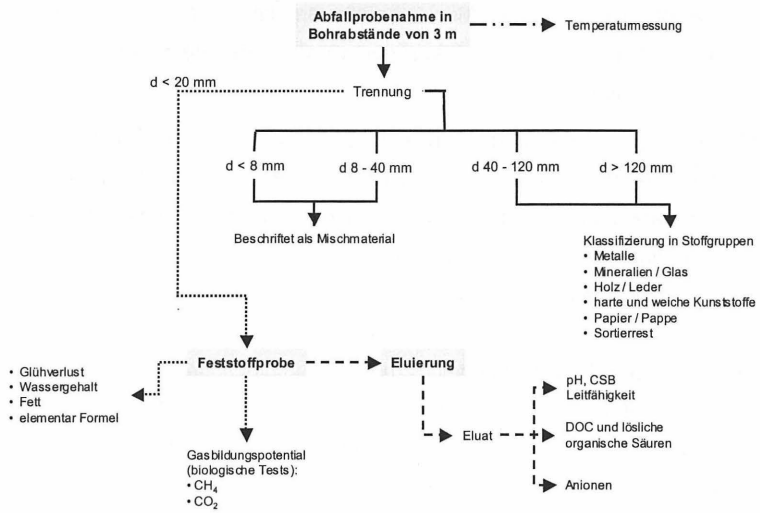


Abb. 2: Analysenplan zur Proben-charakteri-sierung.

Die Auswertung der Analysenergebnisse ist im Wesentlichen an der Zielsetzung orientiert, die erarbeiteten Reaktions- und Prognosemodelle zu validieren und Monitoringkonzepte daraus zu entwickeln. Hierbei interessieren vor allem die Abfallzusammensetzung (Abfallarten), die physikalisch chemischen Eigenschaften des Abfalls, die Element-zusammensetzung des organischen Abfalls (Summenformel der Elemente), Temperatur, pH-Wert, der Redox-Zustand, die Zusammensetzung von TOC und DOC sowie Deponie-gasmengen und die Deponiegaszusammensetzung, die Bioverfügbarkeit organischer Verbindungen und die Aktivität der Biomasse.

5. ERGEBNISSE UND PROGNOSEBEISPIELE

Die Analyse der Abfallzusammensetzung bezieht sich auf Proben, die im Bereich der Bohrlöcher I-IV *(s. Abb. 1)* in 3, 6, 9, 12, 15 und 18 m Tiefe entnommen wurden. Die einzelnen Fraktionen der Siebanalysen wurden anschließend auf ihren Gehalt an relativ leicht, mittelschwer bzw. schwer und nicht abbaubaren organischen Abfallbestandteilen im Labor untersucht.

Die Ergebnisse der Abfallanalysen werden exemplarisch für 4 Bohrlöcher vorgestellt. Entsprechend des Lageplans *(s. Abb. 1)* befinden sich die Bohrlöcher direkt auf der Kuppe des Schüttfeldes IIa. Die untersuchten Deponieproben entsprechen dem Stand vom August 1998.

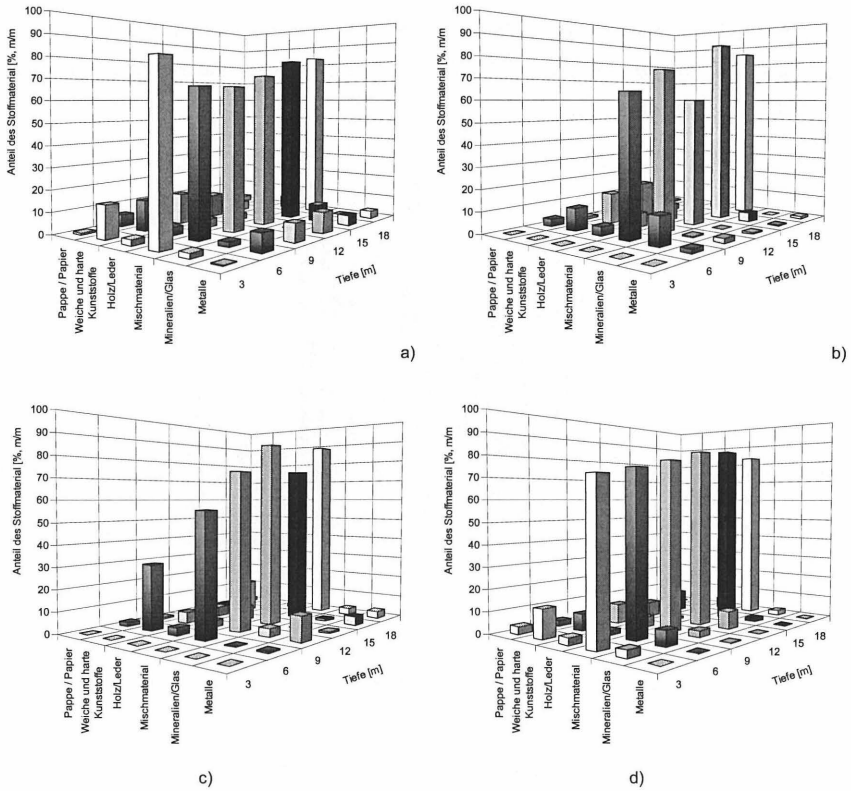


Abb. 3: Stoffgruppenverteilung in den Feststoffabfallproben in Abhängigkeit von der Deponietiefe: a) Bohrloch I, b) Bohrloch II, c) Bohrloch III und d) Bohrloch IV.

In *Abb. 3* ist die jeweilige prozentuale Stoffgruppenverteilung in den Feststoffabfallproben für die vier Bohrlöcher in Abhängigkeit von der Bohrlochtiefe dargestellt. Die mit Hilfe der Siebanalyse erhaltenen Ergebnisse belegen, dass der größte Anteil des Abfalls aus Mischmaterial besteht. Dieses Mischmaterial setzt sich aus Partikelgrößen < 40 mm und einem durchschnittlichen Kohlenstoffmasseanteil von 225 kg t^{-1}_{Abfall} zusammen.

Nach einer Ausarbeitung von Ehrig [5], der eine Einteilung der Abfälle in Stoffgruppen und Stoffarten vorschlägt, wurden entsprechend der analysierten Massenanteile die Elementanteile *C,H,N,O* in den organischen Stoffgruppenfraktionen (Naturstoffe, Papier, Pappe und Kunststoffe) abgeschätzt. Bezieht man alle aus den Bohrlöchern I-IV entnommenen und analysierten Proben in die Berechnung ein, so resultiert daraus die in *Abb. 4* dargestellte mittlere Verteilung der in den Stoffgruppen vorliegenden Elemente sowie die allgemeine Summenformel ($C_{30}H_{50}O_{13}N_{1,5}$) für den in den Abfallproben enthaltenen organischen Masseanteil.

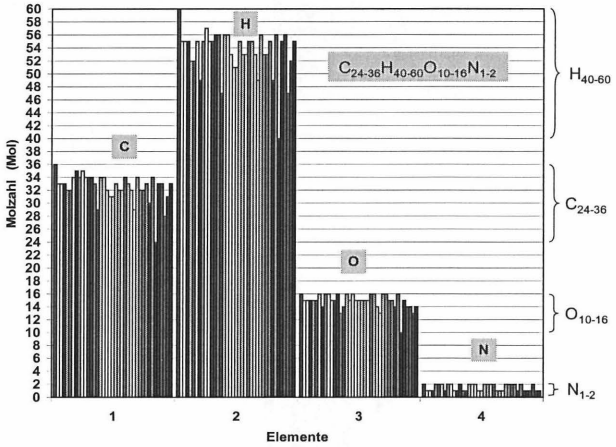


Abb. 4:
Verteilung der Molzahlen der Elemente in den Stoffgruppenfraktionen.

Parallel zu dieser rechnerischen Abschätzung wurde die Elementzusammensetzung auch direkt bestimmt. Die aus dieser Bestimmung erhaltenen Daten über mittlere Molzahlen der Elemente führten zu der allgemeinen Summenformel $C_{27}H_{43}O_{19}N$.

Die Frage, zu welchen Anteilen beispielsweise Lipide, Proteine und Kohlenhydrate in der Summenformel enthalten sind, wird zurzeit noch im Detail untersucht. Die Informationen hierüber sollen helfen, die Aussagen sowohl über die Bioverfügbarkeit einzelner Stoffklassen als auch über deren Wechselwirkung mit der Abfallmatrix zu präzisieren.

5.1 Charakterisierung des organischen Anteils

Um die Anfangsbedingungen für eine Simulation der biologischen Abbauvorgänge im Abfall eindeutig definieren zu können, ist der Status des Abfalls hinsichtlich seines Gehaltes an leicht und schwer abbaubarem organischen Material, seines Gehaltes an

anorganischen und organischen Substraten und hinsichtlich seines physiko-chemischen Verhaltens zu analysieren.

In wie weit der bestimmte gesamtorganische Anteil im Abfall (TOC) leicht verfügbares Substrat für die Mikroorganismen darstellt, wurde in weiteren Analysen untersucht. In einem ersten Schritt sind hierfür 200 g Abfallproben nach DIN 38414 / Teil 4, [4] mit Wasser eluiert und die Eluate hinsichtlich ihres Gehaltes an DOC, CSB und $DOC_{organ.\ Säuren}$ analysiert worden. Mit Hilfe der Ionenchromatographie konnten als organische Säuren Ameisensäure, Essigsäure, Propionsäure, Buttersäure und Oxalsäure detektiert und quantifiziert werden.

Parallel zu diesen Messungen wurden auch die Wassergehalte von Proben aus den Bohrlöchern I-IV bestimmt *(Abb. 5)* und der prozentuale Anteil auf die Masse der eingesetzten Feuchtproben bezogen. Aus den Messdaten für Deponietiefen zwischen 6 und 18 m resultiert ein durchschnittlicher Wert für den Wassergehalt von 35 Gew.-%.

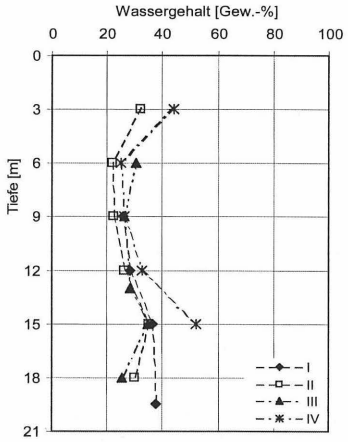


Abb. 5:
Wassergehalte von Abfallproben aus verschiedenen Tiefen der Bohrlöcher I-IV.

In *Abb. 6* sind die Ergebnisse der Eluatanalyse graphisch dargestellt. Aufgetragen über die Bohrlochtiefe ist der gelöste gesamtorganische Kohlenstoff ($DOC_{organ.\ Säuren}$) sowie der Teil des gelösten organischen Kohlenstoffs, der nach der ionenchromatographischen Analyse und nach der HPLC/RP- Analyse näher bestimmt werden konnte. Danach ist festzustellen, dass der gelöste organische Kohlenstoff teilweise aus gut löslichen organischen Säuren und Alkoholen stammt. Die Bestimmung im Eluat gelöster Proteine

ergab Werte unterhalb der Nachweisgrenze der nach Bredford und Lowry angewandten Protein-Analysenmethoden.

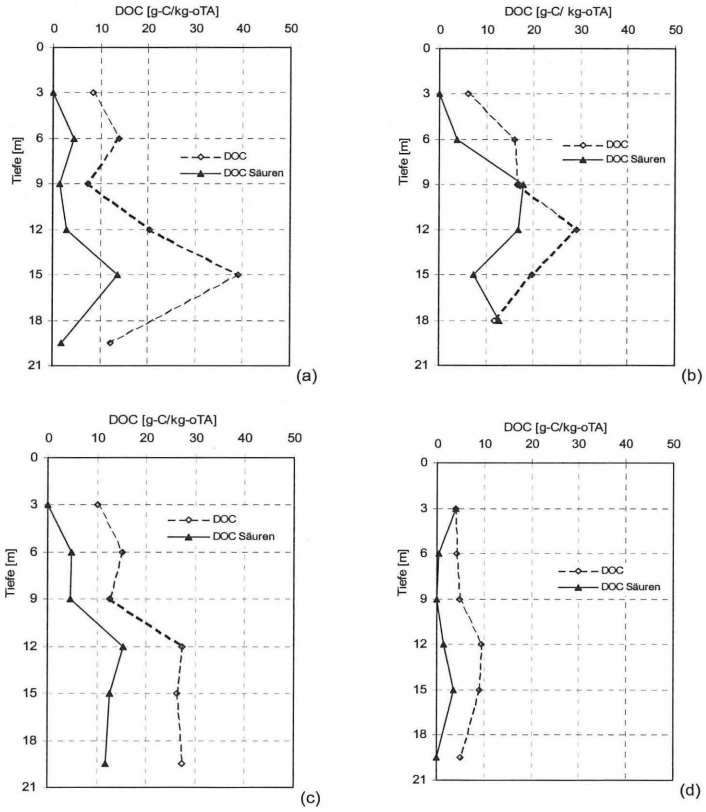


Abb. 6 a-d: Anteil gelöster organischer Verbindungen im Eluat bezogen auf 1 kg Abfallprobe (oTA: organischer Trockenabfall) aus Tiefen zwischen 3 und 18 m (a) Bohrloch I, (b) Bohrloch II, (c) Bohrloch III, (d) Bohrloch IV).

Im Fall des Bohrlochs IV wurde festgestellt, dass im Vergleich zu den anderen Bohrlöchern die TOC-Werte allgemein kleiner waren. Diese Beobachtung geht konform mit den Daten aus der quantitativen Analyse der eluierbaren organischen Kohlenstoffverbindungen *(Abb. 6 a-d)*.

Die Bilanzierung des in den Abfallproben und in den Eluaten enthaltenen Kohlenstoffs ist in *Tab. 2* am Beispiel des Bohrlochs II dargestellt. Die C-Bilanzierung beruht auf dem TOC

der Abfallproben, dem TOC der eluierten Abfallproben, dem DOC im Eluat, auf dem mit Hilfe der Soxhlet-Extraktion bestimmten Anteil an Gesamtlipid in den Abfallproben (Summenformel: $C_8H_6O_2$; [6]) sowie auf der chemischen Analyse der Summenformel für die organische Abfallfraktion ($C_{27}H_{43}O_{19}N$).

Tab. 2: Bohrloch II - Kohlenstoffbilanz der Proben aus Tiefen von 3 -18 m.

Tiefe	TOC_1 der Abfallprobe	TOC_2: lipophile Verbindungen im Eluatrück-stand,	TOC_3 im Eluatrück-stand (eluierte Abfallprobe)	TOC_4 im Eluat (TOC_1-TOC_3)	näher analysierter TOC im Eluat (z.B. organ. Säuren)	nicht näher analysierter TOC im Eluat
m	g / kg_{TM}	g / kg_{TM}	g / kg_{TM}	g / kg_{TM}	g / kg_{TM}	g / kg_{TM}
3	94.5	19	70.9	23.6	23	0.6
6	208.1	29	165.5	42.6	33	9.6
9	217.6	33	170.2	47.4	42	5.4
12	260.1	22	203.4	56.7	33	23.7
15	217.6	2	193.9	23.7	10	13.7
18	175.0	0	165.5	9.5	5	4.5

Anhand der C-Bilanzierung wird deutlich, dass die über die Tiefe der Bohrlöcher I-IV gemittelten Anteile von nicht eluierbaren organischen Verbindungen und partikulären organischen Bestandteilen (Eluatrückstand) zwischen 7 und 20 % liegen. In welcher Höhe und über welche Zeitdistanz hieraus durch Desorptions- und Hydrolyseprozesse weitere Emissionen erwartet werden können, ist mit den bisherigen Kenntnissen und empirischen Modellen nicht genau zu ermitteln. Wird von einer vollständigen Reduktion des organischen Kohlenstoffs (stöchiometrischer Umsatz) ausgegangen, so resultiert für den Zeitpunkt der Probennahme im Bereich der Bohrlöcher I-IV und mit der spezifischen stöchiometrischen Methangasbildung von 1.87 $m^3 \cdot kg^{-1}_{Kohlenstoff}$ eine mittlere spezifische Methangasausbeute von 120 bis 400 $m^3 \cdot t^{-1}_{Abfall}$.

6. SPEZIFISCHE GASAUSBEUTE UND SPEZIFISCHE GASBILDUNGSRATE

Deponiegas kann prinzipiell durch biochemischen Abbau von organischem Material, durch physikalischen Übergang fester oder flüssiger Stoffe in die Gasphase oder durch die chemische Reaktion abgelagerter Stoffe entstehen. Die Gasproduktion durch mikrobiellen Abbau im Abfallkörper ist mengenmäßig die größte. Bisherige Untersuchungen belegen, dass bis zu 70 % der organischen Substanzen im Siedlungsabfall nach der Ablagerung mikrobiell abgebaut und zu 90 % in Form von Deponiegas sowie 10 % mit dem Sickerwasser ausgetragen werden [7]. Die Deponiegasbildung kann dabei sowohl im

mesophilen 23 - 45 °C als auch im thermophilen (45 - 75 °C) Bereich erfolgen. Die Messungen auf der Deponie Fallersleben (Schüttfeld IIa) ergaben einen Temperaturbereich von 30 bis 62 °C. In *Abb. 7* sind die Temperaturprofile über die Tiefe der Bohrlöcher I-IV aufgetragen. Danach ist zu erkennen, dass im Bereich 6 -18 m überwiegend thermophile Verhältnisse vorherrschen.

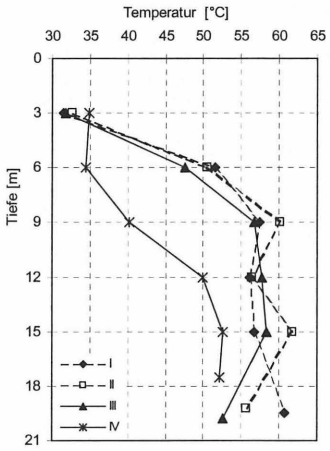


Abb. 7:
Gemessene Temperaturen (Aug. 1998) in Tiefen zwischen 3 und 18 m (Bohrlöcher I-IV).

Ausmaß und zeitlicher Verlauf der Umsetzungsprozesse im Abfallkörper werden im Allgemeinen anhand der Gasproduktion beschrieben. Die Gasproduktion setzt nach einer Lag-Phase, die nach Ablagerungsbeginn auftritt, ein und kann je nach Randbedingungen über Jahrzehnte anhalten. Exakte Prognosen bzw. Aussagen zum zeitlichen Verlauf der Gasemissionen bedürfen noch weiterer Forschung sowohl auf experimentellem als auch auf theoretischem Gebiet.

Zur Charakterisierung und Quantifizierung der gebildeten Gase während des anaeroben Abbauprozesses, wurde im Laborversuch jeweils die Gaszusammensetzung gaschromatographisch bestimmt und das gebildete Methangasvolumen auf die eingesetzte Masse des organischen Abfalls bezogen. In allen Fällen diente der organische Trockenabfall (oTA) als spezifische Bezugsgröße. Dieses spezifische Gasvolumen wird auch als Gaspotential bezeichnet und dient zur Beurteilung des anaeroben Abbauprozesses.

Vor dem Hintergrund theoretischer Überlegungen resultiert - wie bereits erwähnt - bei vollständigem anaeroben Abbau unter Normbedingungen ein spezifisches Methangas-

volumen von 1,87 $m^3 \cdot kg^{-1}_{Kohlenstoff}$. Die tatsächlich erreichbare spezifische Methangasmenge unter Normbedingungen ist jedoch niedriger, da in Abhängigkeit von der Umgebungstemperatur nur ein Teil des mikrobiell verwertbaren Kohlenstoffs dissimiliert[1)] wird, während der Rest assimiliert[2)] wird.

Die Methangasproduktion unterliegt je nach den herrschenden Milieubedingungen (z.B. physikalisch-chemische oder hydraulische Bedingungen) innerhalb des Deponiekörpers starken Schwankungen. So berichten Bogner und Lagerkvist [8] über Methangasgehalte im Deponiegas von 36-37 Vol.-% , Haarstad [9] von über 70 Vol.-% und Kruse [10] sogar von 80 Vol.-%. Die Differenz zum Gesamtgasaufkommen wird bei allen Angaben hauptsächlich dem CO_2 zugerechnet.

Mit der Tiefe und so auch mit zunehmendem Alter des Abfalls werden mehr leicht verfügbare organische Verbindungen vorliegen, die noch auf Dauer zu einem erheblichen Maß zur Deponiegasbildung beitragen können. Diese Aussage wird u. a. durch das Ergebnis aus der Messung von der spezifischen Sauerstoffaufnahmerate gestützt.

In *Tab. 3* sind die Messergebnisse von spezifischen Sauerstoffaufnahmeraten (OUR) aufgelistet, die von Abfallproben aus verschiedenen Tiefen der Bohrlöcher I-IV stammen. Danach steigt die biologische Abbaubarkeit deutlich mit zunehmender Tiefe an.

Tab. 3: Spezifische Sauerstoffaufnahmeraten in Eluaten von Abfallproben aus den Bohrlöchern I-IV.

Bohrloch I		Bohrloch II		Bohrloch III		Bohrloch IV	
Tiefe [m]	OUR [$mg_{O2}/g_C \cdot h$]	Tiefe [m]	OUR [$mg_{O2}/g_C \cdot h$]	Tiefe [m]	OUR [$mg_{O2}/g_C \cdot h$]	Tiefe [m]	OUR [$mg_{O2}/g_C \cdot h$]
3	-	3	27.7	3	-	3	40.0
6	-	6	3.0	6	13.8	6	43.9
9	1.3	9	10.4	9	13.4	9	32.4
12	10.2	12	11.7	12	108.7	12	331.1
15	6.4	15	20.0	15	32.3	15	85.7
18	33.7	18	38.5	18	33.8	-	-

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die spezifischen Gasbildungsraten und damit die Verfügbarkeit organischer Verbindungen für Mikroorganismen im Bereich 12 bis 18 m maximale Werte erreichen.

[1)] Dissimilation: Abbau der C-Quelle zur Gewinnung zellaufbauender Verbindungen.
[2)] Assimilation: Umwandlung der C-Quelle zur Nutzung gespeicherter chemischer Energie.

7. SIMULATION DER SPEZIFISCHEN GASAUSBEUTE UND SPEZIFISCHEN GASBILDUNGSRATE

Die Methanphase ist nach Farquhar [11] diejenige Phase des anaeroben Prozesses, die am empfindlichsten ist und auf leichte Milieuveränderungen sofort reagiert. Die wichtigsten Faktoren, die die Methanproduktion in Siedlungsabfällen beeinflussen, sind hierbei der Wassergehalt des Abfalls, die Alkalität, der pH-Wert, das Redoxpotential, die Temperatur, die Zusammensetzung des Abfalls sowie inhibierende oder toxische Substanzen.

Mit diesem Wissen und der vorgenommenen Einteilung in leicht, mittelschwer und schwer abbaubare organische Verbindungen sowie mit den analysierten physikalischen und chemischen Parameter wurde mit Hilfe des entwickelten Modells [12] eine Prognose über die CSB- und Methanbildung für einen Zeitraum von 100 Jahren erstellt. Die Prognose bezieht sich auf den Bereich des Bohrlochs II und die in *Tab. 4* aufgelisteten Daten.

Tab. 4: Eingabedaten für die Simulation der CSB- und Deponiegasentwicklung in den verschiedenen Tiefen des Bohrlochs II.

Bohrloch II					
Tiefe [m]	Temperatur [°C]	WG [%, m/m]	Acetat [kg / m^3-H_2O]	pH [-]	Sulfatgehalt [kg / m^3- H_2O]
3	32.6	0.32	7.4	7.6	2.7
6	50.6	0.22	7.4	8.3	0.9
9	60.2	0.23	18.8	7.7	1.5
12	56.5	0.26	13.0	7.5	2.6
15	61.7	0.35	6.9	8.1	1.1
18	55.7	0.30	8.6	8.1	1.1

Bohrloch II					
organische Abfallmenge [kg / m^3- H_2O]			Biomasseverteilung [kg / m^3- H_2O]		
leicht	mittel	schwer	Säurebildner	Methanbildner	Desulfurikanten
12	93	139	2.2	1.5	0.7
12	93	139	4.6	0.7	1.0
15	111	167	4.5	0.7	1.0
14	104	156	2.4	2.0	0.8
17	129	194	1,5	1.9	0.6
12	94	141	1.7	2.2	0.7

Innerhalb der biologischen Abbauprozesse spielt die Hydrolyse eine entscheidende Rolle. Sie bildet einen sog. kinetischen „Flaschenhals“ und ist der geschwindigkeitsbestimmende Schritt im biologischen Abbauprozess. Über die Abhängigkeit der Hydrolyserate von der stofflichen Zusammensetzung und den Milieufaktoren berichten Christ et al. [13] und Veeken, Hamelers [14]. Bei Christ et al. [13] wird unter Einbeziehung verschiedener

Fehlerquellen detailliert die Möglichkeit der Modellierung des Hydrolyseprozesses von festem, partikulärem Abfall aufgezeigt. Auf der Grundlage dieser Untersuchung zeigt sich, dass aus analytischer Sicht die exakte Bestimmung der Hydrolyserate von einigen polymeren organischen Verbindungen häufig noch große Schwierigkeiten bereitet. Die Streuung der Daten ist hiernach relativ hoch *(Tab. 5)* und der statistische Vertrauensbereich dadurch relativ klein.

Tab. 5: Minima und Maxima experimentell ermittelter Hydrolyseraten k_H in Abhängigkeit von verschiedenen Stoffgruppen, [13].

Prozess	Minimum k_H [d^{-1}]	Maximum k_H [d^{-1}]
Hydrolyse von Lipiden	0.005	0.010
Hydrolyse von Proteinen	0.015	0.075
Hydrolyse von Kohlenhydraten	0.025	0.250

Aus Laboruntersuchungen im Rahmen des SFB 477 konnten mittlere Hydrolyseraten für leicht abbaubare Abfallfraktionen von 0.2 d^{-1} und für mittelschwer abbaubare Abfallfraktionen von 0.001 d^{-1} ermittelt werden [13]. Für den Fall von schwer abbaubaren organischen Abfallfraktionen wurde ein geschätzter Wert von 0.0001 d^{-1} angenommen. Diese Hydrolyseraten wurden in das Simulationsmodell eingegeben. Als Beispiel für den Einfluss eines Milieuparameters auf die Reaktionsprozesse sind die berechneten Prognosedaten über die CSB- und Methangasbildung sowohl auf die in den Abfallproben gemessenen Wassergehalte als auch auf eine angenommene Erhöhung des Wassergehaltes bezogen worden. Der Wassergehalt wird hierbei als ein entscheidender und wichtiger Milieuparameter angesehen, der für die Verkürzung der Nachsorgephase eine entscheidende Rolle spielt.

In *Abb. 8* sind die Ergebnisse der Simulation der Sickerwasserbelastung (angegeben als CSB) und die spezifische Methanbildungsrate für einen Zeitraum von 100 Jahren ab Probennahme im August 1998 dargestellt. Die Simulation bezieht sich exemplarisch auf den Bereich des Bohrlochs II und die Analysen der hieraus entnommenen Abfallproben. Die Analysendaten dienen als Startwerte für die Simulation der lokalen biologischen Abbauprozesse und Prognose der Gas- und Sickerwasseremissionen. Durch die Erhöhung des Wassergehaltes in der Simulation resultiert für die Mikroorganismen eine erhöhte Verfügbarkeit von organischen Verbindungen. Dadurch werden auch die Wachstumsbedingungen (ausreichende Versorgung mit C-Substraten und Nährstoffen) für mehr Mikroorganismen verbessert. In der Simulation wird unter diesen Voraussetzungen

eine deutliche Reduzierung der Emissionsdauer erkennbar. Im Gegensatz zu den bisher auf der Grundlage von deskriptiven Modellen erstellten Prognosen besteht mit dem hier vorgestellten prädiktiven, mechanistischen Modell die Möglichkeit, die Dynamik des Reaktionsgeschehens mit wechselnden und einflussnehmenden Milieuparametern zu beschreiben. Es werden jetzt beispielsweise sowohl biokinetische Details und Inhibierungsprozesse als auch Abfallspezifikationen wie leicht, mittelschwer und schwer abbaubar berücksichtigt.

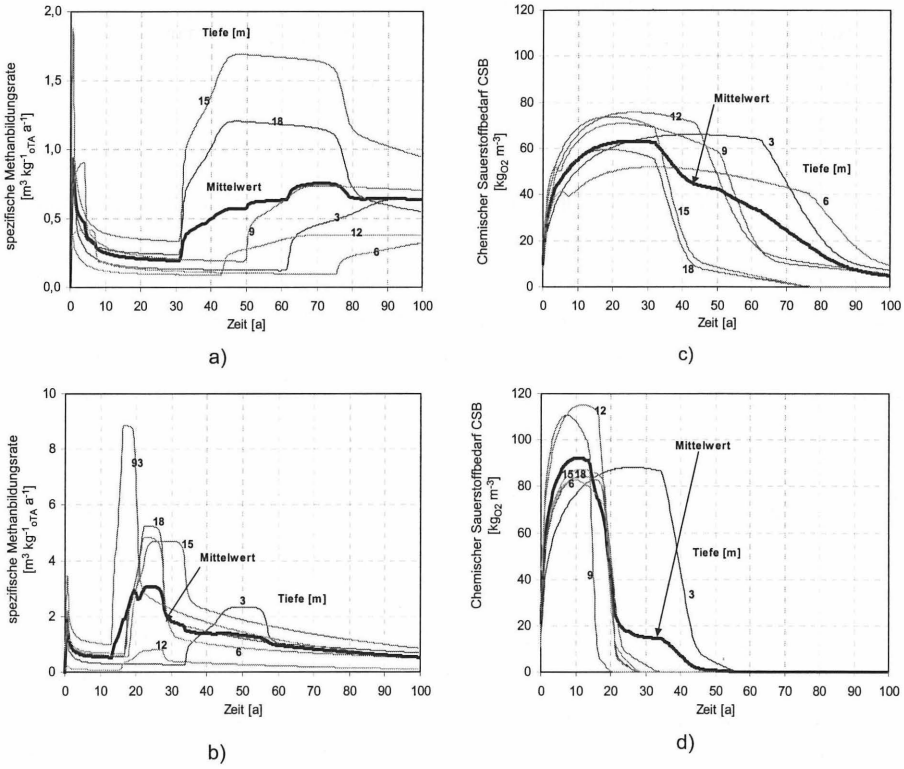


Abb. 8: Simulation der Methanbildungsrate und Sickerwasserbelastung (CSB) in Abhängigkeit von der Zeit und unter Einbeziehung von Abfall- und Sickerwasserdaten von gemessenen Proben, die aus verschiedenen Bohrlochtiefen des Bohrlochs II entnommen wurden (die fett gedruckte Linie stellt jeweils die Summenkurve dar):

a, c) Simulation unter Einbeziehung der gemessenen physikalisch-chemischen Milieuparameter (vgl. Tab. 3), Wassergehalt 35 Gew.-%.

b, d) Simulation unter Veränderung des Wassergehaltes auf 50 Gew.-% für alle Bohrlochtiefen bei Konstanthaltung aller anderen Milieuparameter.

Die hier angesprochene Thematik der Verfügbarkeit organischer Verbindungen für Mikroorganismen ist neben den physiko-chemischen Eigenschaften der Abfallmatrix auch eng mit der Kinetik der Hydrolyse von polymeren organischen Verbindungen verknüpft. Die Einteilung in leicht und mittelschwer abbaubare organische Verbindungen orientiert sich dabei auch an der Größe der Hydrolyseraten, die nach *Tab. 5* Werte zwischen 0.005 und 0.25 d^{-1} erreichen können. Für das Prognosemodell wurden Werte von 0.2 d^{-1} (leicht abbaubar), 0.001 d^{-1} (mittelschwer abbaubar) und 0.0001 d^{-1} (schwer abbaubar) verwendet.

Sehr kleine Hydrolyseraten und damit verbundene lange zeitliche Perioden mit kleinen Methanbildungsraten können auch dann auftreten, wenn neben der schwer abbaubaren stofflichen Zusammensetzung des organischen Abfalls starke Milieueinflüsse und geringe biologische Verfügbarkeiten des organischen Materials vorliegen. In realen Deponien sind diese Dependenzen ohne Zweifel gegeben.

8. ZUSAMMENFASSUNG

Anhand der Analyse und des Vergleichs der Abfallproben aus den Bohrlöchern I-IV fällt bezüglich des Potentials an Emissionen, der Zusammensetzung des Abfallmaterials, der anteiligen Kohlenstoffmasse (hier vor allem der Anteil biologisch umsetzbarer Kohlenstoffmasse) auf, dass im mittleren Bereich (ca. 9 - 15 m) maximale Werte bei der Temperatur und der verwertbaren organischen Kohlenstoffmasse auftreten (Stand: August 1998). Zusätzlich zu diesen Untersuchungen wurde auch die biologische Abbaubarkeit gelöst vorliegender organischer Verbindungen unter aeroben Bedingungen gemessen. Die Auswertung dieser Messungen und Analysen zeigt ein deutliches Profil, wonach sich die Qualität und Quantität sowie die Verfügbarkeit von verwertbaren organischen Kohlenstoffverbindungen auf einen Deponietiefenbereich zwischen 9 und 15 m, in dem auch Temperaturmaxima zwischen 55 und 62 °C gemessen wurden, konzentriert. Es kann damit davon ausgegangen werden, dass in diesem Bereich die Hydrolyseprozesse bereits relativ weit fortgeschritten waren und dadurch große Mengen von leicht anaerob abbaubaren organischen Kohlenstoffverbindungen den Mikroorganismen zur Verfügung standen.

Die Untersuchungen der gesamtorganischen Kohlenstoffmasse ergaben nach der Elution mit Wasser, dass zum Teil noch erhebliche Mengen an verwertbaren organischen

Verbindungen, wie Fette beispielsweise, auf der Abfallmatrix adsorbiert bleiben. Diese Beobachtungen stellen ein zentrales Element der analytischen und experimentellen Arbeiten einerseits und theoretisch mathematischen Arbeiten andererseits dar. Hinsichtlich der Prognose von Langzeitemissionen stellen Adsorptions-, Desorptions- und Hydrolyseprozesse wichtige Elemente für die Verfeinerung des Modells dar. Ergänzend ist hierbei hervorzuheben, dass die Langzeitemissionen entscheidend vom Wassergehalt im Deponiekörper abhängen.

Durch die Prognose von Langzeitemissionen wird mit der Fokussierung auf den Einfluss des Wassergehaltes auf das Reaktionsgeschehen klar, dass eine Oberflächenabdeckung von Deponien in dieser Hinsicht nicht sinnvoll ist.

Auf der Grundlage des beschriebenen Modells wird im Rahmen des SFB 477 die Entwicklung eines modellgestützten Monitorings angestrebt. In zurzeit durchgeführten Untersuchungen werden die im Modell integrierten Prozessgrößen im Rahmen einer Versagensanalyse statistisch bewertet und signifikante, prozessbeeinflussende Modellparameter identifiziert. Über die Identifizierung und die Bewertung von Deponieschwachstellen werden ferner daraus für die Messpositionen sinnvolle Abstände festgelegt, die mit in die Entwicklung des modellgestützten Monitoringkonzepts einfließen.

DANKSAGUNG

Unser Dank gilt der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung im Rahmen des SFB 477 „Bauwerksüberwachung".

Weiterhin möchten wir uns ganz herzlich bei Herrn R. Gieselmann sowie beim Personal der Deponie Fallersleben (Stadt Wolfsburg) bedanken, ohne deren Hilfestellung und freundliches Entgegenkommen solche Messungen nicht möglich gewesen wären.

LITERATUR

[1] ZIEHMANN, G. (2002). Setzung von Abfalldeponien – Theorie und Laborversuche zur Kennzeichnung von Einflussgrößen; Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen der Technischen Universität Braunschweig; Cuvillier Verlag Göttingen.

[2] SONNLEITNER, B. (1989). Mathematische Modelle in der Biotechnologie, BTF-Biotech-Forum, 6 (3), 156-160.

[3] HAARSTRICK, A., OSTERMANN, L., DINKLER, D., AHRENS, H., HEMPEL, D.C. (2000). Modelling of the Biodegradation of Organic Matter in Municipal Landfills, Waste Management & Research, 19 (4), pp. 320.

[4] Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- u. Schlammuntersuchung, VCH / Beuth, Band V, 1996)

[5] EHRIG, H.-J., (1980). Beitrag zum quantitativen Wasserhaushalt. Veröffentlichungen des Institutes für Städtebauwesen der TU Braunschweig, Heft 26, 2. Aufl.

[6] HENZE, HARREMOES, JANSEN, ARVIN (1995). Wastewater Treatment. Springer Verlag, Berlin.

[7] LECHNER, P. (1996). Zeitprognose biologischer Umsetzungen, in: Tagungsband zum 11. ZAF-Seminar, 26./27. Sept. in Braunschweig, Hrsg.: TU Braunschweig, 289-312.

[8] BOGNER, J., LAGERKVIST, A. (1997). Organic Carbon Cycling in Landfills: Model for a Continuum Approach. Proceedings Sardinia, 6th International Landfill Symposium, 13.-17. Oct., Cagliary, Italy.

[9] HAARSTAD, K. (1997). Methane in Landfills: Production, Oxidation and Emissions. Proceedings Sardinia, 6th International Landfill Symposium, 13.-17. Oct., Cagliary, Italy.

[10] KRUSE, K. (1994). Langfristiges Emissionsgeschehen von Siedlungsabfalldeponien. Dissertation, Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der TU Braunschweig.

[11] FARQUHAR, G.J. (1982). Aktuelle Deponietechnik – Deutsch / Amerikanischer Erfahrungsaustausch, Hrsg.: Jäger, B., Wiemer, K., in: Abfallwirtschaft der TU Berlin, S. 442.

[12] HAARSTRICK, A., HEMPEL, D.C. (2001). Modellierung chemischer und biologischer Reaktionsprozesse in Siedlungsabfällen, gwf Wasser-Abwasser, 142 (6), 435-442.

[13] CHRIST, O., WILDERER, P.A., ANGERHÖFER, R., FAULSTICH, M. (2000). Mathematical Modelling of the Hydrolysis of Anaerobic Processes, Water Science and Technology, 41 (3), 61-65.

[14] VEEKEN, A., HAMELERS, B. (1999). Effect of temperature on hydrolysis rates of selected biowaste components, Bioresource Technology, 69, 249-254.

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Dietmar C. Hempel
Institut für Bioverfahrenstechnik, TU Braunschweig.
Gaußstr. 17, 38106 Braunschweig
d.hempel@tu-bs.de

Dr. Andreas Haarstrick
Institut für Bioverfahrenstechnik, TU Braunschweig
Gaußstr. 17, 38106 Braunschweig
a.haarstrick@tu-bs.de

Neue Wege in der Behandlung von Trübefeststoffen

Dr. T. Meggyes, Ph.D., Dr. Á. Debreczeni, Ph.D.

1 Kurzfassung

Auf dem Gebiet der Behandlung von Trübefeststoffen hat sich in der letzten Zeit die Pastentechnologie (Paste Technology oder Paste & Thickened Tailings, P&TT) dynamisch entwickelt. Bei dieser Methode wird die anfallende dünne Trübe in der Aufbereitungsanlage stark eingedickt und als eine dicke „Paste" (Wassergehalt 10 – 25 %) transportiert. Der Transport ist in den meisten Fällen mit Verdrängungspumpen möglich, in Einzelfällen kommen jedoch auch Kreiselpumpen in Betracht. Die größten Vorteile der „Paste Technology" sind, dass das abgelagerte Material eine hohe Standfestigkeit aufweist, keine oder nur niedrige Dämme benötigt werden und das Grundwasser nicht beeinträchtigt wird. Die Gesamtkosten fallen zudem niedriger aus als bei der herkömmlichen Methode. Beim Eindicken der Trübe findet im Vergleich zum herkömmlichen Sedimentationsbecken keine Segregation der Körner statt, wodurch eine optimale Raumausfüllung sowohl beim Transport als auch innerhalb der Ablagerung gewährleistet wird. Das pastöse Material breitet sich am Ablagerungsort allmählich aus und bildet eine leicht geneigte Oberfläche, auf der das Regenwasser schnell ablaufen kann. Es entsteht kein Spülsee, der im herkömmlichen Sedimentationsbecken die Stabilität der Ablagerung durch den ständigen Wassernachschub beeinträchtigt. Dieses fördert die Stabilität und die Dichtigkeit, so dass Regenwasser nicht einsickern kann. Die „Paste Technology" kann sowohl im Tiefbergbau statt Spülversatz, als auch anstelle herkömmlicher Sedimentationsbecken verwendet werden. Entwicklungsbedarf besteht vor allem auf dem Gebiet des Rohrleitungstransportes.

2 Einführung

Trübefeststoffe entstehen bei der Aufbereitung von Rohstoffen vor allem im Bergbau und fallen als sehr feinkörniges Material in Trübeform, d. h. gemischt mit Wasser an. Sie werden in speziellen Deponien, in Sedimentationsbecken abgelagert, die durch einen Absperrdamm gesichert werden. Sedimentationsbecken können auf Grund der Art ihres Aufbaus und ihrer Betriebsweise sowie durch die Beschaffenheit der abgelagerten Sedimente eine Gefahr für den Menschen und die Umwelt darstellen. Die Menge der anfallenden Trübefeststoffe beträgt weltweit 6.000.000.000 Tonnen / Jahr.

Auf dem Gebiet der Behandlung von Trübefeststoffen hat sich in der letzten Zeit die Pastentechnologie (Paste Technology oder Paste & Thickened Tailings, P&TT) dynamisch entwickelt (Jewell et al., 2002 & 2003). Bei dieser Methode wird die anfallende dünne Trübe in der Aufbereitungsanlage stark eingedickt und als eine dicke „Paste" (Wassergehalt 10 – 25 %) transportiert. Der Transport ist in den meisten Fällen mit Verdrängungs-

pumpen (Kolben- oder Schraubenpumpen) möglich, in Einzelfällen kommen jedoch auch Kreiselpumpen in Betracht. Der größte Vorteil der „Paste Technology" ist, dass das abgelagerte Material eine hohe Standfestigkeit aufweist und keine oder nur niedrige Dämme notwendig sind (Moxon, 1997). Das pastöse Material breitet sich allmählich aus und bildet eine leicht geneigte Oberfläche, auf der Regenwasser schnell ablaufen kann. Es entsteht kein Spülsee, der im herkömmlichen Sedimentationsbecken die Stabilität durch den ständigen Wassernachschub beeinträchtigen kann (Robinsky, 1999). Die Ursache für das verheerende Ausmaß von Unglücken mit Sedimentationsbecken lag nicht im Damm selbst, sondern in den großen Mengen nicht konsolidierten Schlammes, der sich beim Dammbruch verflüssigte und mit großer Geschwindigkeit (in Stava, Italien 70 km/h) talabwärts lief (Chandler, Tosatti, 1995). Beim Eindicken der Trübe findet keine Segregation der Körner statt wie bei herkömmlichen Sedimentationsbecken. Dadurch wird eine optimale Raumausfüllung sowohl beim Transport als auch innerhalb der Ablagerung gewährleistet. Dieses fördert die Stabilität und die Dichtigkeit, so dass Regenwasser nicht einsickern kann. Die Pastentechnologie kann sowohl im Tiefbergbau statt Spülversatz, als auch anstelle herkömmlicher Sedimentationsbecken verwendet werden.

2 Technologische Grundlagen

Die grundlegenden Unterschiede zwischen der herkömmlichen Methode und „Paste Technology" sind:

- Bei der herkömmlichen Methode sind die Eigenschaften der Trübefeststoffe durch die Aufbereitungsanlage festgelegt. Die Dämme und sonstige Einrichtungen müssen den Belastungen der Umgebungsbedingungen gerecht werden.
- Bei der „Paste Technology" werden die Eigenschaften der Trübefeststoffe entsprechend der unstrukturierten Topographie des Ablagerungsortes eingestellt, was eine viel flexiblere und umweltfreundlichere Herangehensweise bedeutet.

Das abgelagerte Material ist bei der herkömmlichen Technologie deshalb so locker, weil die Trübe durch das Wasser des Spülsees verdünnt wird. Das Gewicht der sedimentierenden Feststoffteilchen wird durch den Auftrieb um die Hälfte reduziert, deshalb bildet sich eine lockere Struktur - eine Art "Kartenhaus". Jede Erschütterung bringt dieses Gebilde relativ leicht zum Einsturz, was eine Verflüssigung zur Folge hat.

Das Ziel der „Paste Technology" ist es, eine hügel- oder gratförmige Struktur der „Paste" herzustellen, und so die Notwendigkeit von Dämmen zu minimieren. Zu diesem Zweck müssen die Trübefeststoffe stabilisiert werden, was am besten durch die Entfernung des Wassers erfolgen kann. Hierfür wird der Trübefeststoff samt Wassergehalt in Eindicker (große zylindrische Behälter) geleitet, wo sich die Feststoffteilchen absetzen und unter dem Eindickerboden entfernt werden können. Ein Großteil des technologischen Wassers wird mittels Überlauf abgeleitet und in den Kreislauf zurückgeführt. Das Eindickverfahren verwandelt das ziemlich dünne Feststoff-Wasser-Gemisch in eine nicht-entmischbare aber pumpfähige „Paste". Fließt diese „Paste" am Ende der Rohrleitung aus, kann sie sich auf Grund ihrer Konsistenz und Viskosität über große Entfernungen ohne Segregation bewegen und schließlich eine Oberfläche mit einer leichten Neigung bilden (Abb. 1.).

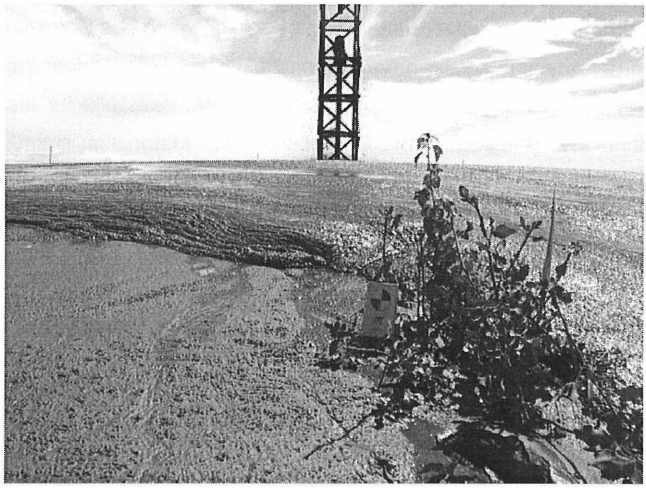


Abb. 1. „Pasten"-Ablagerung aus einem Turm mit leicht geneigter Oberfläche. (Newman, 2003, Engels, 2003)

Diese Neigung kann durch die Eindickungsrate reguliert werden. Bei mäßigem Klima werden 2 % bis 6 % (1.1° to 3.4°) angestrebt; bei sehr trockenem Klima können steilere Neigungen eingestellt werden. Die Eigenschaft der Trübefeststoffe, dass sich ihre Teilchen nicht entmischen, verstärkt die Kohäsion unter den Teilchen, wodurch das Erosionspotential und die Staubbildung reduziert werden können. Die „Paste" kann in Tälern aber auch auf flachem Gelände abgelagert werden.

Die Homogenität des abgelagerten Materials und die leichte Neigung der Oberfläche sind die wesentlichsten Vorteile der „Paste Technology" gegenüber der herkömmlichen Art der Ablagerung. Die Oberfläche der abgelagerten „Paste" garantiert ein schnelles Ablaufen des Wassers. Da es keinen Spülsee auf dem abgelagerten Feststoff mehr gibt, entsteht auch kein hydrostatischer Druck, welcher das Wasser in den herkömmlichen Sedimentationsbecken zum Damm hin treibt. Ein weiterer wichtiger Vorteil besteht darin, dass Absperrdämme überflüssig werden oder nur niedrige Dämme benötigt werden. Letztlich ermöglicht die „Paste Technology" eine progressive Rekultivierung, d. h. an einem Ende des Ablagerungsfläche kann bereits die Rekultivierung beginnen, obwohl am anderen Ende die Pastenablagerung noch andauert. Dieser Vorteil ermöglicht eine wesentlich kleinere aktive Betriebsfläche. Wird eine Grube stillgelegt, kann ein Großteil der Ablagerung bereits rekultiviert sein. Die Versicherungsrücklagen, die von einigen Behörden als Garantie für die Rekultivierung nach der Stilllegung des Bergwerkes verlangt werden, können bei Anwendung der progressiven Rekultivierung niedriger ausfallen. Eine Untersuchung an weltweit 68 Aufbereitungsanlagen zeigte, dass alle für die Einführung der „Paste Technology" geeignet wären. Die untersuchten Materialien stammten von der Aufbereitung von Gold-, Silber-, Kupfer-, Zink-, Phosphaterzen, Bauxit, Teersand, Diamant usw. Die herkömmliche Trübebehandlung kann bei jeglichen Verfahren auf Pastentechnologie umgestellt werden. Auch eine herkömmliche, flache Spülsee-Ablagerung kann mit einer Schicht von Paste überdeckt werden. Die Anwendung der „Paste Technology" ist vermutlich in der Aluminiumindustrie am weitesten fortgeschritten, da die Probleme mit Rotschlamm hier besonders schwerwiegend sind.

Die Investitionskosten bei „Paste Technology" sollen mit den Kosten eines herkömmlichen Systems einschließlich der Rekultivierungskosten verglichen werden (Robinsky, 1999). Dabei soll der Umstand, dass das P&TT System Unfälle verhindern kann, mit in Betracht gezogen werden. Die „Paste Technology" hemmt außerdem das „Acid Mine Drainage": Das Feinkorn im Feststoff bewirkt ein starkes kapillares Saugen, wodurch das Wasser zur Oberfläche gelangt und die „Paste" gesättigt bleibt. Im gesättigten Zustand haben die Sulfide keinen Sauerstoff-Kontakt so dass keine Oxidation zu Sulfaten stattfinden kann.

Die „Paste" stellt ein Feststoff-Wasser-Gemisch hoher Dichte dar. Sie hat einen verhältnismäßig niedrigen Wassergehalt (10 – 25 %) und die Konsistenz des Gemisches entspricht einem Absetzmaß nach dem ASTM Kegeltest im Bereicht von Null bis fast 305 mm

(12 Zoll). Körner unterschiedlicher Größe entmischen sich nicht oder setzen sich nicht ab, wenn die „Paste“ nicht gerührt wird oder wenn sie in der Rohrleitung verweilt, d.h. es gibt keine kritische Geschwindigkeit. Die „Paste“ kann dabei Wasser abgeben, wenn sie einige Stunden steht, jedoch wird sie nicht so dick, dass sie nicht wieder leicht mobilisiert werden könnte. Normalerweise ist das Gemisch einige Stunden lang beständig und es besteht keine Verstopfungsgefahr in der Rohrleitung. Zement könnte auch eine Komponente der „Paste“ sein. Gröbere Partikel können einer „Paste“ hinzugefügt werden, ohne die Eigenschaften des Rohrleitungstransportes stark zu verändern (Brackebusch, 1994). Die Trennlinie zwischen einer Trübe hoher Dichte und einer Paste ist nicht sehr scharf begrenzt.

Der Wassergehalt oder die Dichte einer Paste hängen bei einem gegebenen Absetzmaß von der Korngrößenverteilung ab. Je feiner die Partikel sind, um so größer ist die Fläche, die benetzt werden muss, was einen höheren Wassergehalt sowie eine geringere Dichte zur Folge hat. Im Falle größerer Partikel ist die Fläche geringer, so dass sich ein niedrigerer Wassergehalt und eine höhere Dichte ergeben. Das spezifische Gewicht der Körner beeinflusst ebenfalls die Dichte des Gemisches.

Die wichtigste Anforderung für die Paste ist ein ausreichender Feinkornanteil. Der Anteil von Körnern unter 20 µm (625 mesh) muss i.d.R. über 15 Gew.-% liegen (Tenbergen, 2000). Die Mineralogie und die Kornform haben einen Einfluss auf den notwendigen Feinkornanteil (Slottee, Schreiber, 1999).

Da sich Labormessungen schwer auf betriebliche Maßstäbe extrapolieren lassen, sind Technikumsversuche zur Ermittlung der Betriebsparameter notwendig. Kleine Änderungen im Wassergehalt können große Unterschiede in der Viskosität und Rohrreibung zur Folge haben.

Abb. 2 zeigt die Klassifikation der Feststoff-Flüssigkeits-Gemische (Jewell, 2002). Die Reihenfolge der Materialart mit zunehmender Feststoff-Konzentration ist: Trübe, Paste und Filterkuchen. Der Übergang von der Trübe zur Paste liegt im Bereich einer Fließspannung von 200 ± 25 Pa. Bei Ablagerung auf einer Oberfläche ist es notwendig, dass sich die Trübe ausreichend weit vom Ausfluss ausbreitet, so dass keine teuren Einrichtungen für die Verteilung der Trübe gebaut werden müssen (Bentel et al. 2002). Ein Trübe-Paste-Übergang kann auftreten, wenn die Trübe einen Hang herabfließt und dabei einen Teil ihres Wassergehaltes verliert. Dies geschieht bei Feststoffen, die aus harten

Erzen stammen und bei denen die Tonfraktion (< 2 µm) vor allem aus kugelförmigen Teilchen besteht. Die Paste hört auf zu fließen, wenn die Kräfte des Eigengewichts die der Bewegungsenergie übersteigen.

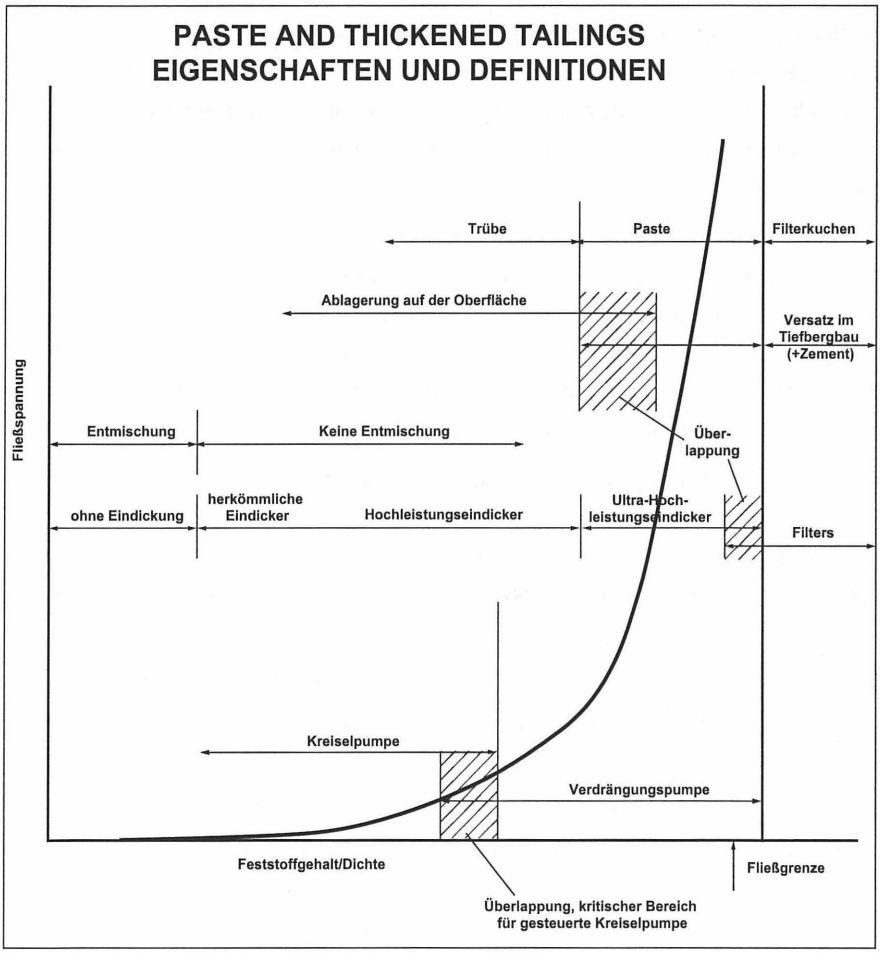


Abb. 2. Charakteristische Bereiche der Pasteneigenschaften nach P. Williams (Jewell, 2002)

3 Herstellung der „Paste“ bei der P&TT

Die Feststoffe verlassen die Aufbereitungsanlage meistens in Form einer dünnen Trübe. Das Überschusswasser kann in Eindickern zurückgewonnen und in den Kreislauf zurückgeführt werden. Bei der Herstellung der Paste ist die Entwässerung der erste Schritt, wobei großer Wert darauf zu legen ist, dass das Feinkorn nicht verloren geht. Der herkömmliche Gravitationseindicker ist für diese Aufgabe geeignet. Ist der Feinkornanteil zu groß, kann ein Teil des Materialstromes in Hydrozyklonen behandelt und der Überlauf entfernt werden, wodurch die Eindickung intensiviert wird (Teilklassifikation, Brackebusch, 1994).

Die wichtigsten Parameter, welche die Eindickung des Aufgabegutes beeinflussen, sind (Bedell et al., 2002):

- das Feststoff-Flüssigkeits-Verhältnis im Aufgabegut
- die Größe und Form der Feststoffkörner
- der Dichteunterschied zwischen Feststoff und Flüssigkeit
- die Verwendung von Flockungsmitteln
- die Aufgabetemperatur
- die Einsatzmethode der Flockungsmittel
- die Vernetzungseigenschaften der Körner
- die Zeit und Geschwindigkeit des Einsatzes des Rechens
- der Einfluss von Wind und Verdunstung.

Die folgenden Chemikalien werden im Eindickungsprozess am häufigsten verwendet (Bedell et al., 2002):

- Flockungsmittel: Synthetische oder natürliche Polymere mit hohem Molekulargewicht, welche die Absetzrate erhöhen. Sie sind i.d.R. Verbindungen auf Polyacrylamid-Basis und werden in anionischer, nicht-ionischer und kationischer Form hergestellt.
- Koagulierungsmittel: Natürliche Mineralien (Alaun, Kalk, Eisensalze), die besonders bei Kolloiden wirksam sind. Im Vergleich zu den Flockungsmitteln sind sie weniger effektiv.

Auswahlkriterien für die Flockungsmittel (Bedell et al., 2002):

- Konstruktion der Entwässerungsanlage
- Mineralien in der Trübe: Oberflächenchemie, Konzentration, Korngröße
- Chemische Zusammensetzung der Trübe: Ionenstärke, pH-Wert
- Typ der Flockenstruktur: schwach, stark oder klein.

Die wesentlichen Bestandteile der Eindicker sind (Bedell et al., 2002):

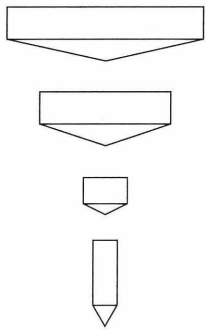
- Behälter
- Einlassschacht
- Über- und Unterlauf
- Rechen
- Antrieb
- Tragwerk.

Der Zyklon kann in der ersten Phase i.d.R. nicht benutzt werden, da das Feinkorn im Überlauf verloren gehen würden. Der Zyklonüberlauf kann aber von einem herkömmlichen Eindicker entwässert und mit dem Unterlauf gemischt werden. Wenn Quarz, Karbonate und Feldspäte die dominanten Mineralien sind, muss der Kornanteil im Unterlauf 65 bis 70 Gew.-% betragen.

Der Unterlauf des Eindickers ist eine stabile Trübe, die sich nicht entmischt oder schnell in der Rohrleitung sedimentiert. Sie kann auch mit Kreiselpumpen transportiert werden und die Geschwindigkeit ist nicht so kritisch wie bei dünnen Trüben. Für die zweite Entwässerungsstufe können Lamellen- und Trommelfilter eingesetzt werden. Das Endprodukt ist ein feuchter Filterkuchen, der mit einem Förderband transportiert werden kann. Häufig ist eine Zwischenlagerung notwendig, um zeitliche Unregelmäßigkeiten in der Pastenproduktion auszugleichen. Die Filtration kann durch das Zumischen vom trockenen Alluvialmaterial zum Unterlauf ersetzt werden.

Bei den Hochleistungseindickern ist der Schlammschacht tiefer als bei herkömmlichen Eindickern und der Rechen bewegt sich im Schlamm. Im Schlammbett findet eine starke Gravitationsverdichtung statt, so dass die austretende „Paste" nah der Grenze der Pumpfähigkeit ist. Die rheologischen Eigenschaften der Paste werden gerade an der Grenze zur Fließfähigkeit eingestellt. Die wichtigsten Bedingungen bzw. Einrichtungen, welche die Eigenschaften der „Paste" regulieren, sind das effiziente Einmischen der Flockungsmittel, die Geometrie des Einlassschachtes, des Rechens und des Unterlaufes (Slottee, Schreiber, 1999). Die Komponenten der „Paste" einschließlich Zement, Zusatzstoffe und Wasser müssen gründlich vermischt werden, um eine homogene „Paste" für den Rohrleitungstransport zu erhalten. Eine „Pasten"-Mischanlage ist einer Betonmischanlage ähnlich. Das Batchverfahren wird gegenüber dem kontinuierlichen Verfahren wegen der besseren Regulierbarkeit bevorzugt.

Die historische Entwicklung der Eindicker ist in Abb. 3 dargestellt (Bedell et al., 2002, Slottee, 2003). Die Hochleistungseindicker wurden von EIMCO Process Equipment Company (Baker Process) und Enviroclear in den 80er Jahren entwickelt. Die Kenntnisse über die Zusammenhänge zwischen Volumenstrom und Konzentration für die Flockungsmittel führten zur Entwicklung eines speziellen tiefen Einlassschachtes und einer starken Verdünnung. Die Fließspannung und die Permeabilität des eingedickten Materials sind für die Eindickung von entschiedender Bedeutung (Scales, Usher, 2003).



Ohne Flockungsmittel: Langsame Setzung, große Grundfläche

Beginn der Flockungsmittelanwendung: Bessere Setzung, kleinere Grundfläche, verbesserter Unterlauf

Verdünnung des Aufgabestromes: Gute Flockung, Hochleistungseindicker, noch kleinere Grundfläche

Hochleistungsflockung: tiefer Tank, Trübe mit ultrahoher Dichte oder „Paste", gerade noch pumpfähiger Unterlauf

Abb. 3. Historische Entwicklung der Eindicker (Bedell et al., 2002)

Die normale Entwässerung ist eine Kombination von Eindickung und Vakuumfiltration. In den letzten Jahrzehnten sind die Eindicker vor allem infolge des Einsatzes von Flockungsmitteln sehr viel wirksamer geworden. Die Eindickerkapazitäten stiegen im Verlauf der historischen Entwicklung von 0.45t/m²/h auf 2.7 t/m²/h.

Ultrahochleistungseindicker (Abb. 4.) wurden in den 90er Jahren entwickelt. Sie bestehen aus einem tiefen Eindickungstank (Green, 1995) und einem Spezialentwässerungskegel in der Mitte. Letzterer und die ihn umgebenden Zylinder gewährleisten eine gute Entfernung des Wassers. Der schnelle Wasserentzug führt zum Zusammenbruch der Zone verhinderter Setzung und der Feststoff gelangt rasch in die Verdichtungszone. Der tiefe Tank und der 60° Kegel bewirken eine intensive Verdichtung der Flocken, was einen Unterlauf hoher Dichte gewährleistet (Abb. 8). In einem Anwendungsfall ersetzen zwei E-CAT^{TM} Eindicker von 12 m Durchmesser zwei herkömmliche Eindicker mit 100 m Durchmesser und produzieren dabei eine Dichttrübe mit > 60 % Feststoffgehalt mit weniger als 50 ppm

Feststoff im Überlauf. Hierzu sind viele Instrumente, drehzahlgeregelte Pumpen und ein hoher Grad von Automatisierung notwendig (Bedell et al., 2002).

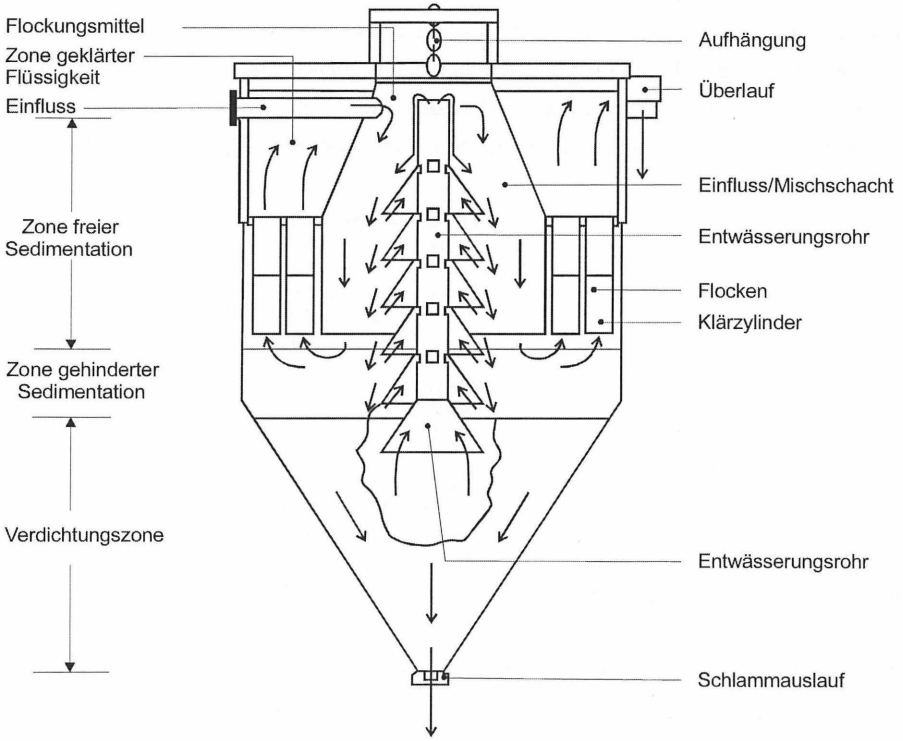


Abb. 4. Ultrahochleistungseindicker ohne Rechen, EIMCO (nach Bedell et al., 2002)

Im breiten Spektrum der Flockungsmittel werden die Produkte ionenspezifisch und nach Molekulargewicht optimiert. Die Auswahl eines geeigneten Flockungsmittels erfolgt in Zylindertests. Wenn das Polymer mit dem Schlamm in der richtigen Dichte gemischt und in den Mischschacht gegeben wurde, wird das Übrige durch die Schwerkraft übernommen. Manchmal kann eine extreme Verdünnung erforderlich sein, bevor sich eine optimale Flockulation und Absetzung einstellt.

Die optimale Produktion der „Paste" im Unterlauf des "Pasten"-Eindickers wird durch die folgenden Maßnahmen erreicht (Abb. 5. und 9.):

- Maximale Flockungsmitteleffektivität
- Verdünnung im Aufgabestrom
- Verdichtung im tiefen Behälter
- Kegel mit 30 bis 40 °-Neigung
- Spezialrechensystem
- Verwendung des Scherverdünnungsprinzips
- Hoher Automatisierungsgrad.

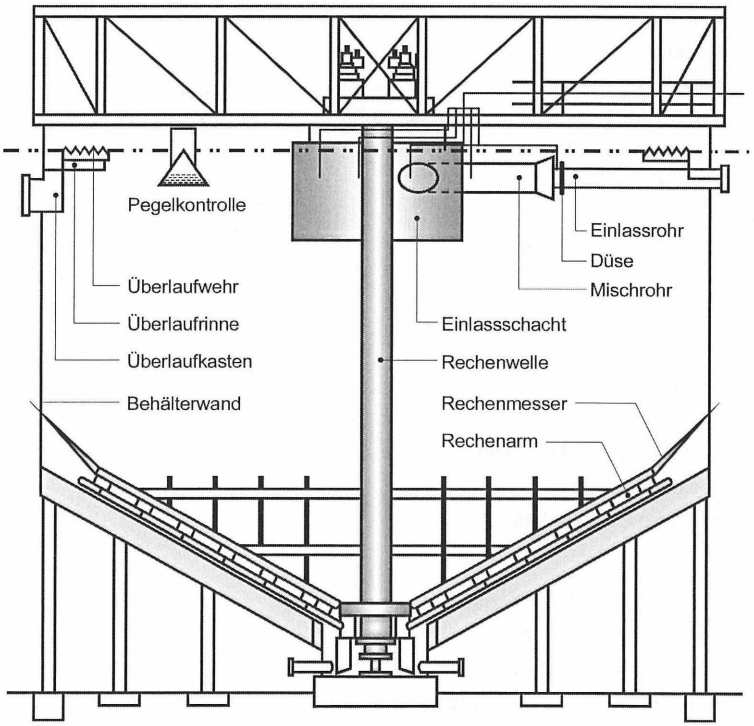


Abb. 5. Ultrahochleistungs-„Pasten"-Eindicker, EIMCO (nach Bedell et al., 2002)

4 Untersuchungen

Zur Ermittlung der Transportfähigkeit einer „Paste" sind viele Untersuchungen notwendig (Brackebusch, 1994, Zou 1997, Ouellet et al., 1998, Fourie et al., 2003).

Laboruntersuchungen:

- Korngrößenverteilung
- mineralische Phasenzusammensetzung und Dichte
- Kornform
- Proctordichte
- Fließ- und Ausrollgrenze
- Porosität
- Permeabilität
- Abrasivität
- Fließfähigkeit
- Setzmaß in Abhängigkeit vom Wassergehalt
- Eindickungsfähigkeit
- Filtrationstest
- Zyklontest
- Pasten-Mischtest (visuell)
- Rohrsäulen-Fließtest
- Scherfestigkeit
- Wasserqualität
- Viskosität
- Verflüssigung
- Konsolidierung und Austrocknung
- Wasserretentionskurve
- Hydraulische Leitfähigkeit

Technikumstests

- Eindickungstest in der Anlage
- Filtrationstest in der Anlage
- Zusammenhang zwischen Setzmaß und Mischleistung
- Rohrleitungstest im Technikumsmaßstab.

Die Korngrößenverteilung, die Oberflächenchemie, die Viskosität, die Flockungsmitteleigenschaften, die Feststoffkonzentration und die Energiezufuhr beeinflussen die „Pasten"-Rheologie. Die wichtigste Untersuchung ist der Setzmaß-Test nach ASTM mit dem Absetzkegel, einem 305 mm (12 Zoll) hohen Kegelstumpf. Der Kegel wird mit „Paste" gefüllt und nach Entfernung des Kegels entsteht ein Haufen mit einer natürlichen Oberflächenneigung. Die Differenz zwischen der Spitze des Haufens und 305 mm ist das Absetzmaß, das die Fließspannung charakterisiert. Eine dicke „Paste" hat ein kleines

Absetzmaß von 50 - 200 mm (2 - 8 Zoll). Übergangsmaterialien zwischen Trübe und „Paste" weisen ein großes Absetzmaß bis 305 mm (12 Zoll) auf. Materialien mit einem Absetzmaß von 175 bis 250 mm sind für den „Pasten"-Transport am besten geeignet (Slottee, Schreiber, 1999, Fourie et al., 2003, Newman, 2003).

Das Planungsverfahren einer „Pasten"-Anlage beinhaltet die folgenden Schritte (Tenbergen, 2000):

- Laboruntersuchungen der Rheologie des zu transportierenden Gemisches
- Ermittlung der einaxialen Festigkeit für die Bestimmung der Zusammensetzung
- Ermittlung des Reibungsdruckverlustes im Rohrleitungsmodell
- Erarbeitung des technologischen Fließschemas, insbesondere:
  - Entwässerungsmethode
  - Bindemittel und Zusatzstoffe
  - Anforderungen an die Pumpen
  - Batch- oder kontinuierliches Mischen.

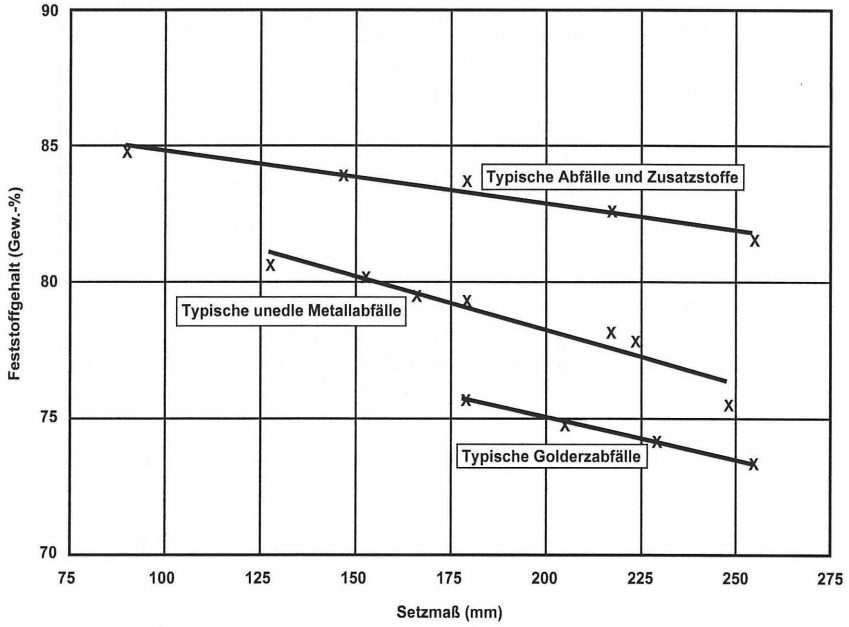


Abb. 6. Feststoffgehalt in Abhängigkeit vom Setzmaß (Tenbergen, 2000)

Abb. 6 zeigt einige typische Absetzmaß-Feststoffgehalt-Zusammenhänge für grobe Golderz-Abfälle, unedle Metalle und Goldabfall-Zusatzstoff-Gemische. (Tenbergen, 2000).

5 Strömungstechnische Eigenschaften

Die „Pasten"-Gemische sind nicht-Newtonsche Flüssigkeiten und in den meisten Fällen verfügen sie über Binghamsche Eigenschaften (Boger, 2003). Typische Werte der Fließspannung, die einen der wichtigsten rheologischen Parameter der „Pasten"-Gemische darstellt, sind in Abb. 7. zusammengestellt (Boger et al., 2002).

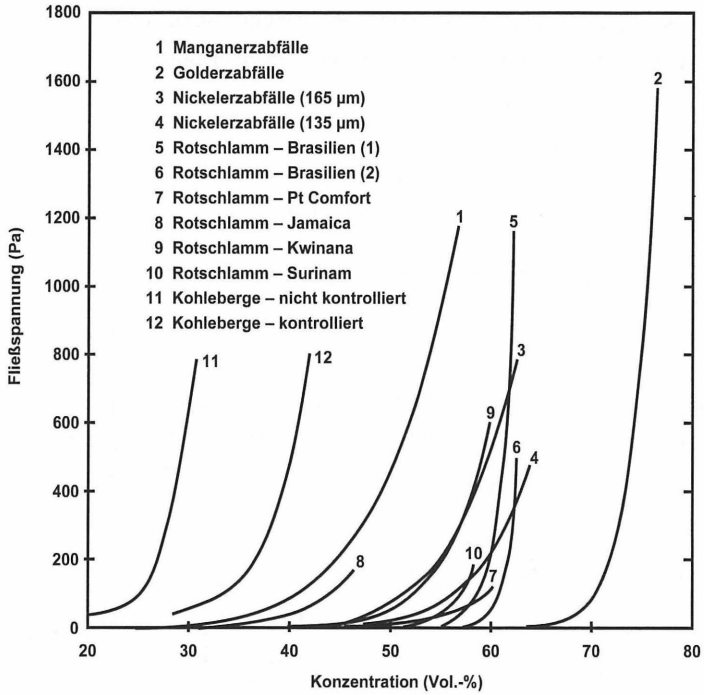


Abb. 7. Fließspannung in Abhängigkeit von der Konzentration für verschiedene Trübefeststoffe (Boger et al., 2002)

Die horizontalen Transportleitungen übersteigen i.d.R. 1 km, der Rohrdurchmesser liegt zwischen 100 und 200 mm und die Strömungsgeschwindigkeit unter 1 m/s (im Gegensatz zum herkömmlichen Transport mit 3 m/s). Dies hat zur Folge, dass der Reibungsdruckverlust und der Energieverbrauch eine Größenordnung niedriger liegen.

Abb. 8. und 9. zeigen den Unterlauf der Ultrachochleistungs- und „Pasten"-Eindicker.



Abb. 8. Typischer Unterlauf aus einem Ultrahochleistungseindicker (Bedell et al., 2002)

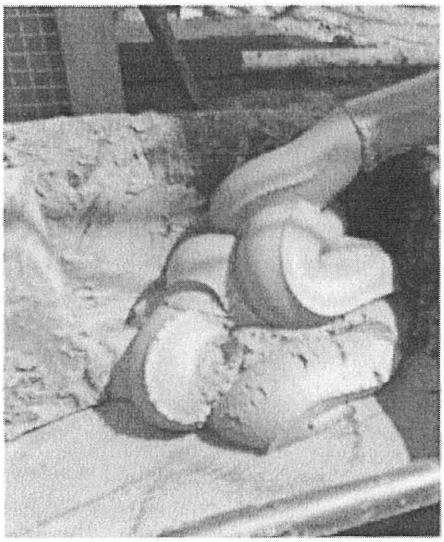


Abb. 9. Typischer Unterlauf aus einem "Pasten"-Eindicker (Bedell et al., 2002)

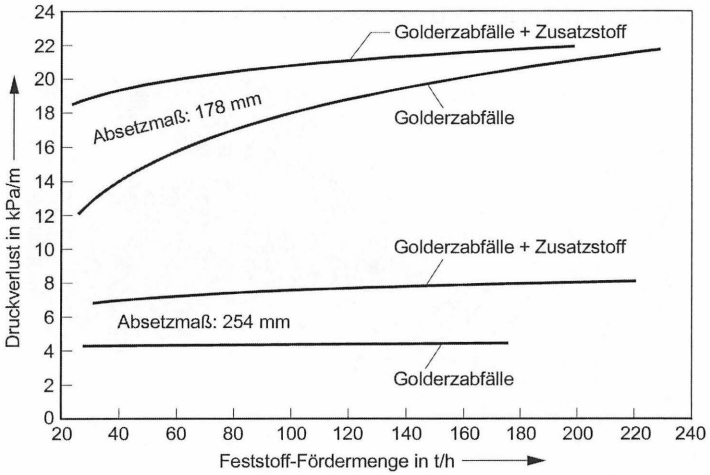


Abb. 10. Reibungsdruckverlust in Abhängigkeit von der Durchflussrate in einem 150 mm Rohr (Tenbergen, 2000)

Bei der Planung von "Pasten"-Anlagen ist es sehr wichtig, den Reibungsdruckverlust in der Rohrleitung im voraus zu bestimmen. Der Druckverlust nimmt mit steigendem Absetzmaß ab. Jedoch kann der Druckverlust bei gleichem Absetzmaß in verschieden Gruben sehr unterschiedlich sein. Abb. 10 zeigt den Druckverlust für eine Golderz-„Paste" bei verschiedenen Absetzmaß-Werten mit und ohne Zusatzstoffe. Bei einem Absetzmaß von 178 mm ist der Druckverlust fünfmal so groß wie bei 254 mm. Für eine „Pasten"-Ablagerung auf der Oberfläche ist das Material mit 254 mm geeignet (Tenbergen, 2000, Pullum, 2003). Der große Druckverlust begrenzt die Anwendung bei niedrigem Absetzmaß, obwohl ein solches Material bezüglich der „Pasten"-Festigkeit wünschenswert wäre (Tenbergen, 2000).

Für Trübe- und "Pasten"-Transport sind sowohl Verdrängungs- als auch Kreiselpumpen geeignet. Kreiseltrübepumpen sind kompakte, verhältnismäßig preiswerte, robuste und flexible Maschinen. Sie werden in niedrigen Druckbereichen mit Auskleidung oder Speziallegierungen eingesetzt. Um größere Förderhöhen zu erreichen, werden die Pumpen in Serie geschaltet oder Pumpenstationen entlang der Rohrleitung gebaut. Die Fördermenge kann durch Parallelschaltung mehrerer Pumpen erhöht werden (Paterson et al. 2002, Paterson, 2003).

Verdrängungspumpen bewerkstelligen große Förderhöhen. Sie werden bei Grubenwasserhaltung, vertikaler Förderung, Langstreckentransport und für den Transport von Trüben hoher Viskosität einschließlich „Pasten" verwendet. Die wichtigsten Typen sind Kolben-, Tauchkolben-, Kolben-Membran- und Schneckenpumpen. Nachteilig sind die hohen Anschaffungskosten; Vorteile sind die niedrigen Betriebskosten und die hohe Zuverlässigkeit. Die Fördermengen liegen zwischen 30 m³/h und 800 m³/h; der Pumpendruck kann 30 MPa erreichen. Eine ausgeglichene Förderung kann z. B. durch Zwillingszylinder ermöglicht werden (Kronenberg, 1995). Für Armaturen, wie z. B. Schnellschließ-Kugelventile sind ebenfalls Auskleidungen oder Speziallegierungen notwendig (Harrison, 2003). Die Leistung der Verdrängungspumpen trägt zur Betriebssicherheit des „Pasten"-Transportsystems bei.

6 Die Vorteile der „Paste technology"

Die durch die „Paste Technology" eliminierten Probleme sind folgende (Robinsky, 1999):

- Gefahr des Dammbruches durch Erderschütterung, Vibration oder schwere Geräte
- Erosion und Unterhöhlung der Dämme durch Sickerwasser aus dem Spülsee
- Gefahr des Zusammenbruchs des Klarwasserabzugs
- Versickerung der Trübeflüssigkeit vom Spülsee in den Boden und das Grundwasser
- Beginn der Rekultivierung erst nach Stilllegung des Bergwerkes.

Die wichtigsten Vorteile der „Paste Technology" sind:

- Geringere Investitionskosten, da keine hohen Dämme benötigt werden
- Erhöhte Sicherheit
- Sparsamer Wasserverbrauch
- Geringere Ablagerungsfläche
- Geringere Boden- und Grundwasserkontamination
- Vermeidung von „Acid Mine Drainage"
- Geringere Haftungsansprüche gegenüber dem Bergbau
- Möglichkeit der gleichzeitigen Ablagerung mit anderen bergbaulichen Abfällen
- Verbesserte Bedingungen für die Rekultivierung
- Keine Segregation der Feststoffkörner
- Schnelles Ablaufen des Regenwassers auf der geneigten Oberfläche
- Verwendungsmöglichkeit des Spülmaterials für Fundamente (Crowder at al., 2000, Debreczeni, Debreczeni 2001).

Für die Erhöhung der Sicherheit ist es ein wichtiger Faktor, dass im Fall des Bruches des niedrigeren Dammes einer "Pasten"-Ablagerung, das abgelagerte Material sacken sich aber nicht verflüssigen kann. Da es keinen Spülsee gibt, herrschen keine hydrostatischen Verhältnisse vor. So bleibt ein eventueller Dammbruch ein lokales Problem und löst kein ökologisches Desaster aus. Herkömmliche Trübefeststoffdämme reagieren besonders empfindlich auf seismische Aktivitäten. Bei „Pasten"-Technologie ist diese Gefahr wesentlich geringer. Die Gefahr der Grundwasserkontamination durch Schadstoffe aus der „Paste" ist ebenfalls sehr gering.

7 Wirtschaftlichkeit

Dämme sind bekanntermaßen kostspielige Angelegenheiten. Die "Pasten"-Technologie reduziert die Kosten des Dammbaues, sonstiger Erdarbeiten, des Monitoring, der Stilllegung und der Rekultivierung erheblich. Das Eindickungsverfahren selbst verursacht jedoch hohe Kosten, so liegen die Gesamtkosten bei 3 – 10 Millionen US$ für eine Tagesleistung von 3000 to 10.000 Tonnen. Newman (2003) kommt in einer Kostanalyse für einen Zeitraum von 10 Jahren und einer jährlichen Förderrate von einer Million Tonnen für die Barrick Goldgrube in Bulyanhulu, Tanzania zu dem Schluss, dass die Gesamtkosten der „Pasten"-Technologie bei 15,3 Millionen US$ und dagegen die Kosten der herkömmlichen Technologie 16,2 Millionen US$ betragen. Die Betriebskosten liegen höher als die der herkömmlichen Technologie, die Investitionskosten sind vergleichbar und die Rekultivierungskosten fallen bei der „Paste"-Technologie wesentlich niedriger aus.

8 Ausblick

Eine effektive Eindickung stellt die Grundvoraussetzung für die Anwendbarkeit der "Pasten"-Technologie dar. Die neuesten verfahrenstechnischen Methoden der Hoch- und Ultrahochleistungseindicker basieren auf den effektivsten Flockungsmitteln und einer computergesteuerten Strömungslenkung im Eindicker. Zur Planung einer Pastenanlage sind umfangreiche Experimente mit dem zu transportierenden Material notwendig. Die Anzahl der in Betrieb befindlichen Anlagen nimmt sowohl unterirdisch als auch Übertage weltweit zu. Der Rohrleitungstransport stellt einen Bereich dar, der noch nicht hinreichend untersucht worden ist. Da jede „Paste" ihre spezifischen Besonderheiten hat, müssen die rheologischen Parameter für jeden einzelnen Fall ermittelt werden. Das Rohrviskosimeter

stellt hierfür ein geeignetes Instrument dar, da das Strömungsbild hierbei dem in der Rohrleitung gleicht. Technikumsversuche und die Wahl des Pumpentyps gehören ebenfalls zu den notwendigen Vorarbeiten. Ferner ist die Zeit zu ermitteln, die die „Paste" in der Rohrleitung verweilen darf, bevor eine Durchspülung mit Klarwasser erforderlich wird.

Literaturverzeichnis

Bedell, D., Slottee, S., Parker, K., Henderson, L. (2002): Thickening process. In: Jewell, R. J., Fourie, A. B., Lord, E. R. (eds) (2002): Paste and thickened tailings – A guide. The Australian Centre of Geotechnics. The University of Western Australia. Nedlands, Western Australia. 49-79.

Bentel, G., William, P., Gowan, M., Fahey, M. (2002): Above ground disposal. In: Jewell, R. J., Fourie, A. B., Lord, E. R. (eds) (2002): Paste and thickened tailings – A guide. The Australian Centre of Geotechnics. The University of Western Australia. Nedlands, Western Australia. 95-101.

Boger, D. V. (2003): Exploiting the mineralogy of mineral tailings. 2003 International Seminar on Paste and Thickened Tailings. 14-16 May 2003. Melbourne, Victoria, Australia. Section 6. 1.

Boger, D., Scales, P. J., Sofra, F. (2002): Rheological concepts. In: Jewell, R. J., Fourie, A. B., Lord, E. R. (eds) (2002): Paste and thickened tailings – A guide. The Australian Centre of Geotechnics. The University of Western Australia. Nedlands, Western Australia. 23-34.

Brackebusch, F. W. (1994): Basics of paste backfill systems. Mining Engineering. October, 1175 – 1178.

Chandler, R. J., Tosatti, G. (1995): The Stava tailings dams failure, Italy, July 1985. Proceedings of the ICE, Geotechnical Engineering, 113, 67-79.

Cincilla, A. A.; Landriault, D. A.; Verburg, R. (1997): Application of paste technology to surface disposal of mineral wastes. Tailings and Mine Waste.

Crowder, J.J., Grabinsky, M.W.F., Welch, D. E., Ollila, H.S. (2000): Tailings as a construction and foundation material. Tailings and Mine Waste '00. Balkema. Rotterdam. 131-140.

Debreczeni, E., Debreczeni, Á. (2001): Environmentally friendly transport and landfilling of dense fly ash/slag slurries. In: Sarsby, R. W., Meggyes, T. (eds): Proceedings Green 3. 3rd International Symposium on Geotechnics Related to the European Environment. June 21-23, 2000. BAM, Berlin. Thomas Telford. 367-374.

Engels, J. (2003): Existing tailings placement and lagoon and dam design and formation practices. In: Meggyes, T. (ed): TAILSAFE WP1, Definitions: technologies, parameters. Review Report. (In Vorbereitung.)

Fourie, A. B., Davies, M. P., Fahey, M., Lowson, R. (2002): Material characterisation. In: Jewell, R. J., Fourie, A. B., Lord, E. R. (eds) (2002): Paste and thickened tailings – A guide. The Australian Centre of Geotechnics. The University of Western Australia. Nedlands, Western Australia. 35-47.

Green, D. (1995): High compression thickeners are gaining wider acceptance in minerals processing. Filtration & Separation. November/December. 947.

Harrison, M. J. (2003): Fast acting, lined ball valves for thickened tailings disposal at the Tintya copper mine. 2003 International Seminar on Paste and Thickened Tailings. 14-16 May 2003. Melbourne, Victoria, Australia. Section 9. 1-14.

ICOLD Bulletin No. 106 (1996): A Guide to Tailings Dams and Impoundments.

Jewell, R. J., (2002): Introduction. In: Jewell, R. J., Fourie, A. B., Lord, E. R. (eds) (2002): Paste and thickened tailings – A guide. The Australian Centre of Geotechnics. The University of Western Australia. Nedlands, Western Australia. 1-8.

Jewell, R. J., (2003): An introduction to thickened tailings applications. 2003 International Seminar on Paste and Thickened Tailings. 14-16 May 2003. Melbourne, Victoria, Australia. Section 1. 1-5

Jewell, R. J., (2003): An introduction to thickened tailings applications. 2003 International Seminar on Paste and Thickened Tailings. 14-16 May 2003. Melbourne, Victoria, Australia. Section 1. 1-5.

Jewell, R. J., Fourie, A. B., Lord, E. R. (eds) (2002): Paste and thickened tailings – A guide. The Australian Centre of Geotechnics. The University of Western Australia. Nedlands, Western Australia.

Johnson, G., Vietti, A. (2003): The design of a co-thickened slimes disposal system for the Kimberley combined treatment plant. 2003 International Seminar on Paste and Thickened Tailings. 14-16 May 2003. Melbourne, Victoria, Australia. Section 11. 1-14.

Kronenberg, J. (1995): Backfilling and mine drainage with KOS pumps. Mining Magazine. January. 37-38.

Landriault, D. A. K., Cincilla, W. A., Verburg, R. B. M., Scheetz, B. E. (2001): An introduction to paste technology for tailings, mine waste and dredge sediment management. Golder Associate PasteTec. Colorado State University. January 16, 2001.

Lord, E. (2003): Canadian examples of paste and thickened tailings for surface disposal. 2003 International Seminar on Paste and Thickened Tailings. 14-16 May 2003. Melbourne, Victoria, Australia. Section 5. 1-10.

Lord, T., Robinsky, E. I., Cooling, D. J., Williams, P., Landriault, D. (2002): Case Studies. In: Jewell, R. J., Fourie, A. B., Lord, E. R. (eds) (2002): Paste and thickened tailings – A guide. The Australian Centre of Geotechnics. The University of Western Australia. Nedlands, Western Australia. 143-158.

Moxon, S. (1997): The tail ends of an era? International water power and dam construction. 48 (11) pp 30 – 31

Newman, P. (2003): Paste, the answer to dam problems. Materials World. Jan. 24 – 26.

Ouellet, J., Benzaazoua, M., Servant, S. (1998): Mechanical, mineralogical and chemical characterization of a paste backfill. Tailings and Mine Waste '00. Balkema. Rotterdam. 139-145.

Paterson, A. (2003): The hydraulic design of paste transport systems. 2003 International Seminar on Paste and Thickened Tailings. 14-16 May 2003. Melbourne, Victoria, Australia. Section 7. 1-11.

Paterson, A., Johnson, G., Cooke, R. (2002): Transport (pumps and pipelines). In: Jewell, R. J., Fourie, A. B., Lord, E. R. (eds) (2002): Paste and thickened tailings – A guide. The Australian Centre of Geotechnics. The University of Western Australia. Nedlands, Western Australia. 81-94.

Pullum, L. (2003): Pipeline performance. 2003 International Seminar on Paste and Thickened Tailings. 14-16 May 2003. Melbourne, Victoria, Australia. Section 8. 1-13.

Robinsky, E. I. (1999): Tailings dam failures need not be disasters – The thickened tailings disposal (P&TT) system. CIM Bulletin. Vol. 92, No 1028. 140 – 142.

Scales, P., Usher, S. (2003): The thickening process (compression). 2003 International Seminar on Paste and Thickened Tailings. 14-16 May 2003. Melbourne, Victoria, Australia. Section 13. 1-5.

Shou, G., Martínez, M. (2003): Feasibility of using centrifugal pumps to transport thickened tailings. 2003 International Seminar on Paste and Thickened Tailings. 14-16 May 2003. Melbourne, Victoria, Australia. Section 10. 1-10.

Slottee, S. (2003): Recent developments in paste thickeners. 2003 International Seminar on Paste and Thickened Tailings. 14-16 May 2003. Melbourne, Victoria, Australia. Section 14. 1-5.

Slottee, S. J. Schreiber, H. (1999): Paste backfill using deep paste thickener systems Solid/Liquid Separation including Hydrometallurgy and the Environment. In: Harris, G.B., Omelon S. J. (eds): Proceedings of the 29th Annual Hydrometallurgical Meeting. Hatch, Montreal, Quebec.

Tenbergen, R. A. (2000): Paste dewatering techniques and paste plant circuit design. Tailings and Mine Waste 2000. Balkema. Rotterdam. 75-84.

Zou, D. H. S. (1997): An innovative technology for tailings treatment. Tailings and Mine Waste '97. Balkema. Rotterdam. 633-642.

Anschriften der Verfasser:

Dr. Tamás Meggyes Ph.D.
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM),
Abteilung Umweltverträglichkeit von Materialien,
Unter den Eichen 87
12205 Berlin
Tel: 030 81043289
Tamas.Meggyes@bam.de

Dr. Ákos Debreczeni Ph.D.
Universität Miskolc,
Institut für Geotechnik und Bergbau,
Miskolc,
Egyetemváros
H-3515 Ungarn,
Tel: 00 36 46 565111/1745
bgtda@gold.uni-miskolc.hu

Abschluss von Altdeponien auf der Grundlage der Deponieverordnung

Wolfgang Bräcker

1. Einleitung

Die Übergangsfristen der Abfallablagerungsverordnung (AbfAblV) [1] und der Deponieverordnung (DepV) [2] für den Weiterbetreib von Deponien werden dazu führen, dass in wenigen Jahren die Abfallablagerung auf der Mehrzahl der derzeit betriebenen Deponien eingestellt wird. Es beginnt die Stilllegungsphase. In dieser Phase ist insbesondere die Oberflächenabdichtung als ein wesentliches technisches Sicherungselement herzustellen. Nachfolgend werden auf der Grundlage der DepV insbesondere die Anforderungen an die Oberflächenabdichtung beschrieben und Möglichkeiten zur Nutzung von Freiräumen aufgezeigt, die die DepV bietet. Darüber hinaus werden weitere erforderliche Maßnahmen genannt, die in der Stilllegungsphase und der sich daran anschließenden Nachsorgephase im Rahmen des Deponieabschlusses durchzuführen sind.

1.1 Begriff der Altdeponie

Die DepV beinhaltet zwar Regelungen zu Altdeponien, jedoch keine Definition des Begriffes. Durch die Bezugnahme im Teil 4 der DepV auf die TA Abfall [3], die TA Siedlungsabfall (TASi) [4] und die AbfAblV, kann der Begriff „Altdeponien" gemäß dieser Vorschriften auch für die Anwendung der DepV herangezogen werden.

- TA Abfall
  Altdeponien sind Deponien, deren Errichtung und Betrieb zum Zeitpunkt des Inkrafttretens der TA Abfall zugelassen waren.
- TASi
  Altdeponien fallen unter die Regelungen zu Altanlagen. Diese sind Anlagen, deren Betrieb noch nicht abgeschlossen war, deren Errichtung und Betrieb zum Zeitpunkt des Inkrafttretens der TASi zugelassen waren, oder deren Vorhaben im Rahmen eines Planfeststellungsverfahrens öffentlich bekannt gemacht worden ist.

- Die AbfAblV differenziert in ihrer Definition des Begriffs Altdeponie in Deponie und Deponieabschnitte:
  a) Deponie bzw. Deponieabschnitte, die sich am 1. Juni 1993 in Errichtung oder Betrieb befanden bzw. deren Errichtung oder Betrieb am 1. Juni 1993 zugelassen oder zulässig waren oder
  b) Deponievorhaben, die im Rahmen eines Planfeststellungsverfahrens öffentlich bekannt gemacht worden sind.

Diese Differenzierung ist wichtig, da sich in Abhängigkeit von der Phase, in der sich eine Deponie bzw. ein Deponieabschnitt befindet, Anforderungen auf die Deponie als ganzes oder nur einzelne Abschnitte beziehen können.

<table>
<tr><th colspan="3">Deponie oder Deponieabschnitt</th><th>Deponie</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Errichtungsphase</td><td colspan="2">Betriebsphase</td><td rowspan="2">Nachsorgephase</td></tr>
<tr><td>Ablagerungsphase</td><td>Stilllegungsphase</td></tr>
</table>

Abbildung 1: Deponiephasen

1.2 Regelungen der Deponieverordnung zum Abschluss von Altdeponien

Der Abschluss von Altdeponien ist in der DepV in § 14 Absätze 4 bis 8 geregelt:

- Absatz 4: Anforderungen an die Stilllegung und Nachsorge einer zum Zeitpunkt des Inkrafttretens der Verordnungen in der Ablagerungsphase befindlichen Deponie bzw. Deponieabschnittes,
- Absatz 5: Anforderungen an die Nachsorge einer zum Zeitpunkt des Inkrafttretens der Verordnungen in der Stilllegungsphase befindlichen Deponie bzw. Deponieabschnittes,
- Absatz 6: Ausnahmemöglichkeit zu § 14 Absatz 4,
- Absatz 7: Zulässigkeit einer temporären Abdeckung und
- Absatz 8: Zulässigkeit der Infiltration von Wasser oder Sickerwasser.

§ 14 Absatz 4 verweist auf die §§ 12 (Stillegung) und 13 (Nachsorge). Diese beinhalten:

- § 12
  - Absatz 1: die Befugnis zur Zwangsstilllegung durch die zuständige Behörde,
  - Absatz 2: die Verpflichtung zur Vorlage eines Bestandsplanes für Deponien bzw. Deponieabschnitte der Deponieklassen 0 und III,
  - Absatz 3: die Verpflichtung zur unverzüglichen Durchführung von Maßnahmen, insbesondere der Oberflächenabdichtung und der Rekultivierung,
  - Absatz 4: die Antragspflicht zur Feststellung des Abschlusses der Stilllegung,
  - Absatz 5: die Zulässigkeit einer temporären Abdeckung und
  - Absatz 6: Ausnahmeregelungen für Deponien der Klasse 0 und III

§ 13

- Absatz 1: Forderungen zur Durchführung von Maßnahmen, die in einer behördlichen Entscheidung festgelegt worden sind (i. w. Kontrolle und Wartung) sowie Maßnahmen zur Gefahrenabwehr,
- Absatz 2: Forderungen zur Prüfung und Überwachung von Emissionen,
- Absatz 3: Forderungen zur Unterrichtung der Behörde bei festgestellten nachteiligen Auswirkungen, insbesondere bei Überschreitung der Auslöseschwellen,
- Absatz 4: Verfahrensregelungen zur Entlassung der Deponie aus der Nachsorge und
- Absatz 5: Prüfkriterien für die Entscheidung über die Entlassung der Deponie aus der Nachsorge.

Zusätzlich sind gemäß § 14 Absatz 4 auch Anhang 1 Nr. 2 DepV und Nr. 11.2.1.h) TASi, mit ihren konkreten Anforderungen an die Oberflächenabdichtung von Deponien zu beachten.

2. Regelanforderungen an die Oberflächenabdichtung

2.1 Regelabdichtungssysteme

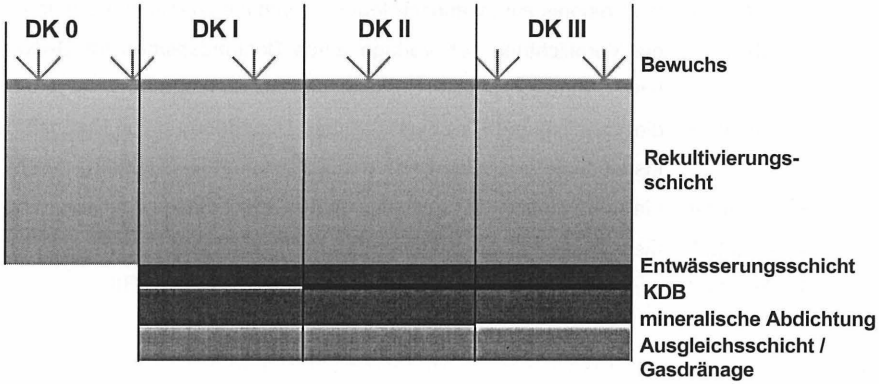


Abbildung 2: Regelabdichtungssysteme

An die einzelnen Komponenten werden in der DepV folgende Anforderungen gestellt:

Nr.	Systemkomponente	DK 0	DK I	DK II	DK III
1	Ausgleichsschicht	nicht erforderlich	$d \geq 0{,}5$ m	$d \geq 0{,}5$ m	$d \geq 0{,}5$ m
2	Gasdränschicht	nicht erforderlich	nicht erforderlich	ggf. erforderlich	ggf. erforderlich
3	Mineralische Abdichtung	nicht erforderlich	$d \geq 0{,}5$ m $k \leq 5 \cdot 10^{-9}$ m/s	$d \geq 0{,}5$ m $k \leq 5 \cdot 10^{-9}$ m/s	$d \geq 0{,}5$ m $k \leq 5 \cdot 10^{-10}$ m/s
4	Kunststoffdichtungsbahn	nicht erforderlich	nicht erforderlich	$d \geq 2{,}5$ mm	$d \geq 2{,}5$ mm
5	Schutzlage	nicht erforderlich	nicht erforderlich	erforderlich	erforderlich
6	Entwässerungsschicht	nicht erforderlich	$d \geq 0{,}3$ m $k \geq 1 \cdot 10^{-3}$ m/s	$d \geq 0{,}3$ m $k \geq 1 \cdot 10^{-3}$ m/s	$d \geq 0{,}3$ m $k \geq 1 \cdot 10^{-3}$ m/s
7	Rekultivierungsschicht, $d \geq 1$m	erforderlich	erforderlich	erforderlich	erforderlich
8	Bewuchs	erforderlich	erforderlich	erforderlich	erforderlich

Tabelle1: Anforderungen an die Regelabdichtungssysteme nach Anhang 1 Nr. 2 DepV

Die DepV teilt Deponien je nach Schadstoffgehalt der Abfälle in Deponieklassen ein. Für oberirdische Deponien sind dies die Deponieklassen 0, I, II und III (DK 0 bis DK III). Je nach Deponieklasse werden in Anhang 1 Nr. 2 für die Oberflächenabdichtung unterschiedliche Regelabdichtungssysteme vorgegeben (s. Abbildung 2).Detaillierte Anforderungen an die Rekultivierungsschicht enthält Anhang 5 DepV. Danach ist die Dicke der Rekultivierungsschicht im Hinblick auf die Wurzeltiefe der Vegetation und die Materialeigenschaften des Bodens zu bemessen. Ferner werden Qualitätsanforderungen hinsichtlich der maximal zulässigen Schadstoffgehalte gestellt.

An verschiedenen Stellen wird in der DepV Bezug auf TA Aball und TASi genommen, die mit den entsprechenden Abschnitten auf das Verordnungsniveau gehoben wurden. Daher sind nicht nur der Schichtenaufbau gemäß Anhang 1 der DepV und die Anforderungen an die Rekultivierungsschicht gemäß Anhang 5 DepV zu beachten, sondern auch die weitergehenden Anforderungen dieser Verwaltungsvorschriften, z. B. Mindestgefälle, Qualitätssicherung und die detaillierten Vorgaben des Anhangs E der TA Abfall. Bei Deponien, die insgesamt auch der TA Abfall unterliegen, muss die Oberflächenabdichtung darüber hinaus so gestaltet sein, dass Undichtigkeiten für die Dauer der Nachsorgephase erkannt und repariert werden können. Geeignete Dichtungskontrollsysteme sind verfügbar. Die Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung (BAM) in Berlin erstellt auf der Basis einer Empfehlung des Arbeitskreises Dichtungskontrollsysteme [7] entsprechende Eignungsgutachten.

2.2 Abweichungen

Die DepV eröffnet verschiedene Möglichkeiten für Abweichungen von den Regelabdichtungssystemen.

Zunächst kann eine temporäre Abdeckung aufgebracht werden, die jedoch später durch die Oberflächenabdichtung ersetzt bzw. durch Nachrüstung zur Oberflächenabdichtung ertüchtigt werden muss.

Durch Fußnoten der Tabelle 2 werden verschiedene Abweichungen ermöglicht bezüglich:

- der Ausgleichsschicht,
- der Gasdränschicht,
- des Kalkgehaltes der mineralischen Abdichtung sowie
- der Dicke und des Durchlässigkeitsbeiwertes der Entwässerungsschicht.

Aufgrund der hinsichtlich der Austrocknungsproblematik tonmineralischer Abdichtungen unzureichenden Anforderungen des Anhangs E der TA Abfall enthält die Tabelle 2 im Anhang 1 DepV in einer Fußnote die Vorgabe, dass der Gefahr der Trockenrissbildung durch geeignete Materialwahl und Einbautechnik begegnet werden soll. HORN et al. [10] schlagen vor, mineralische Abdichtungen je nach Bodenart beispielsweise mit einem Wassergehalt von 5 % unter W_{opt} einzubauen, um eine langfristige Rissfreiheit zu erreichen. Trotz Abweichung vom Anhang E der TA Abfall wäre ein solcher Einbau verordnungskonform.

Des weiteren eröffnet die DepV im einführenden Satz der Nr. 2 des Anhangs 1 die Möglichkeit, auch andere, gleichwertige Systemkomponenten oder eine gleichwertige Kombination von Systemkomponenten zu wählen. Bei gleichwertigen Systemkomponenten ist die Wirksamkeit und Dauerhaftigkeit einer alternativen Systemkomponente mit einer Komponente des Regelabdichtungssystems zu vergleichen. Eine gleichwertige Kombination von Systemkomponenten erfordert eine Vergleichsbetrachtung der Wirksamkeit und Dauerhaftigkeit der Abdichtungssysteme insgesamt.

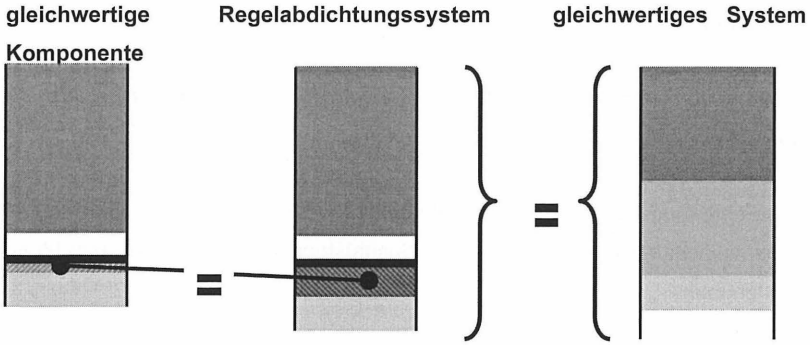


Abbildung 3: gleichwertige Systemkomponenten und Systeme

Welche Systemkomponenten derzeit seitens der Genehmigungsbehörden unter bestimmten Voraussetzungen als grundsätzlich gleichwertig angesehen werden können, haben die LAGA und die im Arbeitskreis Trisoplast vertretenen Landesumweltbehörden abgestimmt [8]:

Komponente nach Regelaufbau	Gleichwertige Komponente
mineralische Entwässerungsschicht	Dränmatten
Kunststoffdichtungsbahn	Asphalt
mineralische Abdichtung	Asphalt
	Bentokies
	Bentonitmatten
	Kapillarsperre
	polymervergütete Abdichtungen
	Wasserglasvergütete Abdichtungen

Tabelle 2: Grundsätzlich gleichwertige Systemkomponenten

Vor dem Hintergrund der wirtschaftlichen Situation der Deponiebetreiber gewinnt der Einsatz von Abfällen für die Oberflächenabdichtung von Deponien zunehmend an Bedeutung. Voraussetzung hierfür ist, dass

- die Abfälle für den Anwendungsfall bautechnisch geeignet sind,
- Abfälle nur im bautechnisch erforderlichen Umfang eingesetzt werden,
- der Einsatz unter Wahrung des Wohls der Allgemeinheit schadlos sowie
- abfallrechtlich zulässig ist.

Zur Beurteilung, wann eine Verwertung schadlos und ordnungsgemäß ist, geben Beschlüsse der LAGA[1] entsprechende Hinweise (veröffentlicht in [9]). Danach richtet sich die Höhe der maximal zulässigen Schadstoffbelastung der Abfälle nach der Lage des jeweiligen Bauteils im Abdichtungssystem.

[1] 75. Sitzung der LAGA am 05./06.09.2000 und 77. Sitzung der LAGA am 17./18.10.2001

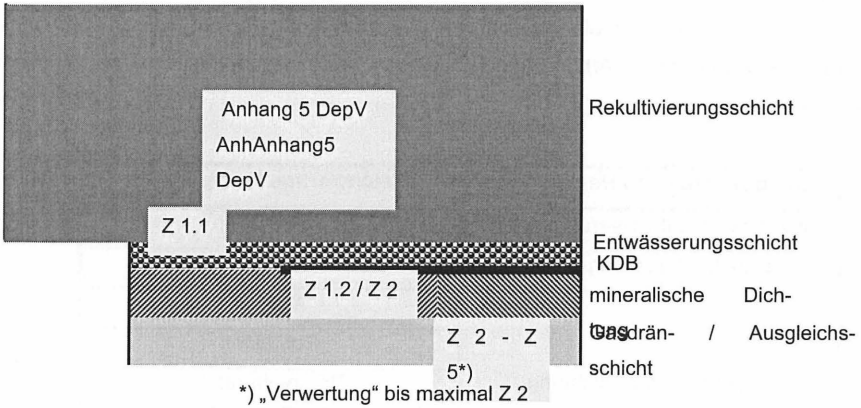


Abbildung 4: maximale Zuordnungswerte nach LAGA (siehe [9])

Derzeit bereitet die Bundesregierung eine Verordnung vor, die verbindliche Vorgaben über die Möglichkeiten der Verwertung von Abfällen auf Deponien beinhalten soll.

Sowohl bei zulässigem Gebrauch der Fußnoten der Tabelle 2 des Anhangs 1 DepV, als auch bei Nachweis der Gleichwertigkeit von Systemkomponenten bzw. Systemen, als auch bei zulässiger Verwendung geeigneter Abfälle für die Herstellung der Oberflächenabdichtung handelt es sich um eine Oberflächenabdichtung, die den Regelanforderungen der DepV entspricht. Insofern ist die häufig geübte Kritik, dass die DepV nur ein System vorgeben würde, nicht gerechtfertigt. Das Regelabdichtungssystem bildet lediglich den Vergleichsmaßstab für die Prüfung der Zulässigkeit von Abweichungen. Ob die Regelabdichtung ausgeführt oder von einer Abweichung Gebrauch gemacht wird, kann somit verordnungskonform von den standortspezifischen, technischen und ökonomischen Randbedingungen des Einzelfalles abhängig gemacht werden.

3. Ausnahmen

Unter Anwendung des § 12 Absatz 6 DepV und des § 14 Absatz 6 DepV können im Einzelfall unter bestimmten Voraussetzungen Oberflächenabdichtungen realisiert werden, deren Anforderungsniveau unterhalb demjenigen des entsprechenden Regelabdichtungssystems liegt.

Da die Anwendung von § 12 Absatz 6 DepV auf Deponien der Klassen 0 und III beschränkt ist, richtet sich das Hauptaugenmerk derzeit auf die Möglichkeiten des § 14 Absatz 6 DepV. Um einen einheitlichen Vollzug dieses Paragraphen sicherzustellen, hat die LAGA eine Ad-hoc-Arbeitsgruppe eingerichtet, die u. a. die Maßstäbe für die Bewertung von Ausnahmeregelungen gemäß § 14 Abs. 6 DepV durch fachliche Eckpunkte konkretisieren sollte. Das Ergebnis ihrer Beratungen hat die LAGA Ad-hoc-AG „Deponietechnische Vollzugsfragen" in einem Eckpunktepapier [6] zusammengefasst. Darin werden i. w. die Maßstäbe und Randbedingungen für die Beurteilung der Zulässigkeit von Ausnahmen definiert und Möglichkeiten für andere geeignete Maßnahmen aufgezeigt. Da die Beratungen dieses Eckpunktepapiers in den entscheidenden Gremien zum Zeitpunkt der Abgabe dieses Skriptes noch nicht abgeschlossen sind, können an dieser Stelle noch keine Inhalte daraus wiedergegeben werden. Dass die Maßnahmen der Deponiestilllegung auch unter Anwendung der Ausnahmeregelungen stets dem Vorsorgegrundsatz genügen müssen, hat die LAGA bereits ausdrücklich betont[2].

4. Sonstige Maßnahmen in der Stilllegungs- und Nachsorgephase

Neben der Oberflächenabdichtung sind weitere Maßnahmen zu ergreifen, um die Deponie abschließen zu können. Solche Maßnahmen sind z. B.

- die Aufrechterhaltung oder Beschleunigung der biochemischen Umsetzungsprozesse durch Bewässerung oder Belüftung des Deponiekörpers,
- der Rückbau baulicher Einrichtungen und landschaftspflegerische Maßnahmen zur Eingliederung des gesamten Deponiestandortes in die Landschaft,

---

[2] 81. LAGA-Sitzung am 24./25.09.2003 in Trier

- Sicherstellung der Entwässerung der Deponie für Sickerwasser und Oberflächenwasser,
- die Einrichtung weiterer Sicherungselemente wie z. B.
  - hydraulische Sicherungsmaßnahmen durch Entnahme von belastetem Grundwasser und dessen Behandlung oder
  - die Einkapselung des Deponiestandortes durch eine vertikale Umschließung (Spundwand, Dichtwand oder reaktive Wand)
- die Emissionskontrolle und
- die Wartung der vorhandenen Einrichtungen.

Eine Deponie oder ein Deponieabschnitt, auf der bzw. dem keine Abfälle mehr abgelagert werden, befindet sich in der Stilllegungsphase. In dieser Phase sind die Entscheidungen über erforderliche Maßnahmen auf der Grundlage der Vorsorge zu treffen. Erst wenn die gesamte Deponie endgültig stillgelegt und die Schlussabnahme durch die zuständige Behörde durchgeführt wurde, gelangt die Deponie in die Nachsorgephase. Sofern nicht bereits im Rahmen der Stilllegung oder der Schlussabnahme weitergehende Maßnahmen behördlich angeordnet wurden, sind dann nur noch Maßnahmen zu ergreifen, wenn sie aus der Sicht der Gefahrenabwehr erforderlich sind. Dieser Aspekt sollte insbesondere bei Planung der Nutzungsdauer temporärer Oberflächenabdeckung berücksichtigt werden.

Im Zuge des Abschlusses einer Deponie stellt sich auch die Frage der weiteren Nutzung des Deponiestandortes. Als mögliche Folgenutzungen sind beispielsweise Abfallumschlagstationen, Windkraftanlagen, Rodel- und Skianlagen, Golfplätze sowie extensive Landwirtschaft genannt. Wichtig ist bei jeder Nutzung, dass sie zu keinem Zeitpunkt Maßnahmen entgegen stehen darf, die aus deponietechnischen Gründen erforderlich sind und dass die Verantwortlichkeiten zwischen dem Inhaber der Deponiezulassung und dem Nutzungsberechtigten klar geregelt sind.

In § 19 Absatz 3 DepV wird für Deponien der Klasse I, II und III eine finanzielle Sicherheit für einen Nachsorgezeitraum von mindestens 30 Jahren gefordert. Dies bedeutet jedoch nicht, dass damit zwangsläufig das Ende der Nachsorgephase erreicht ist. Bei der Entlassung einer Deponie aus der Nachsorge hat die zuständige Behörde gemäß § 13 Absatz 5 DepV eine Reihe von Kriterien zu prüfen. U. a. muss sie feststellen, dass gegebenenfalls

anfallendes Sickerwasser entsprechend den wasserrechtlichen Vorschriften eingeleitet werden kann. Aufgrund der Vorgaben des Anhangs 51 der Abwasserverordnung [5] wäre nach heutiger Rechtslage insbesondere bei Hausmülldeponien mit hohem Organikanteil in absehbarer Zeit keine Entlassung aus der Nachsorge zu erwarten. Ziel sollte es daher sein, die Sickerwasserbelastung durch Behandlung des Abfallkörpers soweit wie möglich zu reduzieren und durch eine hochwertige Oberflächenabdichtung eine niederschlagsbedingte Sickerwasserbildung zu unterbinden.

5. Literatur

[1] BUND:
Verordnung über die umweltverträgliche Ablagerung von Siedlungsabfällen und über biologische Abfallbehandlungsanlagen vom 20.02.2001 (BGBl I Nr. 10 Seite 305)

[2] BUND:
Verordnung über Deponien und Langzeitlager und zur Änderung der Abfallablagerungsverordnung (DepV) vom 24. Juli 2002 (BGBl I Nr. 52 Seite 2807)

[3] BUND:
Zweite Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall); Teil 1: technische Anleitung zur Lagerung, chemisch / physikalischen und biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen; Bek. d. BMU vom 12.3.1991 - WA II 5 - 30121 -1/8 –

[4] 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

[5] BUND:
Verordnung über Anforderungen an das Einleiten von Abwasser in Gewässer (Abwasserverordnung – AbwV); Bundesgesetzblatt 1999 Teil I Nr. 6 Seite 87 ff

[6] LAGA AD-HOC-AG „DEPONIETECHNISCHE VOLLZUGSFRAGEN"
„Fachliche Eckpunkte für die Beurteilung von Ausnahmeanträgen nach § 14 Abs. 6 Deponieverordnung" vom 27.01.2004 (unveröffentlicht)

[7] BAM
Anforderungen an Dichtungskontrollsysteme in Oberflächenabdichtungen von Deponien - Empfehlungen des Arbeitskreises Dichtungskontrollsysteme (AKDKS); Labor IV. 32, Deponietechnik, November 2000

[8] BRÄCKER, W.
„Oberflächenabdeckungen und –abdichtungen“ in *A*bfallwirtschafts*F*akten 6.1; Niedersächsisches Landesamt für Ökologie; 2002

[9] BRÄCKER, W.
„Einsatz von Abfällen als Deponiebaustoffe“ in *A*bfallwirtschafts*F*akten 7; Niedersächsisches Landesamt für Ökologie; 2002

[10] HORN et. al.
„Deponieabdichtungen aus mineralischem Material – eine undurchlässige Langzeitperspektive?“ in Wasser und Abfall, Heft 3/2001, Seite 81-88

Anschrift des Verfassers:

Dipl.-Ing. Wolfgang Bräcker
Niedersächsisches Landesamt für Ökologie
An der Scharlake 39
31135 Hildesheim
wolfgang.braecker@nloe.niedersachsen.de

Überlegungen zur Auslegung technischer Maßnahmen zur Deponiestilllegung

Erfahrungsbericht über die Anwendung des Leitfadens zur Deponiestilllegung

PD Dr.-Ing. habil Albrecht Palm
SIG *U*mwelt*P*rojekt Ingenieurgesellschaft mbH, Stendal

1. Einleitung

Das Ziel einer Deponiestilllegung ist, dass von einer stillgelegten Deponie keine negativen Auswirkungen auf die Umwelt mehr ausgehen. Dass dies so sein wird, ist im Rahmen des Genehmigungsverfahrens auf Basis der vorgesehenen Stilllegungsmaßnahmen nachzuweisen.

Wichtigstes Ziel des Leitfadens zur Deponiestilllegung ist eine individuelle, auf den Standort bezogene Hilfestellung bei der Stilllegung von Altdeponien.

Hierfür enthält der Leitfaden unter anderem Handlungsanleitungen für die

- Individuelle Erfassung des Ist-Zustandes des Deponiestandortes,
- Bewertung des Ist-Zustandes und Prognose der zukünftigen Entwicklung und
- Auswahl geeigneter technischer Maßnahmen im Hinblick auf die Erreichung der Ziele eines dauerhaften Schutzes der Umwelt.

Eine Grenzwertediskussion gibt es mit dem Leitfaden nicht, dies muss der Einzelfallentscheidung vorbehalten bleiben.

Der Leitfaden wurde von der Projektgemeinschaft „Leitfaden zur Deponiestilllegung" erarbeitet, der die Ingenieurberatung Berlin, die SIG *U*mwelt*P*rojekt Ingenieurgesellschaft

mbH, Stendal, und Prof. Versteyl, Rechtsanwälte, Kanzlei Essen, angehören. Herausgeber sind die Verbände VKS, ATV/DVWK.

2. Anforderungen an die Stilllegung und Nachsorge

Die grundlegende Anforderung an die Stilllegung von Altdeponien enthält § 14 Abs. 4 der Deponieverordnung (DepV) /1/ sowie Nr. 11.2.1 h) der Technischen Anleitung Siedlungsabfall (TA SI) /2/, Anhang 1 Nr. 2 DepV /1/ ist zu beachten.

Die Sicherung von Altdeponien passt sich an das System der Deponieklassen an. Die erste Aufgabe besteht darin festzulegen, nach welcher Deponieklasse die Altdeponie zu sichern ist. Maßgeblich für die Deponieklasse sind die Zuordnungswerte der Altdeponien bzw. die Art der abgelagerten Abfälle. Bei Erfüllung der Regelanforderungen gemäß der Technischen Anleitung Abfall /3/ bzw. TA Siedlungsabfall /2/ hinsichtlich Standort, Dichtungssystemen und angenommenen Abfällen, ist lediglich festzustellen, ob zusätzlich weitere Maßnahmen erforderlich sind. Es kann davon ausgegangen werden, dass Altdeponien im Regelfall nicht allen Regelanforderungen entsprechen. Dementsprechend sind auch die Maßnahmen zur Stilllegung (aktiv oder passiv) individuell zu betrachten. Ziel aller Maßnahmen ist langfristig die Nachsorgefreiheit der stillgelegten Deponien.

Die anzuwendenden Maßnahmen werden seitens der zuständigen Behörde auf der Grundlage der geltenden Gesetze und Verordnungen sowie des Standes der Technik gemäß Betreiberantrag festgelegt.

3. Stilllegungsnachweis

3.1 Erfassung des Ist-Zustand

Zur Entscheidungsfindung der notwendigen und technisch machbaren Maßnahmen zur Stilllegung von Altdeponien ist der Ist-Zustand des Standortes zu analysieren. Dies betrifft insbesondere die Auswirkungen der Sickerwasserbelastungen auf die Beschaffenheit des Grundwassers sowie den Anfall von Deponiegas und das Setzungsverhalten des Deponiekörpers. Anhand eines katalogartig aufgebauten technischen Kennblattes (Datenblatt zur Erfassung des Ist-Zustandes) kann eine Erfassung und Bewertung des Ist-

Zustandes, insbesondere die Darstellung standortspezifischer Kriterien und deponiespezifischer Kriterien aufgenommen werden. Bestehende Kenntnisdefizite, nach Aufnahme des Ist-Zustandes, müssen durch geeignete und angemessene Maßnahmen geschlossen werden, bevor eine Planung zur Stilllegung begonnen werden kann.

3.2 Prognosen der Auswirkungen des Ist-Zustandes

Von Ramke /4/ liegen hierzu Modelle vor, mit denen die Situation einer Altdeponie hinsichtlich der Umsetzungsprozesse, des Emissionspotentials und die Austragsprozesse dargestellt werden können.

Im „Leitfaden zur Deponiestilllegung" werden Modelle aufgezeigt bzw. in der Ergänzungslieferung zur Verfügung gestellt. Das betrifft die/den

- Deponiegasemission,
- Umsetzungsprozessen und zur Sickerwasserqualität,
- Wasserhaushalt von Deponiekörpern,
- Wasserhaushalt von Oberflächenabdichtungssystemen,
- Stoffaustrag aus dem Deponiekörper sowie
- Stoffeintrag ins Grundwasser und Stofftransport im Grundwasser.

Mit Hilfe dieser Modellrechnungen können der Zustand der Deponie beschrieben und Rückschlüsse auf eine mögliche Gefährdung von Schutzgütern sowie auf die Auswahl von Sicherungsmaßnahmen gezogen werden.

3.3 Bewertung der Prognosen

Bei der Auswahl z. B eines temporären Oberflächenabdeckungssystems oder eines endgültigen Oberflächenabdichtungssystems ist zu berücksichtigen, ob aus Gründen des Emissions- und Transmissionspotentials ein „quasi dichtes" System erforderlich ist oder ob eine Restdurchlässigkeit wünschenswert und zulässig ist.

Grundsätzlich gilt, dass der die Emissionen kennzeichnende Ist-Zustand zum Zeitpunkt der Stilllegung unter Beachtung des Wohls der Allgemeinheit bis zum

Schließungszeitpunkt als akzeptiert gilt. Durch die technischen Maßnahmen der Stilllegung sind diese Emissionen zu senken.

3.4 Grundlagen zur Auswahl der technischen Maßnahmen

Die Auswahl von technischen Maßnahmen erfolgt unter Berücksichtigung der jeweiligen standorttypischen Bedingungen und der Nachsorgeziele, bzw. der Folgenutzung. Diese sind im Einzelfall unter Beachtung der Schutzgutsituation festzulegen.

Durch die technischen Maßnahmen (z. B. Entgasung, Profilierung, Oberflächenabdeckung, Sickerwasserfassung- und -behandlung, hydraulische Sanierung u.ä.) muss dieser kurz-, mittel- und langfristig verbessert werden. Das bedeutet, dass durch die technischen Maßnahmen Emissionsminderungen gegenüber der Ausgangssituation am Standort erreicht und langfristig gesichert werden müssen, um die Deponie zu einem späteren Zeitpunkt aus der Nachsorge zu entlassen.

Bei der Betrachtung der Frachten (F) aus der Deponie gilt in Anlehnung an den Leitfaden Deponiestilllegung /6/ demzufolge

$$\geq [F_{SIWA}(\text{techn. Maßn.})]_{Nachsorge} < [F_{SIWA}(\text{Ist-Zustand})]_{Betrieb}$$

$$\geq [F_{Gas}(\text{techn. Maßn.})]_{Nachsorge} < [F_{Gas}(\text{Ist-Zustand})]_{Betrieb}$$

(Anmerkung: F = Fracht)

4. Technische Maßnahmen zur Deponiestilllegung

4.1 Profilierung des Deponiekörpers

Bis zum Ende der Ablagerung muss angestrebt werden, entsprechend den vorhandenen Möglichkeiten eine Kubatur zu schaffen, die keine Standsicherheitsprobleme für den Deponiekörper und das vorgesehene Oberflächenabdichtungssystem erwarten lassen.

4.2 Oberflächenabdeckung (temporär) und Oberflächenabdichtungen (endgültig)

Die §§ 12 Abs.5 und 14 Abs. 7 DepV /1/ lassen die Aufbringung einer temporären Oberflächenabdeckung zu. So können temporäre Abdeckungen hergestellt werden z. B. aus Folien, Erdstoffen oder anderen geeigneten Abdeckmaterialien.

Nach § 14 Abs. 6 DepV /1/ kann die zuständige Behörde Ausnahmen von den jeweiligen Anforderungen gemäß §§ 12 und 14 DepV /1/ in Verbindung mit TA A /2/ und TASI /3/, Errichtung des Deponieoberflächenabdichtungssystem, zulassen, wenn der Nachweis der Unbedenklichkeit auf die Schutzgüter erbracht wird.

Bei der Auswahl von temporären und endgültigen Oberflächenabdichtungssysteme haben sich folgende Strategien bewährt:

Strategie –Technik

- **verhaltensdifferenziert** (Austrag, Umgebungsbelastung, Schutzgüter)
- **volumen- und kubaturdifferenziert** (Restvolumen, Böschungen)
- **flächendifferenziert** (Plateauflächen, Böschungsflächen und -längen)
- **klimadifferenziert** (Regionalklima, Niederschläge)
- **nutzungsdifferenziert** (Nachnutzung)
- **baustoffdifferenziert** (Erdstoffe, Geotextilien, Reststoffe)

Strategie – Machbarkeit/Wirtschaftlichkeit

- **materialdifferenziert** (Qualität, Verfügbarkeit)
- **bauzeitendifferenziert** (Zeitpunkt, Umfang)
- **marktdifferenziert** (Verfügbarkeit, Alternativen)
- **basiskostendifferenziert** (Kostenoptimierung)

Strategie – Genehmigungsfähigkeit

- **nachsorgedifferenziert** (Parameter, Nachsorgezielwerte)
- **innovationsdifferenziert** (Schichtenaufbau, Materialarten)

4.3 Flankierende Maßnahmen

Der „Leitfaden zur Deponiestilllegung" zeigt hierzu Möglichkeiten auf, inwiefern man das Emissionsverhalten von Siedlungsabfallablagerungen positiv beeinflussen kann, um somit die Dauer und den Umfang von Maßnahmen in der Nachsorge, Sicherung und Überwachung zu reduzieren (z. B. Aerobe Stabilisierung, Einkapselung).

4.4 Oberflächenwasserfassung und –ableitung

Die Ausformung des Deponiekörpers sollte so erfolgen, dass eine Ableitung des anfallenden Oberflächenwassers im freien Gefälle erfolgen kann.

4.5 Sickerwasserfassung und –entsorgung

Der Sickerwasseranfall ist standortbezogen und abhängig von den abgelagerten Stoffen, den Zeitraum des Beginns und der Beendigung der Ablagerungsphase sowie von den Stilllegungsmaßnahmen.

4.6 Deponiegasfassung und –behandlung

Eine passive Deponieentgasung ist nur bei geringer Deponiegasbildung und einem angepassten Oberflächenabdichtungssystem mit geringer Gasdurchlässigkeit geeignet (Gasproduktion von einem flächenhaften Gasaustritt von ≤ 6 l/h x m² unterhalb der Rekultivierungsschicht).

4.7 Bautechnische Nachweise von den in Oberflächenabdichtungen eingesetzten mineralischen Materialien

Die bautechnische Eignung der Materialien für die prinzipielle Anwendung im Deponieabdichtungssystem wird durch spezifische geotechnische Kriterien, wie z. B. Standsicherheit und Verdichtbarkeit, charakterisiert. Die für den Einbau eines Oberflächenabdichtungssystems eingesetzten Materialien bedürfen den Nachweis der funktionellen und bautechnischen Eignung sowie chemische Analyseberichte.

4.8 Qualitätssicherung

Durch die Qualitätssicherung (z. B. Qualitätssicherungsplan) wird das Ziel verfolgt, das Dichtungssystem auch nach Abschluss des Deponiebetriebes und während der Nachsorgezeit so lange funktionsfähig zu erhalten, bis kein behandlungsbedürftiges Sickerwasser mehr anfällt bzw. die Deponiegasbildung weitestgehend abgeschlossen ist.

Die Qualitätssicherung beinhaltet die Qualitätslenkung, die Qualitätsprüfung und die Abnahme von Deponieabdichtungssystemen und ist projektbezogen anzuwenden.

4.9 Nachsorge

Der Begriff der Nachsorge umfasst die Tätigkeiten und Maßnahmen sowie Anforderungen nach der endgültigen Stilllegung der Deponie während der Nachsorgephase (insbesondere Unterhaltungsmaßnahmen, Überwachungsmaßnahmen sowie Rückbaumaßnahmen für bauliche und technische Anlagen) und erfolgt im Regelfall nach den Anforderungen der §§ 13 und 14 der DepV /1/ sowie nach TA A Nummer 9.7.2 /3/ bzw. TA Si Nummer 10.7.2 /2/.

4.10 Grundsätzliche technische Anforderungen

Im Rahmen der Nachsorge sind vorab die Planung, Aufstellung und Durchführung des Nachsorgeprogramms durchzuführen. Insbesondere sind hierbei die Elemente

Langzeitbetrieb, Funktionskontrolle der Anlagentechnik, Überwachung der Messtechnik sowie Durchführung von regelmäßigen Kontrollmessungen gemäß Anhang G, TA A /3/ aufzunehmen.

4.11 Folgenutzung

Ziel der planerischen Überlegungen zur Folgenutzung muss es sein, dass eine am Regionalplan und den spezifischen Standortgegebenheiten orientierte optimale Form der Flächennutzung entwickelt wird. Die technischen Maßnahmen zur Ermöglichung der Folgenutzung dürfen den durch die Stilllegung erreichten Standard nicht nachteilig beeinflussen.

5 Zusammenfassung

Das Ziel einer Deponiestilllegung besteht darin, dass von der stillgelegten Deponie keine negativen Auswirkungen auf die Umwelt mehr ausgehen und das Wohl der Allgemeinheit unter allen Umständen gewahrt ist. Durch die Anwendung der im Leitfaden Deponiestilllegung dargestellten methodischen rechtlichen und technischen Vorgehensweise sowie unter Verwendung des in den Technischen Kennblättern dargestellten Standes der Deponietechnik lässt sich zeigen, dass unter Beachtung standorttypischer Verhältnisse geeignete alternative technische Maßnahmen entwickelt werden können, die am jeweiligen Standort effizient und wirtschaftlich umsetzbar sind. Das Wohl der Allgemeinheit ist hierdurch unter allen Umständen gewahrt.

Quellenverzeichnis

/1/ Verordnung über Deponien und Langzeitlager (Deponieverordnung – DepV) vom 24.07.2002, zuletzt geändert am 26.11.2002

/2/ Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall) vom Mai 19993

/3/ Zweite Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall) vom März 1991

/4/ Ramke, H.-G., 2002: Auswahl von Oberflächenabdichtungssystemen, ATV-DVWK-Arbeitsgruppe Deponiestillegung, publiziert am 05.September 2002 auf der Fachtagung „Die Deponieverordnung ist da" in Duisburg

/5/ Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz (KrW-/AbfG) vom 27. September 1994 in der Fassung des Artikelgesetzes vom 03.08.2001, zuletzt geändert am 21. August 2002

/6/ Palm, Schmitt-Tegge, Sondermann, 2003:Leitfaden Deponiestilllegung, Herausgegeben vom VKS, ATV/DVWK

Dr.-Ing. habil A. Palm
SIG *U*mwelt*P*rojekt Ingenieurgesellschaft mbH
Breite Straße 30
39576 Stendal
a.palm@sig-up.de

Gedanken zur Oberflächenabdichtung von Deponien

Klaus Stief, www.deponie-stief.de

Einleitung

Sollen, müssen Deponien nach Verfüllung an der Oberflächen abgedichtet werden, ja oder nein? Und wenn sie abgedichtet werden müssen, wie? Das sind die seit längerem die Diskussionen auf Tagungen bestimmenden Fragen. Die derzeitigen Diskussionen werden nicht zuletzt durch den Text des § 14 (6) der Deponieverordnung (DepV) beeinflußt. Im Leitfaden zur Deponiestillegung werden alternative Elemente der Oberflächenabdichtung angeboten, für den Fall, daß der § 14(6) DepV in Anspruch genommen werden kann.
Wird eigentlich über die Oberflächenabdichtungssysteme von allen Deponieklassen gestritten? Nach meiner Beobachtung NEIN.
Gestritten wird hauptsächlich, um die Oberflächenabdichtungssysteme für Altdeponien (Hausmülldeponien) der Klasse II, für die in der TA Siedlungsabfall (TASi) als Regelabdichtungssystem eine Kombinationsabdichtung + Entwässerungssystem + Rekultivierungsschicht gefordert wird. Dieselbe Forderung für Deponien der Klasse III (Deponien für gefährliche Abfälle, Sonderabfalldeponien), ob alt oder neu, mit zusätzlicher Leckdetektion, scheint ohne Diskussionen akzeptiert. Und auch über die geforderten Oberflächenabdichtungssysteme für Deponien der Klasse I (mineralische Abdichtungsschicht + Entwässerungsschicht + Rekultivierung) wird nach meiner Wahrnehmung nicht gestritten.
Im folgenden wird versucht, die zum Teil widersprüchlichen, manchmal auch eigentümlichen Diskussionsbeiträge zu beleuchten und Schlußfolgerungen daraus zu ziehen.

Die Deponie ein Bauwerk?

Im Jahr 1986 kam das Multibarrierenkonzept für Deponien ins Gespräch. Als Barrieren wurden und werden bezeichnet: der Deponiestandort, das Basisabdichtungssystem, der Deponiekörper, das Oberflächenabdichtungssystem. Diese Barrieren sollten weitestgehend unabhängig voneinander wirksam sein.
Es war die Antwort auf die bis dahin weitgehend vergeblichen Versuche, auf der Basis einer Einzelfallbewertung „ökologisch und ökonomisch angemessene" Barrieren für Hausmülldeponien und Sonderabfalldeponien zu finden. Forschungsvorhaben und For-

schungsergebnisse zeigten immer wieder, wie schwierig es ist, auf der Basis von Prognosen über das sogenannte Deponieverhalten (Sickerwasseremissionen, Deponiegasemissionen, Stabilität des Deponiekörpers) langfristig wirksame Barrieren suchen und zu planen. Man wollte auf Nummer sicher gehen. Alle Barrieren sollten nach dem Stand der Technik geplant und gebaut werden, und, wie schon gesagt, unabhängig voneinander wirksam sein.

In der TA Abfall und in der TA Siedlungsabfall wurde das Multibarrierenkonzept verankert. Auch in der EG Richtlinie über Abfalldeponien (EG DeponieRL) ist der Grundgedanke des Multibarrienkonzeptes übernommen worden. In EG DeponieRL ANHANG 1 ALLGEMEINE ANFORDERUNGEN FÜR ALLE DEPONIEKATEGORIEN Nr. 3.3 heißt es vielversprechend:

> 3. Schutz des Bodens und des Wassers
>
> 3.1. Der Standort für eine Deponie muß so gewählt und die Deponie so geplant werden, daß die notwendigen Voraussetzungen für die Verhinderung einer Verschmutzung des Bodens, des Grundwassers oder Oberflächenwassers erfüllt werden und die wirksame Sammlung des Sickerwassers, wie und sofern das in Nummer 2 gefordert ist, gewährleistet wird. Der Schutz des Bodens, des Grundwassers und des Oberflächenwassers ist durch eine **Kombination aus geologischer Barriere und Basisabdichtungssystem während der Betriebs-/aktiven Phase** und **durch eine Kombination aus geologischer Barriere und oberem Abdichtungssystem während der passiven Phase nach Stillegung** zu erreichen.
>
> 3.2. Die geologische Barriere wird durch geologische und hydrogeologische Bedingungen in dem Gebiet unterhalb und in der Umgebung eines Deponiestandorts bestimmt, wobei ein ausreichendes Rückhaltevermögen gegeben sein muß, um einer Gefährdung für Boden und Grundwasser vorzubeugen. Die Deponiesohle und die Deponieböschungen müssen aus einer mineralischen Schicht bestehen, welche die Anforderungen an die Durchlässigkeit und die Dicke erfüllt, wodurch eine kombinierte Wirkung in bezug auf den Schutz von Boden, Grundwasser und Oberflächenwasser erreicht werden soll, die mindestens derjenigen gleichwertig ist, die sich aus den folgenden Anforderungen ergibt:
>
> — Deponie für gefährliche Abfälle: $K < 1{,}0 \times 10^{-9}$ m/s; Mächtigkeit > 5 m;
>
> — Deponie für nicht gefährliche Abfälle: $K < 1{,}0 \times 10^{-9}$ m/s; Mächtigkeit > l m;
>
> — Deponie für Inertabfälle: $K < 1{,}0 \times 10^{-7}$ m/s; Mächtigkeit > l m;

m/s = Meter/Sekunde.

Wenn dann nicht im letzten Absatz von Nr. 3.3 stünde:

> Erfüllt die geologische Barriere aufgrund ihrer natürlichen Beschaffenheit nicht die obengenannten Anforderungen, so kann sie mit anderen Mitteln künstlich vervollständigt und verstärkt werden, so daß sie einen gleichwertigen Schutz gewährleistet. Eine künstlich geschaffene geologische Barriere sollte mindestens 0,5 m dick sein.

Man könnte das für einen Übersetzungsfehler halten – ist es aber nicht. Deshalb kann es nur daran liegen, daß diejenigen, die dafür verantwortlich sind, nicht wußten und nicht wissen, was sie schreiben. Das Schlimme ist aber, daß so ein Unsinn auch in die DepV übernommen worden ist.

Zur wichtigen Oberflächenabdichtung heißt es in Nr. 3.3:

> Gelangt die zuständige Behörde nach einer Abwägung der Gefährdung für die Umwelt zu der Auffassung, daß der Bildung von Sickerwasser vorgebeugt werden muß, so kann eine Oberflächenabdichtung vorgeschrieben werden.
>
> Empfehlungen für die Oberflächenabdichtung:

Deponieklasse	**Nicht gefährlich**	**Gefährlich**
Deponiedrainageschicht	Erforderlich	Nicht erforderlich
Künstliche Abdichtungsschicht	Nicht erforderlich	Erforderlich
Undurchlässige mineralische Abdichtungsschicht	Erforderlich	Erforderlich
Drainageschicht > 0,5 m	Erforderlich	Erforderlich
Oberbodenabdeckung	Erforderlich	Erforderlich

Was „künstliche Abdichtungen" und was „undurchlässige mineralische Abdichtungsschichten" genau sind, ist nirgends definiert. Es besteht auch Unsicherheit, ob statt einer „undurchlässigen mineralischen Abdichtungsschicht" auch eine „künstliche Abdichtungsschicht" gewählt werden darf? Dem Sinn nach deutet alles darauf hin, daß künstliche Abdichtungsschichten als höherwertig eingestuft werden.

Verschlimmert wird alles noch durch den Text in Nr. 3.4:

> 3.4. Hat die zuständige Behörde aufgrund einer Bewertung der Risiken für die Umwelt, unter besonderer Berücksichtigung der Richtlinie 80/68/EWG(1), gemäß Abschnitt 2 („Überwachungsmaßnahmen für Wasser und Sickerwassermanagement")

entschieden, daß die Sammlung und Behandlung von Sickerwasser nicht erforderlich ist, oder wurde festgestellt, daß die Deponie keine Gefährdung für Boden, Grundwasser oder Oberflächenwasser darstellt, so können die Anforderungen gemäß den Nummern 3.2 und 3.3 entsprechend herabgesetzt werden. Im Fall von Deponien für Inertabfälle können diese Anforderungen durch einzelstaatliche Rechtsvorschriften angepaßt werden.

Über die erforderliche Wirksamkeit von Basisabdichtungssystem und Oberflächenabdichtungssystem kann bei Deponien naturgemäß erst entschieden werden, wenn das zur Verfügung stehende Deponievolumen verfüllt ist, weil es bis dahin nicht möglich ist, zuverlässige Prognosen für das Deponieverhalten (Sickerwasser, Deponiegas, Setzungen des Deponiekörpers) zu machen. Die Abminderungen der Anforderungen für die geologische Barriere (sie kann ja ohnehin auf 0,50 m mineralische Dichtungsschicht zusammengeschrumpft werden) und das Basisabdichtungssystem sind also fachtechnisch nach Ende der Stillegungsphase gar nicht mehr möglich. Dagegen könnte nach Nr. 3.4 das Oberflächenabdichtungssystem nach Verfüllung des zugelassenen Deponievolumens ganz anders aussehen, als in den Genehmigungsunterlagen angegeben. Es wird dann - zumindest in Deutschland –ein Problem sein, zu erklären, warum das in Planfeststellungsbescheid festgelegte (versprochene) Oberflächenabdichtungssystem durch ein kostengünstigeres, aber vermutlich auch weniger wirksames System ersetzt werden soll. Auch wird zu klären sein, ob das eine „wesentliche Änderung" des Planfeststellungsbescheides ist.

Liest man Anhang I Nr. 3.4 der EG DeponieRL im Zusammenhang mit Artikel 10 derselben Richtlinie, dann wird deutlich, daß auch die Abminderung der Anforderungen an das Oberflächenabdichtungssystem noch andere Probleme bereiten dürfte:

Artikel 10 Kosten der Ablagerung von Abfällen

Die Mitgliedstaaten treffen Maßnahmen, die gewährleisten, daß alle Kosten für die Errichtung und den Betrieb einer Deponie, soweit wie möglich einschließlich der Kosten der finanziellen Sicherheitsleistung oder etwas Gleichwertigem, gemäß Artikel 8 Buchstabe a) Ziffer iv), sowie die geschätzten Kosten für die Stillegung und die Nachsorge für einen Zeitraum von mindestens 30 Jahren durch das vom Betreiber in Rechnung zu stellende Entgelt für die Ablagerung aller Abfallarten in der Deponie abgedeckt werden. Vorbehaltlich der Anforderungen der Richtlinie 90/313/EWG des Rates vom 7. Juni 1990 über den freien Zugang zu Informationen

> über die Umwelt (...) sorgen die Mitgliedstaaten für Transparenz bei der Erfassung und der Verwendung aller erforderlichen Informationen zu den Kosten.

Der Deponiebetreiber muß also die Deponiepreise einschließlich der Aufwendungen für das genehmigte Oberflächenabdichtungssystem kalkulieren. Wenn dann nach Verfüllung des Deponievolumens – mit welcher Begründung auch immer – entschieden wird, daß das Oberflächenabdichtungssystem gar nicht erforderlich ist, oder qualitativ minderwertiger oder auch nur billiger als bei der Preisberechnung angenommen ist, dann hat er den Gebührenpflichtigen für die Abfallablagerung zuviel Geld abgenommen, das eigentlich zurückgezahlt werden müßte.

Anforderungen an das Oberflächenabdichtungssystem

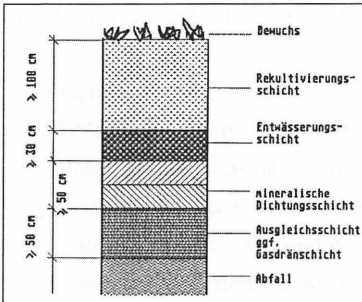
TA Siedlungsabfall

Ganz allgemein heißt es in TASi Nr. 10.4 (Errichtung):

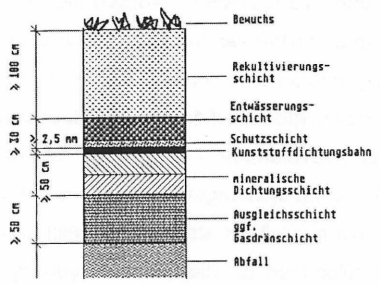
> Die Deponie ist im Ablagerungsbereich mit Deponieabdichtungssystemen auszustatten. Das Sickerwasser ist nach den wasserrechtlichen Vorschriften zu kontrollieren und ggf. zu behandeln.
>
> 10.4.1 Deponieabdichtungssysteme
>
> 10.4.1.1 Allgemeines
>
> Deponieabdichtungssysteme sollen nach den Nummern 10.4.1.3 und 10.4.1.4 oder mit gleichwertigen Systemen geplant und hergestellt werden. Auflastbedingte Verformungen des Dichtungsauflagers dürfen die Funktionstüchtigkeit der Deponieabdichtungssysteme nicht beeinträchtigen. Die Setzungen und Verformungen der Dichtungsauflager und der Abdichtungssysteme sind zu berechnen und während der Betriebsphase[1] zu kontrollieren (z.B. durch Verformungsmessungen im Bereich der Sickerrohre).
>
> .....

Detaillierte Anforderungen findet man in TASi Nr. 10.4.1.4 (wegen der überragenden Bedeutung für alle Auseinandersetzungen hier wiedergegeben):

[1] Damals verstand man unter der Betriebsphase noch, was heute als Ablagerungsphase bezeichnet wird.



(TASi Nr. 10.4.1.4 Bild 2a) Deponieoberflächenabdichtungssystem DK I



(TASi Nr. 10.4.1.4 Bild 2b) Deponieoberflächenabdichtungssystem DK II

10.4.1.4 Deponieoberflächenabdichtungssysteme

Nach der Verfüllung eines Deponieabschnittes ist auf dem Deponiekörper ein Oberflächenabdichtungssystem aufzubringen.

Für den Fall, daß es die angestrebte und zulässige Folgenutzung erfordert, kann dabei die Rekultivierungsschicht durch eine auf die entsprechende Nutzung abgestimmte Überdeckung mit gleichwertiger Schutzwirkung für das Abdichtungssystem ersetzt werden.

Für die einzelnen Elemente gelten die folgenden Anforderungen:

Als Dichtungsauflager ist eine verdichtete Ausgleichsschicht aus homogenem, nicht bindigem Material herzustellen. Die Dicke darf 0,5 m nicht unterschreiten. Sofern eine Gasbildung festgestellt wird und das Gas in der Ausgleichsschicht nicht gefaßt und abgeleitet werden kann, ist zusätzlich über der Ausgleichsschicht eine Gasdränschicht mit einer Mindestdicke von $d \geq 0{,}3$ m anzuordnen. Der Kalziumcarbonatanteil des Materials der Entgasungsschicht darf nicht mehr als 10 Masse-% betragen.

Die Dichtung soll bei Deponien der Klasse I als mineralische Dichtung gemäß Bild 2a oder mit einer gleichwertigen Dichtung ausgeführt werden. Für Deponien der Klasse II soll die Dichtung als Kombinationsdichtung gemäß Bild 2b oder mit einem gleichwertigen Dichtungssystem ausgeführt werden. Die Dicke der mineralischen Dichtungsschicht darf 0,5 m nicht unterschreiten. Ein Durchlässigkeitsbeiwert von $k \leq 5 \times 10^{-9}$ m/s bei i = 30 (Laborwert) ist einzuhalten. Kunststoffdichtungsbahnen in Dichtungssystemen müssen eine Mindestdicke von $d \geq 2{,}5$ mm haben. Es sollten bevorzugt Dichtungsbahnen aus Recyclaten nach Eignungsprüfung eingesetzt wer-

den. Nach Abklingen der Setzungen des Dichtungsauflagers muß ein Gefälle ≥5% vorhanden sein. Nummer 3.1.1 Buchstabe k des Anhangs E der TA Abfall2 findet keine Anwendung[3].

Für die Entwässerungsschicht gelten die Anforderungen nach Nummer 10.4.1.3.2 Buchstabe b Satz 1 und 2.

d) Die Rekultivierungsschicht hat aus einer mindestens 1 m dicken Schicht aus kulturfähigem Boden zu bestehen, die mit geeignetem Bewuchs zu bepflanzen ist. Sie ist so auszuführen, daß die Dichtung vor Wurzel- und Frosteinwirkungen geschützt wird. Der Bewuchs hat ausreichenden Schutz gegen Wind und Wassererosion zu bieten. Unter Beachtung der nach Nummer 10.6.6.2 in Verbindung mit Tabelle 1 des Anhangs G der TA Abfall zu erfassenden meteorologischen Datenreihen und unter Anwendung von Wasserhaushaltsbetrachtungen **ist der Bewuchs darüber hinaus so auszuwählen, daß die Infiltration von Niederschlagswasser in das Entwässerungssystemminimiert wird**.

In der DepV werden nun die Anforderungen aus der TASi mit den Anforderungen aus der EG DeponieRL und neuen Beliebigkeiten gemischt. So heißt es in Anhang 1 Nr. 2 Oberflächenabdichtungssystem der DepV:

Um Beeinträchtigungen des Wohls der Allgemeinheit, die von der Deponie ausgehen können, zu verhindern, ist in der Stillegungsphase der Deponie oder eines Deponieabschnittes ein Oberflächenabdichtungssystem nach Tabelle 2 **oder** aus gleichwertigen Systemkomponenten **oder** durch eine gleichwertige Kombination von Systemkomponenten zu errichten.

---

[2] TA Abfall, Anhang E Nr. 3.1.1 e) Die Herstellung des Deponieabdichtungssystems muß mit den nach Nr. 2.3 (Eignungsprüfung im Großmaßstab)und 2.4 (Auswertung der Eignungsprüfungen)dieses Anhangs festgelegten und genehmigten Geräten erfolgen.

[3] Hier hätte deutlicher werden sollen, daß ansonsten der Anhang E der TA Abfall gilt

Tabelle 2
Regelaufbau des Oberflächenabdichtungssystems

Nr.	System-Komponente	DK O	DK I	DK II	DK III
1	Ausgleichsschicht[1)]	nicht erforderlich	d ≥0,5 m	d ≥0,5 m	d ≥0,5 m
2	Gasdränschicht[1)]	nicht erforderlich	nicht erforderlich	ggf. erforderlich	ggf. erforderlich
3	Mineralische Abdichtung[2)3)]	nicht erforderlich	d ≥0,50 m k ≤5·10^{-9}m/s	d ≥0,50 m k ≤5·10^{-9}m/s	d ≥0,50 m k ≤5·10^{-10}m/s
4	Kunststoffdichtungsbahn	nicht erforderlich	nicht erforderlich	d ≥2,5 mm	d ≥2,5 mm
5	Schutzlage	nicht erforderlich	nicht erforderlich	erforderlich	erforderlich
6	Entwässerungsschicht[4)]	nicht erforderlich	d ≥0,3 m k ≤1·10^{-3}m/s	d ≥0,3 m k ≤1·10^{-3}m/s	d ≥0,3 m k ≤1·10^{-3}m/s
7	Rekultivierungsschicht d ≥1 m	erforderlich	erforderlich	erforderlich	erforderlich
8	Bewuchs	erforderlich	erforderlich	erforderlich	erforderlich

1) Die zuständige Behörde kann Abweichungen von den Vorgaben der Nummer 9.4.1.4 Buchstabe a der TA Abfall und der Nummer 10.4.1.4 Buchstabe a der TA Siedlungsabfall zulassen, wenn die Funktionsfähigkeit der Schichten nicht beeinträchtigt wird.

2)Der Durchlässigkeitsbeiwert k ist bei i = 30 (Laborwert) einzuhalten. Materialzusammensetzung und Einbautechnik sind so zu wählen, dass die Gefahr einer Trockenrissbildung minimiert wird.

3)Die zuständige Behörde kann Abweichungen vom Kalkgehalt von den Vorgaben der Nummer 1.1 Buchstabe c des Anhangs E der TA Abfall zulassen, wenn die Funktionsfähigkeit der Dichtung nicht beeinträchtigt wird.

4)Die zuständige Behörde kann auf Antrag des Deponiebetreibers Abweichungen von Schichtstärke und Durchlässigkeitsbeiwert der Entwässerungsschicht zulassen, wenn nachgewiesen wird, dass die hydraulische Leistungsfähigkeit der Entwässerungsschicht und die Standsicherheit der Rekultivierungsschicht langfristig gewährleistet ist.

Aus der Tabelle 2 ergeben sich u. a. folgende Fragen:

Ist bei der DK I nur eine mineralische Abdichtung zulässig? Oder kann auch eine Abdichtung aus einer BAM-zugelassenen Kunststoffdichtungsbahn oder einer Asphaltabdichtung gewählt werden? Aus der Formulierung „Kunststoffdichtungsbahn nicht erforderlich" kann man schließen, daß die Verwendung einer Kunststoffdichtungsbahn wirtschaftlich „zu schade" ist.

Soll mit der Fußnote 2) in Tabelle 2 „Materialzusammensetzung und Einbautechnik sind so zu wählen, daß die Gefahr einer Trockenrißbildung minimiert wird", praktisch (wenn auch ziemlich undeutlich) der Anhang E Nr. 1.1 Buchstabe g der TA Abfall außer Kraft gesetzt werden? In TA Abfall Anhang E, Nr. 1.2 Buchstabe g) heißt es:

Der Einbauwassergehalt (w) muß über dem Proctorwassergehalt (w_{pr}) liegen.

Es gilt $w_{pr} < w < w(0,95)$

> Wird davon abgewichen, ist durch eine Erhöhung der Verdichtungsenergie ein Luftporenanteil na < 5% einzuhalten.

Eigentlich ist auch gar nicht so recht einleuchtend, warum in Tabelle 2 überhaupt so detaillierte Angaben gemacht werden. Denn Anforderungen kann man das ja nicht nennen, da es in Nr. 2 Oberflächenabdichtungssystem im 1. Absatz heißt:

> Um Beeinträchtigungen des Wohls der Allgemeinheit, die von der Deponie ausgehen können, zu verhindern, ist in der Stillegungsphase der Deponie oder eines Deponieabschnittes ein Oberflächenabdichtungssystem nach Tabelle 2 oder aus gleichwertigen Systemkomponenten oder durch eine gleichwertige Kombination von Systemkomponenten zu errichten.

Was „gleichwertig" bedeutet, ist auch in der DepV nicht genauer erläutert als in der TASi. Man muß befürchten, daß in diesem Zusammenhang genauso diffuse, verwirrende Diskussionen und beliebige Ermessensentscheidungen stattfinden werden, wie im Zusammenhang mit der Feststellung der Gleichwertigkeit mit der Kombinationsabdichtung. Einigkeit scheint es hinsichtlich der Gleichwertigkeit nur in der Feststellung zu geben, daß technische Abdichtungsschichten „nicht ewig halten", wobei zu beachten ist, daß Abdichtungen, die am Anfang wirklich wasserdicht sind, das größte Mißtrauen entgegengebracht wird. Was von Anfang an erheblich wasserdurchlässig ist, hat gute Aussichten hoffnungsvoll beurteilt zu werden (schlechter kann es ja eigentlich nicht werden). Bemerkenswert in diesem Zusammenhang ist auch, daß industriell gefertigte Abdichtungselemente oft nach allen Regeln der Überwachungskunst kontrolliert und die Herstellung überwacht werden. Für „natürliche" Materialien gibt es keine ähnlichen Regeln und Methoden. Und natürlich erst recht nicht für die „neuen alternativen, ökologisch und ökonomisch sinnvollen" Abdichtungsmaterialien und Abdichtungen.

Aber eigentlich braucht man ja gar keine herkömmlichen Abdichtungsschichten, denn eine „richtig dimensionierte" Rekultivierungsschicht könne ja viel besser die Infiltration von Wasser in den Deponiekörper verhindern.

Meine kritischen Anmerkungen bezwecken nicht, die Kombinationsabdichtungen generell zu verteidigen. (Fast) jedermann weiß, daß sie nur erfunden wurde, weil man in den 80er Jahren sowohl die Abdichtungen mit (damals noch nicht BAM zugelassenen) Kunststoffdichtungsbahnen als auch mit tonmineralischen Materialien als nicht ausreichend und zuverlässig wirksam bewertete. Heute werden Abdichtungen aus BAM-zugelassenen HDPE-

Dichtungsbahnen als zu dicht, zu lange wirksam bezeichnet. Daß auch aus anderen Abdichtungsmaterialien dichte wirksame Abdichtungen hergestellt werden können, wenn alle Anforderungen der Qualitätssicherungskonzepte erfüllt werden, wird verschwiegen, wenn es die Akquisition stört. Ich unterstütze insbesondere die Forderung, daß Qualitätssicherungskonzepte für Abdichtungsschichten oder Abdichtungssysteme zwingend erforderlich sein müssen.

Argumente für oder gegen Kombinationsabdichtungen findet man in vielen Beiträgen anderer Autoren, z. B. von Bräcker, 2001, Wiemer, 2003.

Ein Argument gegen die Regel-Kombinationsabdichtung ist das Kostenargument, das sich insbesondere auf die Komponente HDPE-Dichtungsbahn konzentriert. Angenommen die Abdichtungskomponente HDPE-Dichtungsbahn kostet 10 EUR, und angenommen die Kosten für das Regelabdichtungssystem (mit einer 1 m dicken Rekultivierungsschicht) kostet 70 EUR, dann verringern sich durch „Weglassen" der KDB die Gesamtkosten um rund 14 %. Aufgabe 1: Um wieviel verringern sich die Kosten durch Weglassen der mineralischen Abdichtungsschicht? Aufgabe 2: Um wieviel erhöhen sich die Kosten durch Erhöhung der Dicke der Rekultivierungsschicht von 1,00 m auf 2,50 m? (Die Forderung nach einer hohen Qualität des zu verwendenden Bodens kann für die erste Kostenabschätzung vernachlässigt werden.) Mein Eindruck: Das Kostenargument wird vorgeschoben, weil es z. Z. am zugkräftigsten ist. Man kann solche Betrachtungen auch natürlich für eine Kombinationsabdichtung mit einer Asphaltdichtungsschicht als Konvektionssperre anstellen.

Die Rekultivierungsschicht

In früheren technischen Regelungen diente die Rekultivierungsschicht (Boden einschl. Bewuchs) mehr oder weniger als Mittel zur ästhetischen Verschönerung des verfüllten Deponiekörpers. In der TA Siedlungsabfall Nr. 10.4.1.4 Buchstabe d) wurde erstmals gefordert:

> Die Rekultivierungsschicht hat aus einer mindestens 1 m dicken Schicht aus kulturfähigem Boden zu bestehen, die mit geeignetem Bewuchs zu bepflanzen ist. Sie ist so auszuführen, daß die Dichtung vor Wurzel- und Frosteinwirkungen geschützt wird. Der Bewuchs hat ausreichenden Schutz gegen Wind und Wassererosion zu bieten. Unter Beachtung der nach Nummer 10.6.6.2 in Verbindung mit Tabelle 1 des Anhangs G der TA Abfall zu erfassenden meteorologischen Datenreihen und unter Anwendung von Wasserhaushaltsbetrachtungen ist der Bewuchs darüber

hinaus so auszuwählen, daß die Infiltration von Niederschlagswasser in das Entwässerungssystem minimiert wird.

Als Folge wurden die Wasserhaushaltsmodelle HELP D und BOWAHALD entwickelt bzw. weiterentwickelt, die wohl auch relativ häufig angewendet werden, um die Wirksamkeit von Rekultivierungsschichten abzuschätzen. Es gibt auch die GDA-Empfehlungen E 2-31 Rekultivierungsschichten, E 2-32 Gestaltung des Bewuchses auf Abfalldeponien. Und in der Deponieverordnung gibt es einen Anhang 5 „Anforderung an die Rekultivierungsschicht für oberirdische Deponien (zu § 12 Abs. 3)". Die Anforderungen beziehen sich allerdings nicht auf eine „Abdichtungswirkung", sondern mehr oder weniger auf Maßnahmen zum Schutz der Entwässerungs- und der Abdichtungsschichten gegen Durchwurzelung und auf die zulässigen Schadstoffgehalte in den verwendeten Böden.

Die Hoffnung auf die Wirksamkeit der Rekultivierungsschicht (einschließlich Bewuchs) wird aber – zunehmend häufiger (oft recht allgemein) in Vorträgen und Veröffentlichungen genährt, z.B. auch von Wiemer, 2003.

Der Charme der Rekultivierungsschichten als sehr, sehr langfristig, wenn nicht sogar ewig wirksame Schicht, mit der auch die Infiltration von Niederschlagswasser in den Deponiekörper verhindert werden könne, ist sicher nicht zuletzt die ökonomische Komponente: Abdichtungsschichten, Entwässerungsschicht und eventuell auch das Abdichtungsauflager könnten eingespart werden. Was eine hochwertige Rekultivierungsschicht, die auch als Wasserhaushaltsschicht wirken soll, kosten wird, ist heute noch sehr ungewiß. Offen ist vielfach auch, ob die erforderlichen Bodenmassen überhaupt verfügbar sind. Wenn nicht, dann muß man / wird man sich sicher wieder Ausnahmeregelungen einfallen lassen.

Grundsätzlich ist nichts dagegen zu sagen, aussichtsreiche Konzepte für solche Rekultivierungsschichten in der Praxis anzuwenden. Durch keine Vorschrift wird das behindert. Aber bitte nicht ohne Kontrolle der Wirksamkeit. Am Beispiel der Deponiebasisabdichtung hat sich gezeigt, daß durch eine Kontrolle Illusionen in sich zusammenfallen können. Vor Anwendung von Basisabdichtungen gab es viele Deponien, von denen behauptet wurde, daß ein sickerwasserfreier Deponiebetrieb möglich und sogar realisiert sei. Diese wunderbaren Kenntnisse gingen bei Deponien mit einer Basisabdichtung auf unerklärliche Weise verloren. Es gibt meines Wissens keine einzige Deponie mit Basisabdichtung, bei der kein erheblich mit Schadstoffen befrachtetes Sickerwasser anfällt. Entweder war vorher der Wunsch der Vater des sickerwasserfreien Deponiebetriebes oder eine Basisabdichtung hat die wundersame Eigenschaft Sickerwasser zu erzeugen.

Deshalb ist aus meiner Sicht eine Abdichtungsschicht unter einer noch so aussichtreichen Rekultivierungsschicht unverzichtbar. Es ist falsch, diese Forderung als doppelt gemoppelt abzulehnen. Wäre es nicht wunderbar, wenn sich in einer Vielzahl von Fällen nach einigen Jahrzehnten für gut dokumentierte und kontrollierte Rekultivierungsschichten über zuverlässig wirksamen Abdichtungsschichten nachweisen ließe, daß wirklich kein oder zumindest kaum (wieviel, das muß festgelegt werden) Niederschlagswasser in der Entwässerungsschicht über der Oberflächenabdichtung ankommt. Dann bräuchte man sich über die Reparatur und eventuell sogar eine Erneuerung der Abdichtung keine Gedanken mehr zu machen. Die Nachsorgediskussion hätte ein glückliches Ende gefunden. Es bliebe dann allenfalls noch die Frage zu klären, ob eine Rekultivierungsschicht wirklich „ewig" wirksam bleiben kann, wenn die rekultivierte Deponie öffentlich zugänglich ist und nicht mehr kontrolliert und gegen Vandalismus geschützt wird.

Aber es lohnt sich, es zu versuchen. Und bei überzeugenden Konzepten könnte m. E. auch mit gutem Gewissen auf eine Kombinationsabdichtung verzichtet werden, was ja ohnehin ein großes Anliegen vieler ist, die sich aus den verschiedensten Gründen für eine Vielfalt der anzuwendenden Abdichtungssysteme (natürlich ohne die Kombinationsabdichtung) einsetzen, „unter Wahrung des Wohls der Allgemeinheit" gemäß § 10 des Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetzes natürlich und „nach gründlicher Bestandsaufnahme der Ist-Situation einer Deponie sowie einer gründlichen und einer verantwortungsvollen Bewertung und Entscheidung im Einzelfall".

Ein Argument gegen die Errichtung von Oberflächenabdichtungen bei Hausmülldeponien ist häufig, daß sie zu wasserdicht sein könnten, und dadurch die biologischen Abbauprozesse im Deponiekörper zum Erliegen brächten. Dadurch würde ein Langzeitrisiko erzeugt, das zum Tragen komme, wenn die Abdichtung irgendwann einmal undicht wird. Was nun, wenn die Rekultivierungsschicht (einschließlich Bewuchs) als „bessere Abdichtungsschicht" für den Deponiekörper wirksam wird? Auch dann werden die biologischen Abbauprozesse gestoppt. Warum besteht dann kein Langzeitrisiko? Ach ja, man erinnere sich, eine „geeignete, richtig ausgewählte" Rekultivierungsschicht wird ja ewig wirksam sein. Hier treffen sich Ingenieurwissenschaften mit nahezu theologischen Überzeugungen, die aber nicht weiter bewerten möchte.

Schlußbemerkungen

Die Deponien sind Bauwerke, in denen schadstoffhaltige Abfälle unbegrenzt aufbewahrt (abgelagert) werden (sollen). Die Schadstoffe in den Abfällen können durch chemische, biologische und physikalische Prozesse freigesetzt werden, wenn ein Wasserzutritt möglich ist. Das gilt für Abfälle, die vor der Ablagerung thermisch behandelt wurden oder die mechanisch-biologisch behandelt wurden, und erst recht für vor der Ablagerung nicht vorbehandelte Abfälle. Für Abfälle, die den Zuordnungskriterien für die Deponieklasse II der AbfAblV genügen, wird unter anderem ein Oberflächenabdichtungssystem mit einer Kombinationsabdichtung gefordert. Für Hausmülldeponien (Altdeponien) wird aber sehr häufig, und sehr lautstark ein wirksames, wasserundurchlässiges Oberflächenabdichtungssystem in Frage gestellt. Die Argumente dafür sind vielfältig: wirtschaftliche Aspekte (zu teuer, keine Rücklagen), ökologische Aspekte (Rohstoffverschwendung, Verschiebung der Umweltrisiken in eine ferne Zukunft), planerische Aspekte (die Vorgabe nur einer einzigen Variante einer Oberflächenabdichtung verhindere Sondervorschläge im Einzelfall) für mich aber in aller Regel nicht überzeugend. Als Ersatz für das Regelabdichtungssystem der TASi werden (verkürzt) nur zwei Varianten angeboten: a) Erst eine gezielte biologische Stabilisierung des Abfallkörpers und danach ein abgespecktes Oberflächenabdichtungssystem; b) keine gezielte biologische Stabilisierung des Abfallkörpers, keine herkömmliche Abdichtung, dafür eine ewig wirksame Rekultivierungsschicht, die sowohl verhindern kann, daß Niederschlagswasser in den Abfallkörper infiltriert, als auch verhindern kann, daß die Deponiegasbildung im Abfallkörper zum Erliegen kommt (also doch ein bißchen Niederschlagswasser durchläßt) und die dann auch noch als Methanoxidationsschicht wirkt, um Treibhausgasemissionen zu verhindern.

Welche Alternativen zuständige Behörden letztendlich genehmigen werden, ist aus meiner Sicht ziemlich offen, weil in der Deponieverordnung allein durch die Formulierungen in Anhang 1, insbesondere aber durch die Ausnahmemöglichkeiten, die der § 14 (6) der DepV bietet, der Beliebigkeit Tür und Tor geöffnet worden sind. Selbst die zur Zeit noch vom BMU verteidigte Auffassung, daß der § 14 (6) der DepV nur in Anspruch genommen werden kann, wenn für die gesamte Deponie (und nicht nur für einen Deponieabschnitt) die Stillegungsphase begonnen wird, ist streitig, siehe auch GGSC Newsletter November 2003.

Es bleibt wohl nicht anderes als abwarten. Vielleicht werden gute Absichten in gesetzlichen Regelungen doch nicht leicht über Bord geworfen, wenn es mal finaziell knirscht. Schau'n mer mal.

Fachliteraturhinweise

ATV-DVWK, VKS im VKU 2003 (Hrsg.): Leitfaden zur Deponiestilllegung

Bräcker, W.: 2001: Brauchen wir eine Kombinationsabdichtung in Oberflächenabdichtungen von Deponien? Wolfgang Bräcker, Niedersächsisches Landesamt für Ökologie, Tagung und Fachausstellung „Altlast SAD Münchehagen - Umsetzung der Sicherung mit innovativem Oberflächenabdichtungssystem und Nachsorgekonzept". Veranstalter: ASG Altlastensicherungsges. mbH Niedersachsen. 28./29. Nov. 2001 in der BRG Hannover. In Zusammenarbeit mit NLfB Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung Hannover und dem NLÖ Niedersächsisches Landesamt für Ökologie (http://www.deponie-stief.de/fachlit/buecher/buecher2001.htm)

EG DeponieRL, 1999: Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften L 182/1 vom 16.7.1999 RICHTLINIE 1999/31/EG DES RATES vom 26. April 1999 über Abfalldeponien

GDA E 2-30 Modellierung des Wasserhaushalts der Oberflächenabdichtungssysteme von Deponien (www.gdaonline.de)

GDA E 2-31 Rekultivierungsschichten - Entwurf (www.gdaonline.de)

GDA E 2-32 Gestaltung des Bewuchses auf Abfalldeponien - Entwurf (www.gdaonline.de)

GDA E 2-33 Kapillarsperren als Oberflächenabdichtungssystem - Entwurf (www.gdaonline.de)

GGSC, Nov 2003: Abfall – Newsletter November 2003, Seite 11: [ANWENDBARKEIT VON § 14 ABS. 6 DEPV AUF DEPONIEABSCHNITTE] Gaßner, Groth, Siederer & Col. Rechtsanwälte > http://www.ggsc.de >service > downloads > NewsletterArchiv

Stief,K.: 1986: Das Multibarrierenkonzept als Grundlage von Planung, Bau, Betrieb und Nachsorge von Deponien. Müll und Abfall, 1986, Heft 1, Seite 15-20 (verfügbar als pdf-Datei http://www.deponie-stief.de/fachlit/litstief/stief99undvor.htm#1986)

Wiemer, K.: 2003: Bedeutung wirtschaftlich optimierter Systeme für einen gleichwertigen Deponieoberflächenabschluß. http://www.abfallforum.de/dokumente.htm

Autor

Dipl.-Ing. Klaus Stief, Nikolaus-Bares-Weg 78, 12279 Berlin, E-Mail: info@deponie-stief.de
www.deponie-stief.de

Versuchsfelder für standortangepasste Oberflächenabdichtungen: Ergebnisse von 2 Jahren Monitoringuntersuchungen

Dr.-Ing. Kai-Uwe Heyer, Dr.-Ing. Karsten Hupe, Prof. Dr.-Ing. Rainer Stegmann

1 Einleitung

Nach der Verfüllung ist in der Stilllegungsphase einer Deponie oder von Deponieabschnitten ein Oberflächenabdichtungssystem auf den Deponiekörper aufzubringen, um negative Auswirkungen auf die Schutzgüter gemäß § 10 Abs. 4 des Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetzes (KrW-/AbfG, 1994) zu verhindern. Dabei sind Anhang 1 und 5 der Deponieverordnung (DepV, 2002) zu berücksichtigen. Deponien der Klasse II und III sind mit Kombinationsabdichtungen bestehend aus einer Kunststoffdichtungsbahn und einer mineralischen Dichtung oder einem gleichwertigen Dichtungssystem zu versehen.

Für emissionsarme und biochemisch stabilisierte Deponiekörper wird in Versuchsfeldern die Möglichkeit geprüft, die Oberflächenabdichtung so zu gestalten, dass sowohl eine weit gehende Verhinderung des Niederschlagseintrags als auch eine passive Schwachgasbehandlung in der Rekultivierungsschicht erreicht wird. Im Rahmen des vom BMBF geförderten Projektes *„Beschleunigte aerobe in situ Stabilisierung der Altdeponie Kuhstedt, Landkreis Rotenburg (Wümme), zur Minderung des Kosten- und Nachsorgeaufwandes"* werden auf Versuchsfeldern seit August 2001 drei an den Deponiekörper angepasste Oberflächenabdichtungssysteme auf ihre Funktionstüchtigkeit geprüft (Heyer et al, 2003).

In §14 Abs. 6 der DepV werden für Deponien Ausnahmen von dem Anforderungskatalog z.B. an die Oberflächenabdichtung zugelassen, wenn im Einzelfall der Nachweis erbracht wird, dass das übergeordnete Ziel des dauerhaften Schutzes der Umwelt nicht beeinträchtigt wird. Voraussetzung hierfür ist, dass bei solchen Deponien die Ablagerung vor dem 15. Juli 2005 beendet und dies ein Jahr vorher angezeigt wird. Vor diesem Hintergrund stellt sich die Frage, wie das Emissionsverhalten von Siedlungsabfallablagerungen positiv beeinflusst werden kann, um in Verbindung mit einer standortangepassten Ober-

flächenabdichtung die Dauer und den Umfang von Maßnahmen in der Stilllegung und Nachsorge zu reduzieren (siehe auch ATV/VKS-Leitfaden „Deponiestilllegung", 2003).

2 Planungs- und Gestaltungskriterien für standortangepasste Oberflächenabdichtungen

Für die Gestaltung der in 3 Versuchsfeldern auf der Altdeponie Kuhstedt installierten Oberflächenabdichtungssysteme lag die folgende standortspezifische Grundstrategie zugrunde:

- Sicherstellung einer langfristigen Funktionstüchtigkeit des Dichtungssystems
- Berücksichtigung der emissionsarmen Deponie bzw. des beschleunigt reduzierten Emissions- und Setzungsverhaltens des Deponiekörpers mit der aeroben in situ Stabilisierung
- Auslegung der Rekultivierungsschicht als Wasserhaushalts- und Methanoxidationsschicht
- Verwendung möglichst standortnah verfügbarer Materialien für die Rekultivierungsschichten und die Drainage- und Dichtungselemente

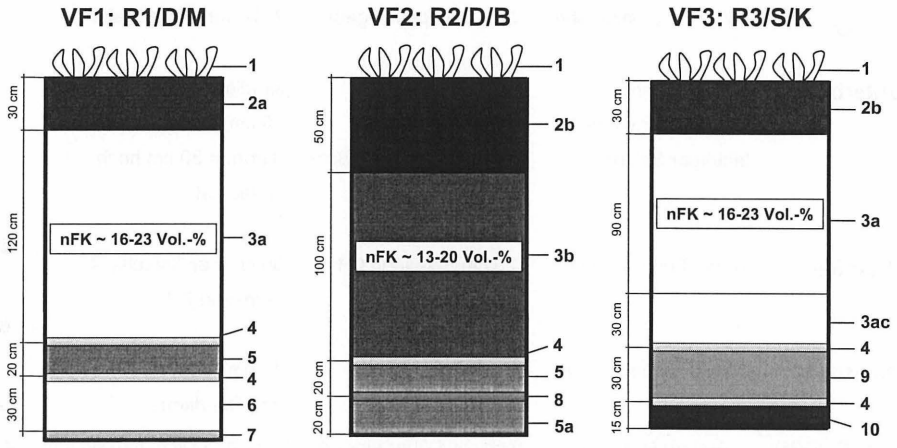
Auf der Grundlage der Untersuchungsergebnisse der Versuchsfelder soll ein an den stabilisierten Deponiekörper angepasstes Oberflächenabdichtungssystem geplant und aufgebracht werden. Die Versuchsfelder sollen Erkenntnisse über folgende Einflussgrößen auf den Wasser- und Gashaushalt liefern:

- Rekultivierungsschicht: unterschiedliche Mächtigkeit der Oberbodenschichten mit variierten Kompostzugabemengen (reifer Kompost als Vergütungsmaterial)
- Rekultivierungsschicht: unterschiedliche Gestaltung der Unterbodenschichten mit variierten Materialien, Schichtstärken und/oder Einbaubedingungen
- Methanoxidation in der Rekultivierungsschicht
- unterschiedliche Dichtungselemente

Durch die Speicherfunktion der Oberboden- und Unterbodenschicht, die Wasseraufnahme der Pflanzen sowie die Verdunstung über die Oberfläche soll ein Großteil der jährlichen Niederschläge zurückgehalten werden.

3 Aufbau der Versuchsfelder

In Abb. 1 und Tab. 1 ist der Profilaufbau der Oberflächenabdichtungen in den drei Versuchsfeldern zusammengestellt (Hupe et al., 2001; Hupe et al., 2002).



1	Rollrasen und standortgerechte Bepflanzung	5	Drainageschicht (Sand)
2a	Oberboden: Mutterboden mit 30 Vol-% Kompost	5a	Kontrolldrainage (Sand)
2b	Oberboden: Mutterboden mit 20 Vol-% Kompost	6	Tonmineralische Dichtung
3a	Unterboden: gering verdichteter sandig-lehmiger Schluff	7	Kontrolldrainage (Drainagematte)
3ac	Unterboden: hoch verdichteter sandig-lehmiger Schluff	8	Bentonitmatte
3b	Unterboden: gering verdichteter mittel schluffiger Sand	9	Kapillarschicht (Sand)
4	Geotextil	10	Kapillarblock (Kies)
VF	Versuchsfeld	nFK	nutzbare Feldkapazität

Abb. 1: Aufbau/Gestaltung der angepassten Oberflächenabdichtungssysteme in den 3 Versuchsfeldern auf der Altdeponie Kuhstedt

Tab. 1: Aufbau der Oberflächenabdichtungen in den drei Versuchsfeldern

Komponente/ Schicht	Versuchsfeld VF1 R1/D/M	Versuchsfeld VF2 R2/D/B	Versuchsfeld VF3 R3/S/K
Bewuchs	Rollrasen und standortgerechte Bepflanzung (Sukzession)		
Oberboden	30 cm Mutterboden mit 30% Kompostzugabe	50 cm Mutterboden mit 20% Kompostzugabe	30 cm Mutterboden mit 20% Kompostzugabe
Unterboden	120 cm gering verdichteter sandig-lehmiger Schluff	100 cm gering verdichteter mittel schluffiger (Fein-) Sand	sandig-lehmiger Schluff: 90 cm gering verdichtet, darunter 30 cm hoch verdichtet
Drainage	20 cm Feinsand 0/1	20 cm Feinsand 0/1	30 cm Kapillarschicht Feinsand 0/1
Dichtung	30 cm toniger Schluff $k_f \leq 2 \bullet 10^{-10}$ m/s	Na-Bentonitmatte $k_f \leq 5 \bullet 10^{-11}$ m/s	15 cm Kapillarblock Kies 2/8, Rundkorn

VF1 (R1/D/M): Aufbau Rekultivierungsschicht 1 über einer mineralischen Dichtungsschicht (**R1/D/M**: **R**ekultivierungsschicht 1 / **D**rainageschicht / **M**ineralische Dichtung)

VF2 (R2/D/B): Aufbau Rekultivierungsschicht 2 mit einer Bentonitmatte als Dichtung (**R2/D/B**: **R**ekultivierungsschicht 2 / **D**rainageschicht / **B**entonitmatte)

VF3 (R3/S/K): Aufbau Rekultivierungsschicht 3 mit Stausohle über einer Kapillarsperre (**R3/S/K**: **R**ekultivierungsschicht 3 / **S**tausohle / **K**apillarsperre)

4 Monitoringuntersuchungen

4.1 Material und Methoden

4.1.1 Wasserhaushalt

Um eine standortbezogene Aussage über die Wirksamkeit der Oberflächenabdichtungssysteme hinsichtlich des Niederschlagrückhalts zu erhalten, erfolgt eine Bilanzierung des Wasserhaushaltes. Die dafür erforderliche und installierte Messtechnik kann in drei Kategorien aufgeteilt werden (Abb. 2):

- Meteorologische Messtechnik (Wetterstation)
- Abflussmesstechnik je Versuchsfeld: Kippzähler für Wasserabflüsse aus unterschiedlichen Schichten: Oberflächen-, Drainage- und Sickerwasserabfluss
- Bodenhydrologische Messtechnik je Versuchsfeld: Bodenwassergehalt mit TDR–Sonden und Matrixpotenzial mit Tensiometern (in unterschiedlichen Tiefen der Rekultivierungsschicht installiert – Bodenwassergehalte: 15 cm, 70 cm; Wasserspannung: 15 cm, 40 cm, 70 cm, 100 cm, 135 cm)

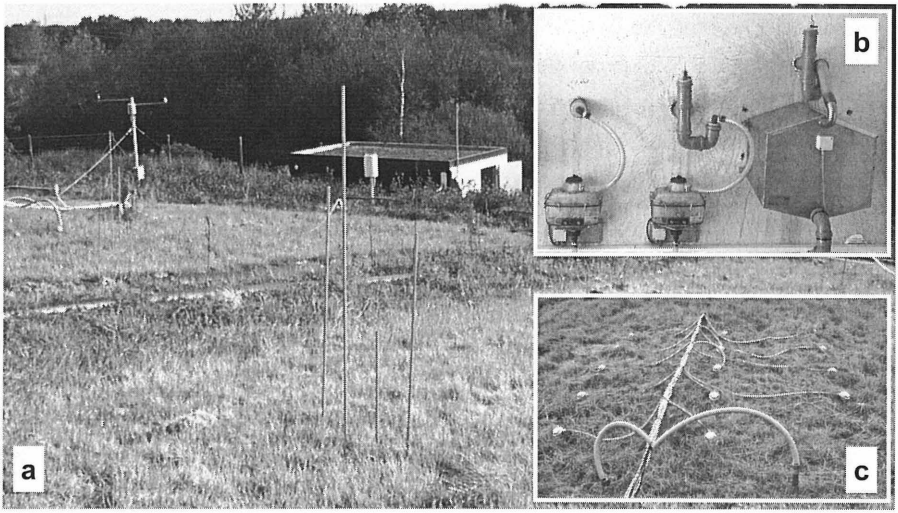


Abb. 2: Versuchsfelder auf der Altdeponie Kuhstedt; **a**: Versuchsfelder mit Wetterstation und Messcontainer sowie Gasmesssonden (vorne) für die Untersuchungen zur Methanoxidation; **b**: Darstellung einer Kippzählereinheit; **c**: Sonden für bodenhydrologische Messungen

4.1.2 Methanoxidation

Bei älteren emissionsarmen Abfallablagerungen wie auch nach Beendigung der beschleunigten aeroben in situ Stabilisierung kann noch eine geringfügige Methanproduktion auftreten. Zur Vermeidung unkontrollierter Emissionen von Methan über die Deponie-

oberfläche wurden die Rekultivierungsschichten dementsprechend zur Methanoxidation gestaltet.

Seit 2002 werden auf den Versuchsfeldern Untersuchungen zur Methanoxidation innerhalb der Rekultivierungsschicht vorgenommen. Diese Untersuchungen erfolgen über eine künstliche Beschickung mit Deponiegas in die Drainageschichten, welche eine weit gehend gleichmäßige Verteilung des Gases ermöglichen. Das Deponiegas wird über ein Pumpen- und Verteilungssystem kontrolliert in die Drainageschichten der jeweiligen Versuchsfelder geleitet. Die Beschickungsrate wird über die Pumpenleistung eingestellt. In den Rekultivierungsschichten der Versuchsfelder wurden in unterschiedlicher Schichttiefe Gasmesssonden installiert, um den Einfluss der Deponiegaszugabe bzw. die Wirksamkeit der jeweiligen Rekultivierungsschicht hinsichtlich der methanoxidierenden Wirkung zu analysieren. Dafür werden regelmäßig die folgenden Parameter gemessen:

- Bodentemperatur
- Gasvolumenstrom und Gaszusammensetzung (insbesondere: Methan, Kohlendioxid, Sauerstoff) des zugeführten Deponiegases
- Gaszusammensetzung (wie oben) und Gasdruck an den unterschiedlichen Gasmesssonden

4.2 Ergebnisse und Diskussion

4.2.1 Wasserhaushalt

Die bisherigen Ergebnisse der Abflussmessungen sind auch nach über 2 Jahren Laufzeit noch als vorläufig zu betrachten. Zur Steigerung der Aussagekraft der Ergebnisse und für langfristige Prognosen sind mehrjährige Untersuchungen (möglichst ≥ 5 Jahre) sinnvoll.

In Abbildung 3 sind die Ergebnisse der Wasserhaushaltsbilanzen der Oberflächenabdichtungssysteme der 3 Versuchsfelder zusammengestellt.

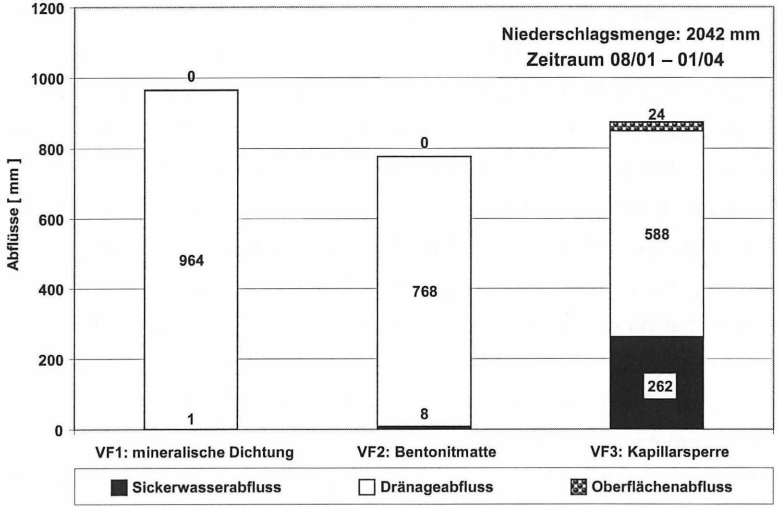


Abb. 3: Abflüsse aus den Versuchsfeldern VF1 bis VF3 (Aufbau siehe Tab. 1 und Abb. 1), Zeitraum: August 2001 bis Januar 2004

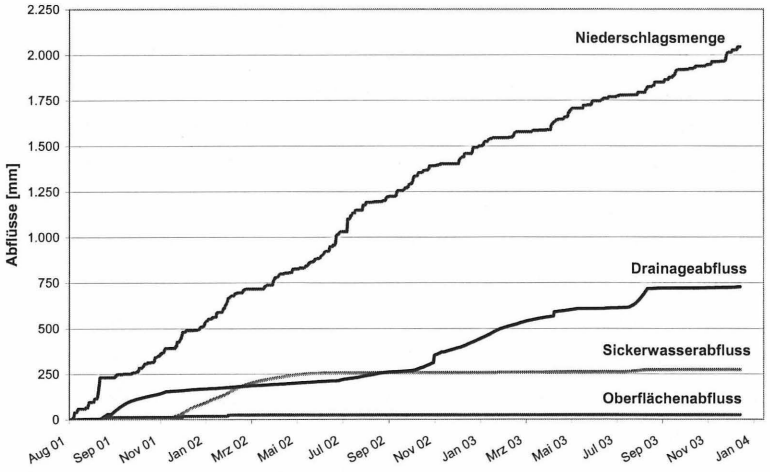


Abb. 4 Beispielhafte Darstellung der Wasserabflüsse aus dem Versuchsfeld VF3 mit der Kapillarsperre als Dichtungselement

Nach einer Untersuchungsphase von etwa zweieinhalb Jahren (Betrieb seit August 2001) können die bisherigen Ergebnisse der Wasserbilanz wie folgt zusammengefasst werden:

- Die Unterschiede in den Summen der Abflüsse in Abb. 3 sind auf die unterschiedlichen Wasserspeicherkapazitäten und Evapotranspirationsraten der Rekultivierungsschichten in den Versuchsfeldern zurückzuführen (Aufbau vergleiche Abb. 1).
- **mineralische Dichtung (VF1):** Die mineralische Dichtung wurde auf dem trockenen Ast der Proctorkurve eingebaut (s. Horn, 2002), was während der Bauphase zu hohen Anforderungen an die Bauausführung und die Qualitätssicherung führte. Die bisherigen Ergebnisse zeigen eine sehr gute Dichtungswirkung. Es konnte bisher keine signifikante Wasserdurchlässigkeit der mineralischen Dichtung festgestellt werden.
- **Bentonitmatte (VF2):** Der Einbau der Bentonitmatte erfolgte ohne Probleme. Die bisherigen Ergebnisse zeigen einen sehr guten Wasserrückhalt.
- **Kapillarsperre (VF3):** Der Einbau des Kapillarsperrensystems war ebenfalls problemlos. Im Laufe der Untersuchungsphase erfolgte jedoch ein zeitlich begrenzter Durchbruch (s. Abb. 3 und 4), d.h. über einen Zeitraum von ca. 5 Monaten (11/01 – 03/02) wurde Wasser statt über die Kapillarschicht über den Kapillarblock abgeführt, was unter realen Bedingungen eine vorübergehende Sickerwasserneubildung verursachen würde. Die Ursache kann wie folgt erklärt werden: Die Niederschlagsmenge in der ersten Untersuchungsphase ab August 2001 bis März 2002 war überdurchschnittlich hoch. Aufgrund der kurzen Konsolidations- und Pflanzenwachstumsdauer (geringe Verdunstungsrate) nach Fertigstellung der Versuchsfelder und der vergleichsweise geringen Böschungsneigung von 1:8 wurde das Kapillarsperrensystem bei den hohen Niederschlagseinträgen hydraulisch überlastet. Anschließend erlangte das Kapillarsperrensystem wieder die volle Funktionstüchtigkeit, d.h. seitdem wurde das Wasser fast vollständig über die Kapillarschicht abgeführt.
- **Rekultivierungsschicht:** Die Rekultivierungsschichten zeigen ein gutes Wasserspeichervermögen bei einer nutzbaren Feldkapazität von ca. 13-23 Vol.-%. Abb. 5 verdeutlicht am Beispiel des Versuchsfeldes VF1 (mit mineralischer Dichtung) die jahreszeitlichen Veränderungen der Wasserspeicherung und der Evapotranspiration. So ist die Evapotranspirationsrate im Sommerhalbjahr deutlich höher als im Winterhalbjahr, was sowohl auf den Wasserverbrauch durch den Oberflächenbewuchs als auch die höhere Verdunstungsleistung aufgrund höherer Temperaturen zurückzuführen ist.

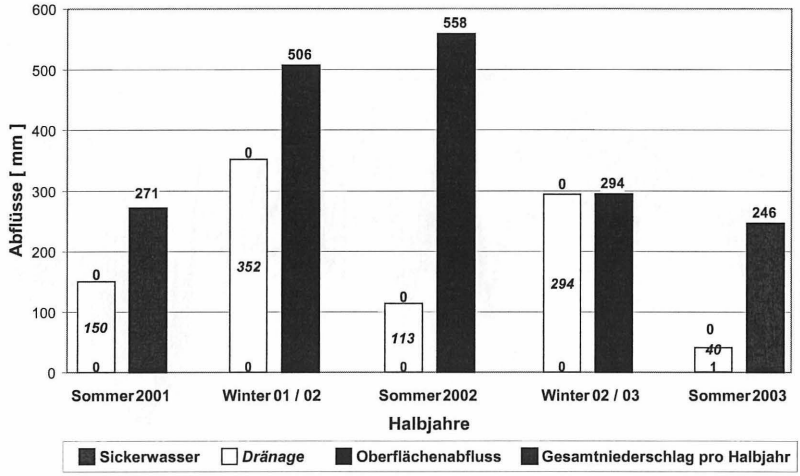


Abb. 5 Abflüsse aus Versuchsfeld VF1 (mineralische Dichtung) - Vergleich: Sommer / Winter

- ***Wassergehalt***: In Abb. 6 und 7 sind die Veränderungen der Wassergehalte in unterschiedlichen Schichttiefen (TDR-Sonden - Oberbodenschicht: 15 cm uGOK; Unterbodenschicht: 70 cm uGOK) der jeweiligen Rekultivierungsschichten über die Zeit dargestellt.
  Es zeigt sich, dass die Kompostzugabe zur Vergütung der Oberbodenschicht das Wasserspeichervermögen erhöht, was u.a. an den höheren Wassergehalten mit zunehmender Kompostzugabemenge zu erkennen ist. Während sich die jahreszeitlichen Änderungen der Temperatur und Niederschläge in den Oberböden deutlich in den Wassergehaltsschwankungen widerspiegeln, sind diese Schwankungen in den Unterböden in 70 cm Tiefe geringer. Die deutlichsten Schwankungen konnten im Unterboden des Versuchsfeldes VF2 beobachtet werden – hier weist der Unterboden eine geringere nutzbare Feldkapazität auf als in den beiden anderen Versuchsfeldern.

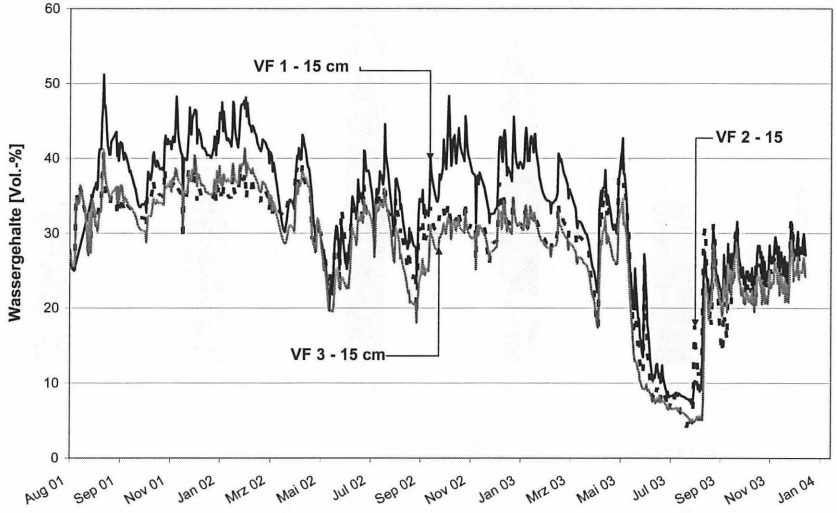


Abb. 6 Darstellung der Wassergehalte in den Oberböden (15 cm uGOK) der drei Versuchsfelder

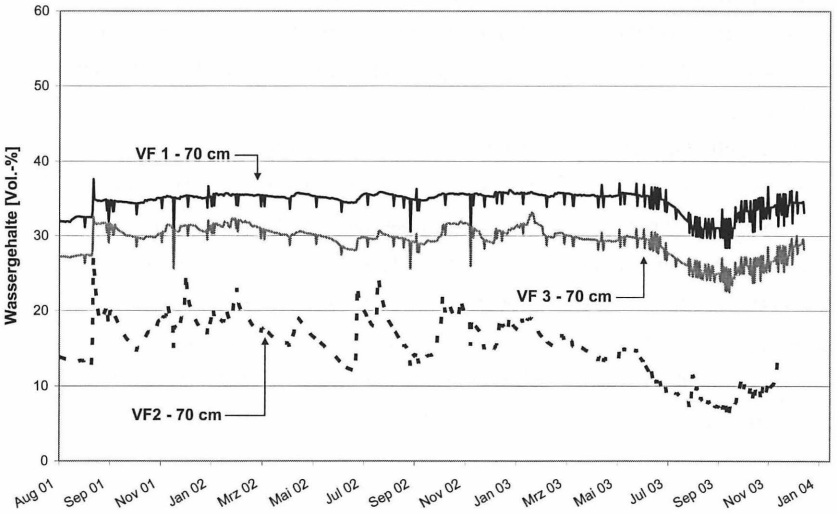


Abb. 7 Darstellung der Wassergehalte in den Unterböden (70 cm uGOK) der drei Versuchsfelder

Wasserspannung: Es zeigt sich, dass die höchsten Schwankungen der Wasserspannungen infolge Austrocknung und Wiederbefeuchtung im oberflächennahen Bereich der Rekultivierungsschichten auftreten. Mit zunehmender Tiefe der Rekultivierungsschicht sind die Wasserbewegungen vergleichmäßigt und sowohl die Änderungen der Wasserspannungen als auch der Wassergehalte deutlich geringer. Die Messungen belegen ebenfalls die Funktionstüchtigkeit der Rekultivierungsschicht als Wasserhaushaltsschicht und unterstreichen die Sinnhaftigkeit einer ausreichend mächtigen Rekultivierungsschicht (Abb. 8). Die erforderliche Mächtigkeit der Rekultivierungsschicht hängt daher sowohl von der nutzbaren Feldkapazität der verfügbaren Ober- und Unterbodenmaterialien als auch von der standortspezifischen Niederschlagsrate und den Klimaverhältnissen ab.

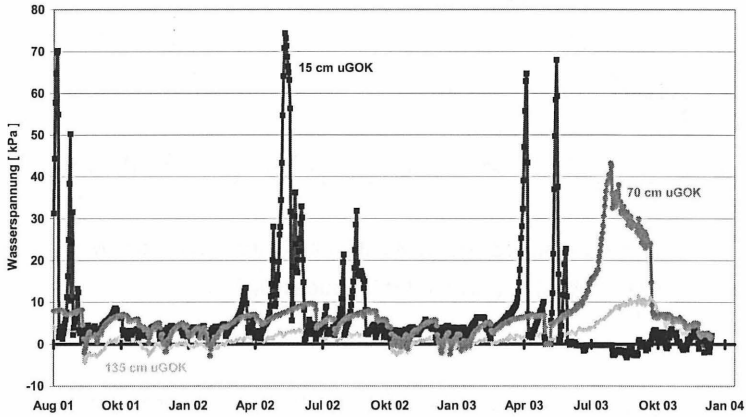


Abb. 8: Wasserspannungskurven – beispielhaft in 15 cm, 70 cm und 135 cm Tiefe der Rekultivierungsschicht, Versuchsfeld VF3 (Stausohle/ Kapillarsperre) Altdeponie Kuhstedt (Aufbau siehe Tab. 1)

Unter Berücksichtigung der am Standort gemessenen Wetterdaten und der Kenndaten der in den Versuchsfeldern eingesetzten Bodenmaterialien wurde mit Hilfe der Simulationsprogramme HELP 3.55D (Schroeder et al., 2002) und BOWAHALD Version 04/2002 (Dunger, 2002) der Wasserhaushalt in den eingesetzten Oberflächenabdichtungssystemen simuliert. Die Ergebnisse der Simulation wurden mit den tatsächlichen Messergeb-

nissen verglichen. In Abb. 9 sind beispielhaft die Ergebnisse einer BOWAHALD-Simulation mit den Messergebnissen des Drainageabflusses für das Versuchsfeld VF2 (mit Bentonitmatte) dargestellt. Sie zeigen eine gute Übereinstimmung.

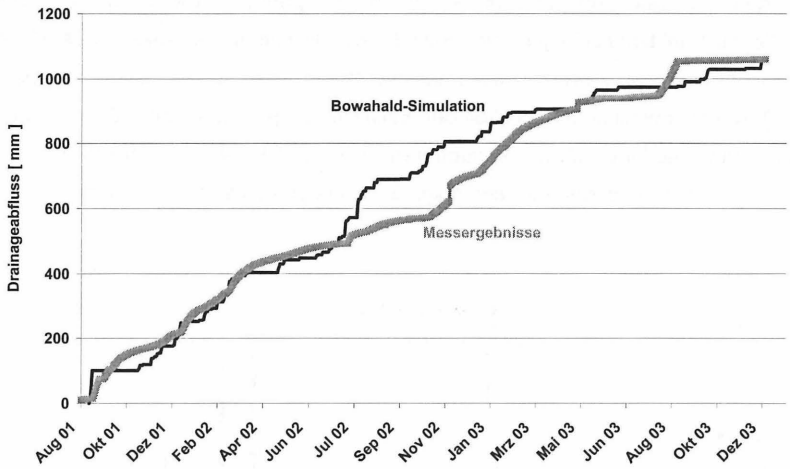


Abb. 9: Vergleich der Ergebnisse der BOWAHALD-Simulation mit den Messergebnissen des Drainageabflusses für das Versuchsfeld VF2

Die bisherigen Ergebnisse des Wasserhaushalts der Versuchsfelder zeigen, dass

- die baulichen und messtechnischen Einrichtungen richtig konzipiert wurden und technisch geeignet sind,
- sich die Erwartungen an die Oberflächenabdichtungssysteme bisher weitestgehend erfüllt haben und
- die Gestaltungsstrategien zur Steuerung des Wasserhaushalts sich bisher als sinnvoll und zielführend herausgestellt haben.

4.2.2 Methanoxidation

Die Beschickung der Versuchsfelder zur Untersuchung der Methanoxidation erfolgte im ersten Jahr mit durchschnittlich 0,5 $l_{Deponiegas}/m^2$ h. Seit dem Sommer 2003 erfolgte eine allmähliche Steigerung der Beschickung auf 0,8-1,0 $l_{Deponiegas}/m^2$ h bei einem mittleren Methan- sowie Kohlendioxidgehalt von 20 - 30 Vol.-%.

Beispielhafte Messergebnisse aus Versuchsfeld VF1: Im Versuchsfeld VF1 konnte bereits nach der ersten Versuchswoche eine deutliche Abnahme der Methankonzentration über das Profil der Rekultivierungsschicht gemessen werden. So sank z.B. im Januar 2003 der Methangehalt von 37 Vol-% in 120 cm Tiefe uGOK auf 0,2 Vol-% in 30 cm Tiefe uGOK. Bei 35 von 37 Messungen wurden bei Ausgangskonzentrationen von 10-49 Vol.-% Methan in 30 cm Tiefe uGOK nur noch Methangehalte von 0-0,3 Vol-% gemessen.

Die bisherigen Beobachtungen zeigen, dass die Methanumsetzung bei dem gewählten Aufbau der Rekultivierungsschicht insbesondere in der Tiefe zwischen 160 cm und 100 cm uGOK stattfindet, was in anderen Systemaufbauten in anderen Tiefenhorizonten erfolgen kann. Wie Abb. 10 im November 2003 beispielhaft zeigt, verminderte sich der Methangehalt ausgehend von 20,8 Vol-% in 160 cm Tiefe uGOK auf 1,7 Vol-% in 140 cm Tiefe uGOK, 0,4 Vol-% in 120 cm Tiefe uGOK, 0 Vol-% in 100 cm Tiefe uGOK.

Generell zeigt sich, dass bei dem gewählten Schichtenaufbau und den gewählten Bodenmaterialien der Rekultivierungsschicht eine Methanoxidation in einer Größenordnung möglich ist, wie sie nach Abschluss des aktiven Stabilisierungsbetriebs (geringe Restgasproduktion) und Aufbringung des endgültigen Oberflächenabdichtungssystems als mehr als ausreichend zu betrachten ist.

Im weiteren Untersuchungsprogramm zur Methanoxidation werden bei unterschiedlichen jahreszeitlichen Klimabedingungen die Belastungszustände (Gasvolumenstrom, Gaszusammensetzung) variiert. Zusätzlich werden FID-Begehungen durchgeführt. Auf diese Weise können auch Fehlstellen (bevorzugte Fließwege) und ggf. Randgängigkeiten erfasst werden, die bisher nicht auftraten.

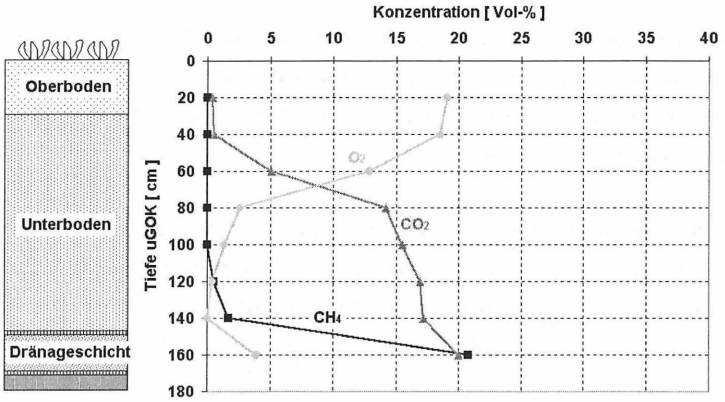


Abb. 10: Beispielhafte Darstellung des Verlaufs der Gaszusammensetzung über die Tiefe der Rekultivierungsschicht von Versuchsfeld VF1 (November 2003)

5 Weitere Monitoringuntersuchungen

Die bisherigen Ergebnisse (ca. 2,5 Jahre) der Abflussmessungen sind sehr positiv und viel versprechend. Vor dem Hintergrund der erforderlichen Funktionstüchtigkeit von Oberflächenabdichtungen sind sie jedoch noch nicht ausreichend aussagefähig bzw. belastbar für langfristige Prognosen. Gerade bei der Überprüfung des Wasserhaushalts von Oberflächenabdichtungen sind Untersuchungszeiträume über mehrere Jahre anzustreben. Aufgrund des derzeitigen Erkenntnisstandes erfolgt eine Fortführung des Monitoringprogramms zur Untersuchung folgender Aspekte:

Wasserhaushalt

- Für langfristige Prognosen:
  - Einfluss der Wasserspeicherung der Rekultivierungsschichten
  - Einfluss der Wasserabfuhr über die Drainageschichten und
  - langfristige Funktionstüchtigkeit der Dichtungssysteme

- in Phasen des „intensiven" Oberflächenbewuchses Untersuchung des Einfluss` des Wasserverbrauchs über die Pflanzen über mehrere Vegetationsperioden
- Langzeiterfahrungen zur Dichtwirkung der tonmineralischen Dichtung, die auf dem trockenen Ast der Proctorkurve eingebaut wurde, bei veränderten Klimabedingungen. Die bisherigen Ergebnisse sind diesbezüglich sehr gut.
- langfristige „Regenerationsfähigkeit" von Kapillarsperren, die vorübergehend ihre Funktionstüchtigkeit verloren haben

Methanoxidation: Bisher wurde das Deponiegasbeschickungs-, Mess- und Beprobungssystem über ca. 1,5 Jahre eingesetzt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Rekultivierungsschichten ein hohes Methanoxidationspotenzial aufweisen. So nimmt der Methangehalt über die Schichttiefe von unten nach oben innerhalb weniger Dezimeter ab. Für vergleichende Untersuchungen der unterschiedlichen Systeme hinsichtlich ihrer methanoxidierenden Wirkung sind weiter führende Langzeituntersuchungen erforderlich. Dabei sind auch die Mechanismen der über die Schichttiefe abnehmenden Methangehalte durch:

- mikrobielle Umsetzung,
- Verdünnungseffekte,
- bevorzugte Fließwege bzw. Randgängigkeiten der Versuchsfelder,
- Emissionen über die Oberfläche zu prüfen.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Für viele Deponiebetreiber wird die Stilllegung und Nachsorge das große Thema der nächsten Jahre sein. Es müssen umgehend Entscheidungen getroffen werden, wie der Abschluss des Betriebs und die nachfolgenden Maßnahmen technisch und wirtschaftlich zu gestalten sind. Dabei sind unterschiedlichste Ausgangsbedingungen und Anforderungen zu berücksichtigen:

- Sickerwasser- und Deponiegasemissionen werden die Stilllegung und vor allem Nachsorge maßgebend bestimmen.

- Alle Untersuchungen und Erfahrungen zum Emissionsverhalten zeigen, dass die Nachsorge eine Frage von mehreren Jahrzehnten sein wird.
- Es muss geprüft werden, wie die Deponie in einen derart emissionsarmen Zustand überführt werden kann, dass nicht nur die Aufbringung einer endgültigen Oberflächenabdichtung sinnvoll ist, sondern eine Entlassung aus der Nachsorge überhaupt erst möglich wird.

Die Gestaltung der Oberflächenabdichtung spielt in diesem Zusammenhang eine zentrale Rolle, da sie das Deponieverhalten maßgeblich mitbestimmt und zudem erhebliche Investitionen erfordert.

In einem BMBF-Vorhaben auf der Altdeponie Kuhstedt kann mittlerweile gezeigt werden, dass mit einer in situ Stabilisierung das Emissionspotenzial eines Deponiekörpers nachhaltig reduziert werden kann. Damit ergeben sich zusätzliche Möglichkeiten, über §14 Abs. der DepV Ausnahmen von dem Anforderungskatalog der DepV z.B. an die Oberflächenabdichtung zuzulassen.

In drei Versuchsfeldern auf der Altdeponie Kuhstedt sind nach zweieinhalb Jahren Monitoringuntersuchungen bisher sehr positive Ergebnisse zum Wasserhaushalt und zum Methanoxidationspotenzial der standortangepassten Oberflächenabdichtungen erzielt worden. Daher kann auch mit derartigen Oberflächenabdichtungen der einzelfallbezogene Nachweis geführt werden, dass insbesondere bei emissionsarmen Deponien das Wohl der Allgemeinheit gemessen am Grundwasserschutz nicht beeinträchtigt wird.

Die Monitoringuntersuchungen werden fortgeführt, um noch belastbarere Ergebnisse zur langfristigen Funktionsfähigkeit der Oberflächenabdichtungen zu erhalten.

7 Literatur

Dunger, V. (2002): Modell BOWAHALD (Version 04/2002) zur Simulation des Wasserhaushalts von wasserungesättigten Deponien/Halden und deren Sicherungssystemen. TU Bergakademie Freiberg, Lehrstuhl für Hydrogeologie.

Heyer, K.-U., Hupe, K., Ritzkowski, M., Stegmann, R. (2003): Verkürzung der Nachsorgephase von Deponien durch gezielte Belüftung des Deponiekörpers. In: Bio- und Restabfallbehandlung VII (Hrsg.: K. Wiemer, K. Kern), Fachbuchreihe Abfall-Wirtschaft des Witzenhausen-Instituts für Abfall, Umwelt und Energie, 742-758.

Heyer, K.-U. (2003): Emissionsreduzierung in der Deponienachsorge. Einflüsse auf das Emissionsverhalten organischer und stickstoffhaltiger Verbindungen in Siedlungsabfalldeponien. Dissertation an der TU Hamburg-Harburg, AB Abfallwirtschaft, Hamburger Berichte 21 (Hrsg.: R. Stegmann), Verlag Abfall aktuell, Stuttgart.

Horn R. (2002): Verbesserung der Langzeitbeständigkeit von Oberflächenabdichtungen durch modifizierte mineralische Abdichtsysteme. *Müll und Abfall*, 4, 181-186.

Hupe K., Heyer K.-U. & Stegmann R. (2002): Optimierte Oberflächenabdichtungen für stabilisierte Abfallablagerungen – Versuchsfelder auf der Altdeponie Kuhstedt -. *Handbuch der Altlastensanierung,* Franzius, Wolf, Brandt (Eds), C.F. Müller Verlag, Heidelberg, 5589

Hupe, K., Unger, A., Heyer, K.-U., Stegmann, R. (2001): Alternative Oberflächenabdichtungssysteme für in situ stabilisierte Deponien – Bau der Versuchsfelder auf der Altdeponie Kuhstedt. Wasser und Abfall, 3 (4), 50-55.

Hupe, K., Heyer, K.-U., Becker, J.-F., Traore, O., Noetzel, S., Stegmann R. (2003): Investigations of altervative landfill surface sealing systems in test fields. In: Proceedings Sardinia 2003, CISA, Cagliari, Italy, Chapter 578.

N.N. (1993): Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TASi - TA Siedlungsabfall) vom 14. Mai 1993, Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen, Bundesanzeiger Nr. 99a

N.N. (1994): Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz (KrW-/AbfG) vom 27. September 1994, in der Fassung vom 21. August 2002, BGBl. I S. 3322

N.N. (2002): Verordnung über Deponien und Langzeitlager (DepV - Deponieverordnung) vom 24. Juli 2002, in der Fassung vom 26. November 2002, BGBl. I S. 4417

Schroeder, P.R., Berger, K., Aziz, N.M., Lloyd, C.M., Zappi, P.A. (2002): Das Hydrologic Evaluation of Landfill Performance (HELP) Modell. 3., vollständig überarbeitete Auflage zur deutschen HELP-Version ab 3.55, Institut für Bodenkunde der Universität Hamburg

VKS, ATV-DVWK (Hrsg.) (2003): Leitfaden zur „Deponiestilllegung", Autoren: Palm, A., Schmidt-Tegge, J., Sondermann, W.-D. (2003)

Anschrift der Verfasser:

Dr.-Ing. Kai-Uwe Heyer — Tel.: 040 / 77 11 07 42
Dr.-Ing. Karsten Hupe — Tel.: 040 / 77 11 07 41
Prof. Dr.-Ing. Rainer Stegmann — Tel.: 040 / 77 11 07 41

Ingenieurbüro für Abfallwirtschaft — Fax: 040 / 77 11 07 43
Prof. R. Stegmann und Partner
Nartenstraße 4a
21079 Hamburg

e-mail: heyer@ifas-hamburg.de
http://www.ifas-hamburg.de

Erfahrungen mit der Planung und Realisierung einer Wasserhaushaltsschicht am Beispiel der KMD Sprendlingen

Th. Egloffstein, D. Sturm, H. Bräckelmann

Inhalt

1. Veranlassung
2. Anforderungen an Rekultivierungsschichten
3. Publizierte Erfahrungen zum Thema unverdichtet geschüttete Rekultivierungsschichten
4. Aufbau des Oberflächenabdichtungssystems mit Wasserhaushaltsschicht
   4.1 Projektspezifische Anforderungen an die bodenpyhsikalischen, -mechanischen und bodenkundlichen Kennwerte des Bodens der Wasserhaushaltsschicht
5. Einbauverfahren im Plateaubereich
6. Scherfestigkeit
   6.1 Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Dichte und des Verdichtungsgrades
7. Wasserdurchlässigkeit
8. Luftkapazität und nutzbare Feldkapazität
9. Einfluss von Setzungs-/Sackungsbedingten Gefügeänderungen im Unterboden auf die bodenmechanischen und bodenkundlichen Kennwerte
10. Standsicherheit bei geplantem Schichtenaufbau
    10.1 Konstruktive Lösung zur Verbesserung der Standsicherheit
        10.1.1 Lösungsfindung durch die am Baugeschehen Beteiligten
        10.1.2 Konstruktive Maßnahmen durch Einziehen einer böschungsparallelen Berme und Abflachen der Oberflächen der Rekultivierungsschicht
    10.2 Wechsel des Einbauverfahrens im Böschungsbereich
11. Ausblick
12. Zitierte und weiterführende Literatur

1. Veranlassung

In den letzten Jahren wurde die Rekultivierungsschicht für Oberflächenabdichtungen von Deponien in ihrer Teilfunktion als Wasserhaushaltsschicht im Rahmen des Gesamtsystems Oberflächenabdichtung aufgewertet. Mächtigkeit, Bodenart, Einbaubedingungen, nutzbare Feldkapazität, Luftkapazität, locker geschütteter Einbau d.h. die Vermeidung jeglicher Bodenverdichtung wurden zu Begriffen, mit denen sich Planer, Überwacher, Baufirmen, Genehmigungs- und Überwachungsbehörden sowie Bauherren zu beschäftigen haben. Das Konzept der Wasserhaushaltsschicht als langfristig wirksame Begrenzung für in die Deponie einsickernde Niederschläge, nachdem die eigentlichen Dichtungsschichten wie z.B. die Kunststoffdichtungsbahn oder die mineralische Abdichtung möglicherweise versagt haben, soll durch diesen Beitrag in keiner Weise in Frage gestellt werden. Es wird hier lediglich auf Teil-

probleme in der Bauausführung und technisch rechtliche Aspekte mit der Nachweisführung der Standsicherheit und sich daraus ergebenden Gewährleistungsfragen nach VOB hingewiesen und versucht werden, die gewonnenen Erfahrungen an ein interessiertes Fachpublikum weiterzugeben. Der Bau von Wasserhaushaltschichten mit generell anderen Anforderungen, wie sie im konventionellen Erdbau oder auch im mineralischen Dichtungsbau üblich sind, ist nach Ansicht der Verfasser noch nicht Stand der Technik. Zu viele Detailprobleme müssen noch im Rahmen der Bauausführung diskutiert, untersucht und gelöst werden. Die hier geschilderten eigenen Erfahrungen mit dem lockeren Einbau von Rekultivierungsschichten stammen in der Hauptsache von einer Baumaßnahme in Rheinland Pfalz, der KMD Sprendlingen. Zusätzlich wurde versucht, weitere Erfahrungen aus anderen Baumaßnahmen aus Gesprächen mit Fachkollegen und aus der Fachliteratur in diesen Beitrag mit einzubeziehen.

2. Anforderungen an Rekultivierungsschichten

Gemäß den GDA - Empfehlungen E 2-31 „Rekultivierungsschichten" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik haben Rekultivierungsschichten nachfolgende Funktionen im Oberflächenabdichtungssystem einer Deponie zu übernehmen (verändert nach GDA E 2-31 2000):

- Abschirmung der Abfälle von der Umwelt (Mensch, Tier, Pflanzen, Luft, Boden)
- Pflanzenstandort
- Schutz der tieferen Funktionsschichten vor schädlichen Einflüssen (Entwässerungsschicht, Dichtungsschicht)
- Optimierung des Wasserhaushaltes des Gesamtsystems

Um die genannten Funktionen erfüllen zu können, sind neben einer Untergliederung in Ober- (Versickerungshorizont) und Unterboden (Wasserspeicherungshorizont) nachfolgende generelle Anforderungen an den Boden der Rekultivierungsschicht zu stellen:

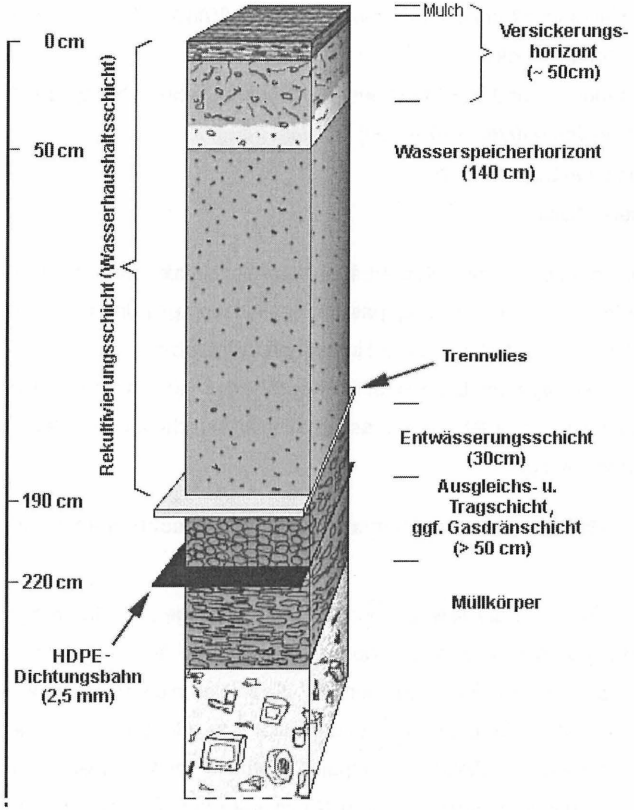
- gutes Infiltrationsvermögen
- hohe nutzbare Feldkapazität und ausreichende Luftkapazität
- gute Durchwurzelbarkeit
- ausreichend pflanzenverfügbare Nährstoffgehalte
- günstige Bodenreaktion und Pufferung
- ausreichende Mächtigkeit
- Aufbau aus umweltverträglichen Materialien (i.d.R. unbelasteter Boden)

- Beständigkeit gegenüber allen Formen der Erosion (Wind-, Wasser, äußere Erosion, Suffosion, Kontakterosion)
- Stabiles Korngerüst und gleichmäßiges Bodengefüge (keine Lösungserscheinungen, keine Bildung von Makroporengefüge)
- Vermeidung von Stauhorizonten
- standsicherer Aufbau

Ein Beispiel eines Aufbaus einer Wasserhaushaltsschicht in niederschlagsarmen Gebieten bis ca. 650 mm/a in Kombination mit angepasster Bepflanzung gibt das Landesamt für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz auf seiner Homepage (www.lgb-rlp.de).
Bei dieser vorgeschlagenen Lösung einer Kombination aus Wasserhaushaltsschicht und Kunststoffdichtungsbahn ersetzt die Wasserhaushaltsschicht für die Deponieklasse II die mineralische Abdichtung.

3. Publizierte Erfahrungen zum Thema unverdichtet geschüttete Rekultivierungsschichten

Nach dem Kenntnisstand der Autoren sind bisher nur wenige Rekultivierungs-/ Wasserhaushaltsschichten mit vergleichbaren Anforderungen fertig gestellt worden, d.h. es liegen bisher nur wenige baupraktische Erfahrungen vor bzw. diese sind nicht publiziert worden. Zwei Projekte mit ähnlichen Anforderungen wie bei der KMD Sprendlingen wurden bereits umgesetzt und Erfahrungen publiziert, nämlich die Deponie „Fernthal" im Kreis Neuwied und die Deponie „Eisenberg" im Donnersbergkreis, beide in Rheinland-Pfalz. Des weiteren liegen publizierte Erfahrungen von Testfeldern auf der Deponie Leonberg (Lkrs. Böblingen) (BIEBERSTEIN ET AL. 2003) und von Testfeldern der Dillinger Hütte (Saarland) vor (ARLT & WOHLSFELD 2002).
Für die Deponie „Fernthal" führt KRATH (2001) an: „Die Materialien der Wasserhaushaltsschicht und insbesondere der Wasserspeicherschicht sind auf Grund ihrer Bindigkeit äußerst witterungsempfindlich. Um eine geringe Verdichtung beim Einbau zu erzeugen, müssen sie sehr trocken eingebaut werden. Jeder etwas intensivere Niederschlag führt bei der geringen Lagerungsdichte sofort zu einer tiefgründigen Vernässung mit dem Effekt, dass die Flächen auch bei oberflächlicher Abtrocknung noch nicht befahrbar sind. Fahrspuren von mehr als 0,5 m Tiefe und Festfahren von Geräten sind die Folge. In den Fahrspuren entstehen bevorzugt Abflusswege, über die Oberflächenwasser mit erheblichen Anteilen abschlämmbarer Bestandteile abgeführt wird".



Versickerungshorizont: *Stark durchlässiger humoser leicht sandiger Boden mit Feinkies, evtl. in den obersten 30 cm mit Kompost vermischt (z. B. schluffig, lehmiger Sand). In die obersten Zentimeter wird Rindenmulch als Erosionsschutz und zur Interzeptionserhöhung in die Unterlage eingefräst.* ***Nutzbare Feldkapazität: ca. 70 - 90 mm bei 0,5 m (> ca. 18 Vol.-%)***

Wasserspeicherhorizont : *Schluffiger Boden (ca. 40 - 50 % Schluff) mit zur Basis hin abnehmendem Sand- und Nährstoffgehalt, karbonathaltig, hohes Wasserspeichervermögen (z. B. Löß), nicht im feuchten Zustand verarbeiten (empfohlener Wassergehalt < ca. 20 %), Einbau in steilen Böschungen mit leichter Verdichtung in den unteren Lagen, ansonsten möglichst unverdichtet.* ***Nutzbare Feldkapazität: ca. 300 mm bei 1,4 m (> ca. 21 Vol.-%)***

Trenn-Vlies oder Sand mit abgestufter Körnung

Dränkies + Vlies oder Dränmatte

Abb. 1: Aufbau von Wasserhaushalts-/Rekultivierungsschichten (www.lgb-rlp.de.)

Lokale Sperrschichten im Bodenaufbau sind kaum vermeidbar. Hier staut sich schnell das Sickerwasser auf, was den locker überlagernden Boden zum Schwimmen bringt – ein kritischer Effekt, der in den Böschungsbereichen schnell größere Rutschungen auslöst.
KRATH (2001) gibt i.W. folgende Empfehlungen (Auszug):

- Realisierung in den Sommermonaten
- Bauablauf so ausrichten, dass die Flächen so wenig wie möglich befahren werden
- befestigte Wegetrassen anlegen und vorgeben
- Wege und Leitungstrassen auf tragfähigem, d.h. verdichtetem Untergrund
- Einbaugeräte mit geringer Bodenpressung
- Böschungen flacher als 1:2,5 bis 1:3
- zügige Ansaat
- Absetzbecken zur Regenrückhaltung

FEIN (2001) schreibt unter dem Kapitel Einbau: „So stehen z.B. die Belange der Standsicherheit z.T. je nach Bodenart, im Widerspruch zur Forderung nach einer möglichst lockeren Einbauweise" und „es ist schwer, einen Kompromiss zwischen dem möglichst lockeren Einbau der Wasserhaushaltschichten und dem z.Z. noch bestehenden Stand der Technik bezüglich Standsicherheit zu finden. D.h. zum Einen hohe nutzbare Feldkapazität und Luftkapazität und zum Anderen die Mobilisierung der Scherkräfte. Hier besteht noch Forschungsbedarf.
BIEBERSTEIN ET AL. (2003) kommt nach Untersuchungen für Testfelder auf der Deponie Leonberg, mit ebenfalls unverdichtet geschütteter Rekultivierungsschicht hinsichtlich der Standsicherheit zu dem Schluss, dass „man auf der Basis von klassischen Rahmenscherversuchen an gestört eingebautem Material bei der Wahl von Böschungsneigungen anhand der Gesamtscherfestigkeit auch für locker geschüttete Substrate nicht auf der unsicheren Seite liegt". Dieser Schluss stammt aus dem Vergleich der Ergebnisse mit großmaßstäblichen Rahmenscherversuchen (1,2 x 1,2 x 0,4 m) mit ungestört eingebauten Boden, die eine höhere Scherfestigkeit ergaben als an gestört aufbereitetem Material (d.h. nahe der Fließgrenze gut durchgeknetet) im Rahmenschergerät 6 x 6 cm. Er führt dies auf die Festigkeit der Aggregate zurück und schreibt: „Offensichtlich liefert die Festigkeit der Aggregate selbst im bewässerten Zustand einen ausreichenden Beitrag, dass das mit Makroporen noch durchsetzte, insgesamt naturgemäß nur teilgesättigte Substratgefüge „en gros" einen höheren Scherwiderstand als der Boden im (wassergesättigt) normal-konsolidierten Zustand zu entwickeln vermag (ein Anteil an scheinbarer Kohäsion ist dabei naturgemäß eingeschlossen)". Er führt jedoch weiter

aus: „Dies gilt jedenfalls für das im vorliegenden Beispiel untersuchte Material und so lange wie mit dem Eintreten durchgängig gesättigter Bodenverhältnisse nicht gerechnet werden muss".

ARLT & WOHLSFELD (2002) führen zum Bau der Testfelder auf der Halde der Dillinger Hütte aus: „Zur Maximierung der nutzbaren Feldkapazität und einer möglichst ungestörten Nährstoff- und Bodenluftversorgung des Pflanzenwuchses, wurde der Rekultivierungsboden über die gesamte Fläche lose mit einem Langarmbagger aufgebracht. Trotz der Hangneigung von 1 : 2,5 wurde ein rechnerisches Statikrisiko bewusst in Kauf genommen, um die Evatranspirationsleistung und damit die Wasserhaushaltsfunktion der Rekultivierungsschicht zu optimieren (Anm. der Autoren: Der AG (Bauherr) hat hier bewusst das Gewährleistungsrisiko des AN (Baufirma) bei Nacharbeiten bzw. Sanierungsarbeiten aufgrund von möglichen Rutschungen übernommen). Da ICP Projektbeteiligter war (Planung- Bauüberwachung, Qualitätssicherung) kann an dieser Stelle berichtet werden, dass die Rekultivierungsschicht in der kritischen Phase nach der Fertigstellung (Nov. 2001) keine Rutschungen oder merkliche Sackungen erlitt.

4. Aufbau des Oberflächenabdichtungssystems mit Wasserhaushaltsschicht

Die Oberflächenabdichtung der KMD Sprendlingen entspricht in ihrem Aufbau weitgehend der in Abb. 1 beschriebenen Wasserhaushalts-/Rekultivierungsschicht und hat folgenden Regelaufbau (dargestellt von unten nach oben) (SCHIRMER UMWELTTECHNIK 2002):

- 15 cm mineralische Schutz- und Auflagerschicht
- Kunststoffdichtungsbahn aus PE-HD, d = 2,5 mm, beidseitig profiliert
- geotextiles Schutzvlies aus PE-HD, g ≥ 1.200 g/m²
- 30 cm Flächendränage 16/32 mm
- Trennvlies, g = 450 g/m²
- 1,2 m Unterboden der Wasserhaushaltsschicht
- 0,3 m Oberboden der Wasserhaushaltsschicht (überhöhter Einbau 0,4m)

Der endabzudeckende Bereich hat eine Größe von ca. 10 ha und gliedert sich in einen gering geneigten Plateaubereich (Neigungen von ca. 1:20 bis etwa 1:7) und einem stärker geneigten randlichen Böschungsbereich. Die profilierten Böschungen am Rand der Deponie sollen im Endzustand eine Neigung von maximal 1:3 aufweisen. Die größten Böschungslängen betragen in den steilen Böschungsabschnitten etwa 40 m.

Für die Wasserhaushaltsschicht sind ca. 110.000 m³ Unterboden und ca. 45.000 m³ Oberboden erforderlich. Als Unterboden wurde ein Löss aus einer nahe gelegenen Sandgrube eingesetzt, als Oberboden wurde z.T. Oberboden der gleichen Grube eingesetzt, bzw. wird noch der gleiche Löss, jedoch vergütete mit Fertigkompost, eingesetzt werden (Anforderung: Rottegrad 4 – 5 mit RAL Gütesiegel, Humusgehalt des so vergüteten Bodens ≈ 2 - 4 MA.-%). Das Aufbringen von Teilen des Oberbodens zum Abschluss dieser Baumaßnahme steht zum Zeitpunkt des Redaktionsschlusses dieses Beitrages (Januar 2004) noch aus.

4.1 Projektspezifische Anforderungen an die bodenphysikalischen, -mechanischen und bodenkundlichen Kennwerte des Bodens der Wasserhaushaltsschicht

Nachfolgend sind die Anforderungskriterien an den Unterboden der Wasserhaushaltsschicht gemäß des projektspezifischen Qualitätssicherungsplan (QSP) aufgeführt.

Bodenart:	Sl4 (stark lehmiger Sand)
Feinbodenanteil (d<2mm):	≥ 70 MA.-%
Zulässige Kornfraktionen des Feinbodens:	Ton 12 bis 17 % Schluff 10 bis 40 % Sand 43 bis 78 %
Grobbodenanteil (d ≥ 2mm):	≤ 30 MA.-%
Größtkornabmessung:	≤ 10 cm (Kantenlänge bzw. Durchmesser)
Humusgehalt:	0 %
Boden frei von:	Eisensulfid
Umwelttechnische Vorgaben:	Zuordnungswerte Z 0 nach LAGA M20
Einbauwassergeh. bzw. Konsistenz:	mind. steife, max. halbfeste Konsistenz
Rohdichteklasse:	pt3 (mittlere Trockendichte) (nach bodenkundlicher Kartieranleitung) (als Anhaltswert entspricht dies einer Trockendichte von 1,45 bis 1,65 Mg/m³).
nutzbare Feldkapazität :	nFK ≥ 17,5 Vol.%
Luftkapazität:	LK ≥ 10 Vol.%
pH-Wert Bereich	6,0 bis 7,5 (schwach sauer bis sehr schwach alkalisch)

erforderliche Scherfestigkeit des Materials bzw. in den angrenzenden Schichtfugen beim Einbau in den Böschungsabschnitten:	cal $\varphi_E \geq 25°$ (bei einer Auflast von 30 kN/m^2)[1)]

Die grundsätzliche Eignung des Lösses aus der nahe gelegenen Sandgrube wurde im Rahmen der Eignungsuntersuchungen nachgewiesen. Es handelt sich nicht um den ausgeschriebenen stark lehmigen Sand (Sl4) (oder gleichwertig) sondern überwiegend um einen sandig-lehmigen Schluff (Uls) bis schwach sandigen Lehm (Ls2) nach Bodenkundlicher Kartieranleitung (AG BODEN 1994). Nach DIN 4022 handelt es sich um einen Schluff, feinsandig bis schwach feinsandig, schwach mittelsandig, z.T. schwach grobsandig, z.T. schwach feinkiesig. Der Löss steht im Rahmen von natürlichen Schwankungsbreiten relativ homogen an und genügt in dieser Form – bei entsprechendem Einbauverfahren - den o.g. Anforderungen des QSP an die bodenphysikalischen und bodenkundlichen Kennwerte für die im Plateaubereich einzubauende Wasserhaushaltsschicht.

5. Einbauverfahren im Plateaubereich

Der Unterboden der Wasserhaushaltsschicht wurde auf dem Plateau der Deponie – soweit baupraktisch möglich – bodenschonend eingebaut. Der zum Einbau verwendete Löss wird in der Grube mit einem Bagger „Liebherr 944 Litronic" mit Zahnlöffel abgeschürft, zum Auflockern nochmals fallen gelassen, wieder aufgenommen und dann auf bereitstehende 4-Achs-Kipper geladen, die das Material direkt zum Baufeld transportieren. Auf dem Deponiegelände wird das Material auf überhöht angelegten Baustraßen abgekippt, mit einem Langstielbagger mit Humuslöffel (glatte Schneide) aufgenommen, und aus einer Höhe zwischen etwa 2 bis 3 m locker in das Baufeld „eingestreut". Die abschließende Profilierung der Oberfläche (glätten) erfolgt mit einem Pistenbully. Die Baustraßen werden anschließend wieder zurückgebaut. Zur Kontrolle der Einbauhöhe (1,2 m) werden auf dem Trennvlies zur unterlagernden Entwässerungsschicht mit entsprechenden Höhenmarkierungen versehene Papprollen eingestellt.

---

[1] Anm.: Voraussetzung für die Festlegung des erforderlichen Reibungswinkels ist eine gezielte Auswahl der Erdbaustoffe der Wasserhaushaltsschicht, wobei die Wasserdurchlässigkeit der Materialien im eingebauten Zustand von oben nach unten zunehmen muss. Damit sollen durchgängig gesättigte Bodenverhältnisse in der Wasserhaushaltsschicht vermieden werden.

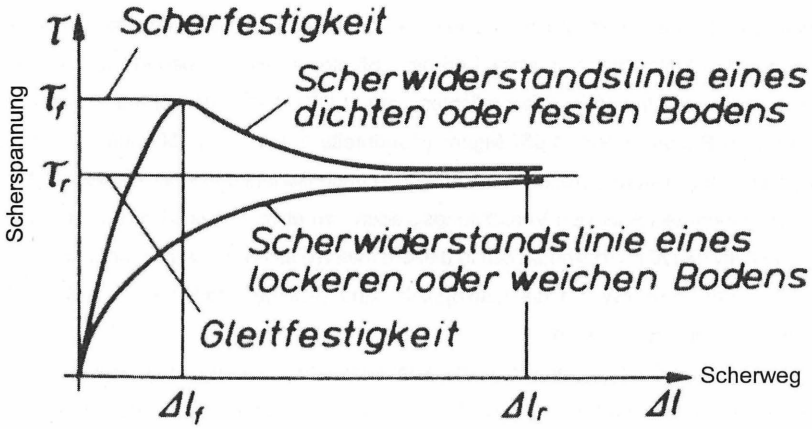
Durch das praktizierte Einbauverfahren zum Abbau und Einbau des Unterbodens im Plateaubereich wurde im Probefeld und auch im Baufeld nachgewiesen, dass mit diesen Methoden die geforderten Trockendichten von etwa 1,45 bis 1,65 Mg/m³ beim Einbau erreicht werden. Im Mittel wurden im Probefeld Einbaudichten von 1,502 Mg/m² (Bandbreite 1,409 bis 1,609 Mg/m³), im Baufeld bisher 1,552 Mg/m³ (Bandbreite 1,416 bis 1,658 Mg/m³) erreicht. Dies entspricht einer mittleren Trockenrohdichte (pt3) nach Bodenkundlicher Kartieranleitung und mittleren bodenmechanischen Verdichtungsgraden von etwa 79 bis 81 % der einfachen Proctordichte (DIN 18127). Trockendichten in diesem Intervall sind erforderlich, um den hohen Anforderungen des QSP i.W. an die Luftkapazität und (weniger stark beeinflusst) an die nutzbare Feldkapazität zu genügen.

Die gewählte Einbaumethode garantiert die denkbar lockerste Lagerung des Unterbodens, da er von keinem schweren Gerät befahren wird. Die Einbauleistung beträgt bei doppeltem Gerätesatz (2 Bagger) ca. 800 m^3 pro Arbeitstag bzw. bei 1,2 m Schichtdicke ca. 670 m^2. Dies entspricht etwa 50 – 60 % der Einbauleistung bei konventionellem Einbau mit einer Moorraupe (breite Ketten, dadurch vergleichsweise geringe Bodenpressung von ca. 20 – 30 kN/m^2) (WINKLER 2003). Der Bau und Rückbau der Baustraßen bedeutet einen zusätzlichen Mehraufwand. Wertend kann das Einbauverfahren mit Langstielbagger als für Wasserhaushaltschichten scheinbar das bestgeeignete aber auch als das aufwendigste bezeichnet werden.

6. Scherfestigkeit

Die erforderliche Gesamtscherfestigkeit bzw. der Ersatzreibungswinkel cal. φ_E des Bodens wird im QSP mit 25 ° angegeben. Diese Forderung wird mit dem untersuchten Material bei einer mittleren Einbaudichte von 1,5 Mg/m³ zwar nur knapp erreicht, in dem nur bis etwa 1:7 geneigten Plateaubereich der Deponie ist die Scherfestigkeit des Materials allerdings nicht relevant.

Grundsätzlich besteht eine Abhängigkeit des Reibungswinkels und bei bindigen Böden auch der Kohäsion von der Lagerungsdichte. Für locker eingebaute Böden wird der Scherwiderstand erst über größere Scherwege mobilisiert, da sich der Boden erst während des Schervorgangs verdichtet (im Gegensatz zu verdichtetem Boden der sich während des Schervorgangs auflockert). Es bildet sich keine Bruchscherfestigkeit (Spitzenwert der Scherfestigkeit) aus, sondern nur die z.T. deutlich geringere kritische Scherfestigkeit, welche nur vergleichsweise wenig über der Restscher- oder Gleitfestigkeit liegt bzw. mit dieser zusammenfallen kann (s. Abb. 2).



τ_f größte Scherfestigkeit
τ_r Restscher- oder Gleitfestigkeit

Abb. 2: Scherverschiebungsdiagramm Scherspannung über Scherweg nach DIN 18137 T1 (Ausgabe 1988)

Bei bindigen Böden ist die Kohäsion von der Vorbelastung des Bodens abhängig. Bei überkonsolidierten Böden wächst die Kohäsion linear mit der Konsoliderungsvorspannung σ_v an, d.h. die Kohäsion ist bei locker geschütteten Böden praktisch nicht vorhanden und steigt mit zunehmenden Verdichtungsgrad an.

Aus oben genannten Gründen muss nach DIN 1054 (2003) aufgefüllter Boden mindestens einen Verdichtungsgrad (D_{Pr}) von ≥ 97 % der einfachen Proctordichte aufweisen. Sind diese Forderungen nicht oder nur teilweise erfüllt so darf die Kohäsion nur aufgrund besonderer Untersuchungen angesetzt werden.

Für Nachweise im unkonsolidierten Zustand oder für vollständig aufgeweichte Erdstoffschichten dürfen nach Ansicht von BLÜMEL & BRUMMERMANN (1996) die Sicherheiten gemäß Lastfall 3 ($\eta \geq 1{,}1$ bzw. 1,2) (DIN 1054, DIN 4084) zugrunde gelegt werden.

Um für den Böschungsbereich mit der größten Neigung 1 : 3 die Standsicherheit der Böschung mit dem erforderlichen Sicherheitsbeiwert nach DIN 4084 und 1054 zu gewährleisten, wurde die erforderliche Gesamtscherfestigkeit bzw. der Ersatzreibungswinkel cal. φ_E des Bodens im QSP mit 25 ° bei einer Normalspannung von 30 kN/m² und bei Trockendichten von 1,45 bis 1,65 Mg/m³ angegeben. Diese Gesamtscherfestigkeit ist ohne Ansatz eines Strömungsdruckes im Böschungsbereich mit den erforderlichen Sicherheiten ausreichend.

Wie Erfahrungen aus anderen Baumaßnahmen mit lockerem Einbau zeigen (s. Kap. 3: FEIN 2001) sind aber lokale Sperrschichten im Bodenaufbau kaum vermeidbar. Bei möglichen Starkregenereignissen kann das Wasser aufgrund des hohen Porenanteils des Bodens sehr schnell absickern bis es auf eine lokale Sperrschicht trifft und sich dort schnell aufstaut, was den locker überlagernden Boden zum Schwimmen bringt – ein kritischer Effekt, der in den Böschungsbereichen schnell größere Rutschungen auslöst. Deshalb wurde, um durchgängig gesättigte Bodenverhältnisse im Böschungsbereich der Deponie auszuschließen, im QSP gefordert, dass die Wasserdurchlässigkeit in der Wasserhaushaltsschicht von oben nach unten zunehmen muss. Diese Anforderung ist jedoch bei unverdichtet eingebautem einheitlichem Bodenmaterial praktisch nicht einzuhalten, sondern nur erreichbar, wenn die Bodenbeschaffenheit von oben (feinkörniger) nach unten (grobkörniger) variiert.[2] Mit den im Probefeld für den Plateaubereich (lockeres „Einstreuen" des Bodens mit der Baggerschaufel) durchgeführten Untersuchungen wurde dann auch nachgewiesen, dass die Wasserdurchlässigkeit über die Tiefe nicht konstant ist, sondern streut, und zwar sowohl in Richtung „durchlässiger" als auch in Richtung „undurchlässiger". Durch die Inhomogenitäten des Bodens selbst und nicht vermeidbare Inhomogenitäten beim Einbau andererseits ist deshalb zu erwarten, dass sich örtlich Niederschlagswasser in weniger durchlässigen Schichtteilen der Wasserhaushaltsschicht aufstauen kann und ein Strömungsdruck durch drückendes Wasser entsteht. Zur dauerhaften Gewährleistung der Standsicherheit der Randböschungen muss also, um auf der „Sicheren Seite" zu liegen, ein Strömungsdruck in den erdstatischen Berechnungen / Standsicherheitsnachweisen angesetzt werden. Um bei diesen Randbedingungen ausreichende Standsicherheiten nachweisen zu können, muss die erforderliche Gesamtscherfestigkeit des im Böschungsbereich einzubauenden Materials also deutlich höher sein als cal. $\varphi_E = 25°$, oder die Böschung muss abgeflacht werden.

Eine Erhöhung der Gesamtscherfestigkeit ließe sich u.a. durch eine Verdichtung des Lösses auf D_{Pr} 0,95 bzw. 0,97 erreichen. Bei einer Verdichtung des Löss ist jedoch zu erwarten, dass die erzielbaren nutzbaren Feldkapazitäten und vor allem die Luftkapazitäten abnehmen. Von Seiten der zuständigen Fachbehörde wurde in Gesprächen signalisiert, dass eine etwas ge-

---

[2] Anm.: Dem Ziel einer von oben nach unten zunehmenden Durchlässigkeit kommt man bei gleicher Bodenart durch das Einschieben des Bodens in einer Lage vor Kopf mit einer Moorraupe am nächsten. Eine Verdichtung des Bodens (wesentliche Einflussgröße für die Wasserdurchlässigkeit) durch die Gleisketten der Raupe findet überwiegend nur im oberen Bereich der Bodenschicht statt und nimmt mit der Tiefe auf vergleichbare Werte ab, wie sie auch mit dem Einstreuen mit der Baggerschaufel erzielt werden.

ringere Luftkapazität von 7 Vol.% noch akzeptiert würde (QSP = 10 Vol.%). Ziel der nachfolgend erläuterten Untersuchungen ist es daher, den Einfluss der Dichte bzw. Verdichtung des Bodens auf die Scherfestigkeit und damit ausreichende Standsicherheit der Böschungen sowie auf die nutzbare Feldkapazität und die Luftkapazität, d.h. auf die Funktionsfähigkeit der Wasserhaushaltsschicht festzustellen.

6.1 Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Dichte und des Verdichtungsgrades

Die Scherparameter des Bodens wurden an Mischproben aus den im Baufeld in Rahmenscherversuchen nach DIN 18137 bei verschiedenen Trockendichten bestimmt. Hierfür wurden Probekörper mit einem Wassergehalt von ca. 15 % eingebaut, der etwa dem mittleren Einbauwassergehalt des Löss im Baufeld entspricht.

Insgesamt wurden die Scherparameter für fünf verschiedene Trockendichten – hier ausgedrückt als Verdichtungsgrad bei 81, 85, 89, 93 und 97 % der Proctordichte (D_{Pr} = 1,92 Mg/m^3) – bei Auflaststufen von 20, 40 und 60 kN/m² bestimmt. Die versuchstechnisch ermittelten Scherparameter (charakteristische Werte) sind nach EAU (1990) (Globalsicherheitskonzept) oder EAU (1996) bzw. DIN 1054 (2003) (Teilsicherheitskonzept) abzumindern.

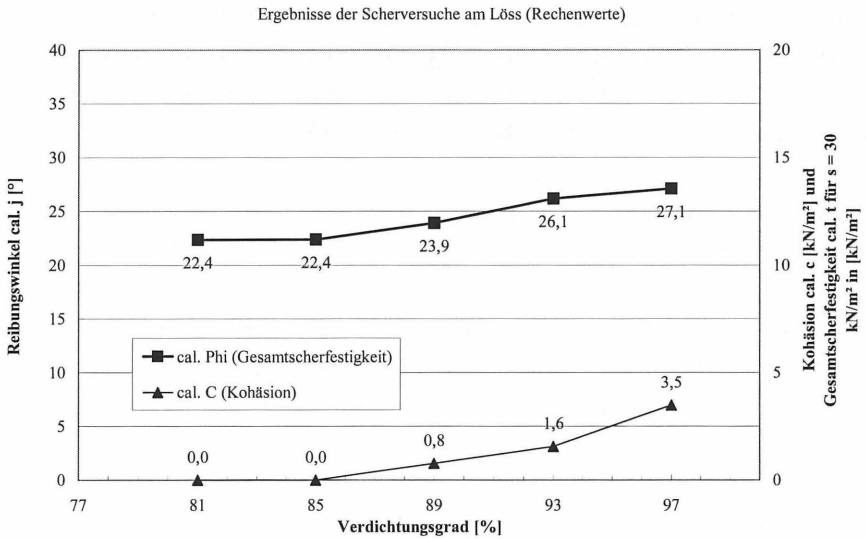


Abb. 3: Ergebnisse der Scherversuche am Unterboden der Wasserhaushaltsschicht (Rechenwerte)

Im vorliegenden Fall wurden die versuchtechnisch ermittelten Scherparameter gemäß dem Globalsicherheitskonzept der EAU (1990) abgemindert. Die sich so ergebenden Rechenwerte des Reibungswinkels (cal. φ) und der Kohäsion (cal. c) sind in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad grafisch in Abb. 3 dargestellt.
Erwartungsgemäß sind mit zunehmendem Verdichtungsgrad sowohl größere Reibungswinkel als auch eine ansteigende Kohäsion nachweisbar. Zwischen 81 und 85 % Verdichtungsgrad besteht für den Boden der Rekultivierungsschicht hinsichtlich der Scherparameter baupraktisch kein Unterschied. Ab etwa 95 % der Proctordichte entsprechen die Rechenwerte der Scherparameter den Erfahrungswerten sowie Literaturwerten (TÜRKE 1990) und der DIN 1055.

7. Wasserdurchlässigkeit

An aus dem Baufeld entnommenen Sonderproben der Rekultivierungsschicht (D_{pr} = 81 %) sowie an vier mit o.g. Verdichtungsgraden von 85 bis 97 % der Proctordichte hergestellten Probekörpern wurden die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte k_{10} nach DIN 18130 bei einem hydraulischen Gradienten von i = 30 bestimmt.
Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert wurde zwischen $k_{10} = 4{,}7 \cdot 10^{-9}$ m/s und $k_{10} = 1{,}3 \cdot 10^{-10}$ m/s festgestellt. Der Zusammenhang zwischen Verdichtungsgrad und Wasserdurchlässigkeit ist in Abb. 6 grafisch verdeutlicht. Mit steigender Verdichtung des Löss nimmt die Wasserdurchlässigkeit erwartungsgemäß deutlich ab.

8. Luftkapazität und nutzbare Feldkapazität

Die Parameter des Bodenwasserrückhaltevermögens wurden für die o.g. fünf verschiedenen Verdichtungsgrade nach DIN ISO 11274 unter Einsatz eines Sandsaugtisches (für pF $\leq$ 1,8) und einer Druckmembranzelle (für pF > 1,8) ermittelt. Dafür wurden die im Rahmen der baubegleitenden Kontrollen aus dem Baufeld ungestört entnommenen Einzelproben mit der im Feld vorliegenden Lagerungsdichte (ca. 81 % D_{pr}) untersucht. Außerdem wurden für Verdichtungsgrade zwischen 85 und 97 % jeweils 5 Einzelproben mit den entsprechenden Trockendichten eingebaut.
Im Labor wurden Wasserspannungskurven für die verschiedenen Trockendichten auf der Basis von jeweils 5 Einzelproben ermittelt und die Mittelwerte für den Wassergehalt in Vol.% bei Sättigung, bei der Feldkapazität pF = 1,8 und beim permanenten Welkepunkt pF = 4,2 berechen. Aus den ermittelten Kurven ergeben sich rechnerisch die nutzbare Feldkapazität

und die Luftkapazität. Diese Werte sind – in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad - in Abb. 6 grafisch dargestellt. Daraus ist zu erkennen, dass die nutzbare Feldkapazität (nFK) erwartungsgemäß von der Verdichtung relativ wenig beeinflusst wird. Bei Verdichtungsgraden von mehr als etwa 90 % wird die gemäß QSP geforderte nutzbare Feldkapazität von nFK ≥ 17,5 % leicht unterschritten. Wesentlich deutlicher ist der Einfluss des Verdichtungsgrades auf die Luftkapazität (LK). Diese nimmt mit zunehmender Verdichtung drastisch ab (vgl. Abb. 6), was mit der damit verbundenen Zerstörung der Grobporen des Bodens zusammenhängen dürfte.

9. Einfluss von Setzungs-/Sackungsbedingten Gefügeänderungen im Unterboden auf die bodenmechanischen und bodenkundlichen Kennwerte

Bereits etwa 7 bis 8 Wochen nach dem Probefeldbau (Sept. 2002) waren visuell Setzungen / Sackungen des Testfeldes von bis zu 10 cm zu beobachten. Da bei Setzungen / Sackungen von etwa 10 % theoretisch auch eine Erhöhung der Dichte um ebenfalls etwa 10 % eintritt, wurden die Dichte und die Parameter des Bodenwasserrückhaltevermögens stichprobenartig im Frühjahr 2003 nochmals im gleichen Probefeld versuchstechnisch bestimmt und mit den damit erzielten Ergebnissen die Funktionsfähigkeit der Wasserhaushaltsschicht überprüft.

Im April 2003 wurden daher aus dem Probefeld - wie im September 2002 - aus vier verschiedenen Tiefen jeweils drei ungestörte Proben zur Dichtebestimmung sowie Proben für die labortechnische Bestimmung der Parameter des Bodenwasserrückhaltevermögens entnommen.

Die mit den jeweiligen Wassergehalten ermittelten Trockendichten – hier wiederum dargestellt als Verdichtungsgrad - sind in Abbildung 4 und 5 den im Herbst 2002 bestimmten Dichten gegenübergestellt, und zwar jeweils als Mittelwert sowie mit der Bandbreite in den verschiedenen Tiefenniveaus. Aus dem Diagramm sind zwei wesentliche Erkenntnisse abzuleiten. Zum einen sind weiterhin deutliche Streuungen der Dichte innerhalb und zwischen den verschiedenen Tiefen vorhanden. Die zweite wesentliche Erkenntnis ist die, dass – wie bereits vermutet – durch Sackungen eine deutliche Zunahme der Dichte des im September 2002 bodenschonend und locker eingebauten Bodens um mehr als 10 % im Mittel eingetreten ist. Wann diese Entwicklung abgeschlossen ist, sollte u.E. durch weitere Nachkontrollen im Probefeld auf dem Plateau geprüft werden.

Der mittlere Verdichtungsgrad des Unterbodens hat sich von September 2002 bis April 2003 von etwa 80 % auf etwa 90 % erhöht. Dies hat Einfluss auf die Parameter des Bodenwasser-

rückhaltevermögens. Der Einfluss der – wahrscheinlich infolge von Strömungskräften – aufgetretenen Zunahme des Verdichtungsgrades des Unterbodens auf die bodenphysikalischen und bodenkundlichen Kennwerte lässt sich aus dem Diagramm der Abb. 6 ablesen.

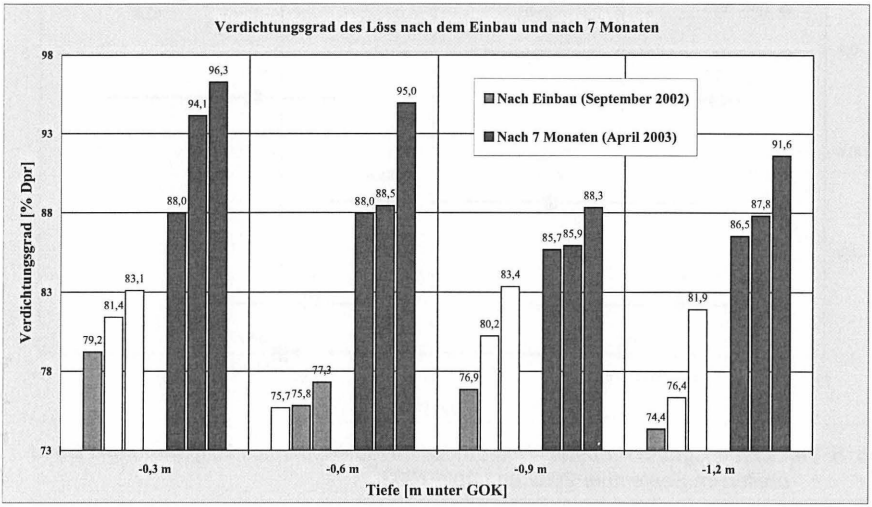


Abb. 4: Verdichtungsgrad des Lösses nach dem Einbau und nach 7 Monaten

Demnach dürfte sich die Wasserdurchlässigkeit um etwa den Faktor 4 bis 5 gegenüber dem Einbauzustand verringert haben. Weiterhin ist zu erwarten, dass die Anforderung an die nutzbare Feldkapazität von ≥ 17,5 Vol.-% bei einem Verdichtungsgrad von 90 % D_{Pr} gerade noch erfüllt wird, die vorhandene Luftkapazität allerdings rd. 30 % unter dem Mindestwert von 10 Vol.-% liegt. Bei einer weiteren Zunahme der Dichte um nur etwa 1,5 % dürfte die Luftkapazität im Feld bereits nur noch bei 5 Vol.-% liegen.

Der mittlere, im April 2003 im Probefeld festgestellte Wassergehalt beträgt ca. 19 MA.-% mit tendenziell höheren Wassergehalten im tieferen Bereich. Dies entspricht relativ genau der mittleren - bei pF = 1,8 für den Löss versuchstechnisch bestimmten - Feldkapazität von etwa 32 Vol.-%. Da dies (per Definition der Feldkapazität) der Wassermenge entspricht, die der Boden gegen die Schwerkraft zurückhalten kann, folgt daraus, dass der eingebaute Boden über die Winterperiode sein Wasserrückhaltevermögen nahezu vollständig ausgeschöpft hat. Der Wassergehalt bei Sättigung ist nur unwesentlich höher und liegt bei etwa 35 Vol.-%. Dementsprechend fühlte sich der Boden nass an und hatte eine weiche Konsistenz.

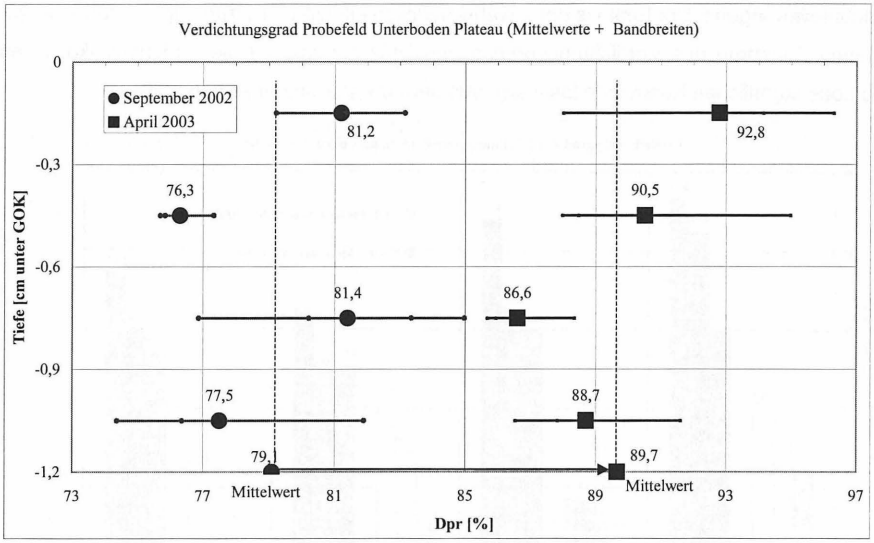


Abb. 5: Verdichtungsgrade Probefeld Unterboden im Plateaubereich Mittelwerte und Bandbreiten im September 2002 und April 2003

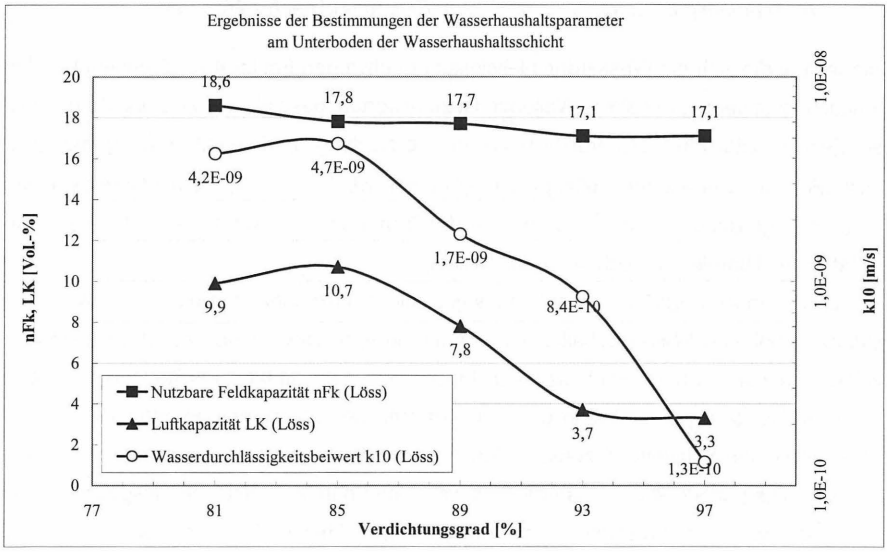


Abb. 6: Ergebnisse der Bestimmung der Wasserhaushaltsparameter am Löss

10. Standsicherheit bei geplantem Schichtenaufbau

Die Wasserdurchlässigkeit des Bodens nimmt mit zunehmender Trockendichte ab. Mit den im Frühjahr 2003 im Probefeld durchgeführten Untersuchungen wurde erneut bestätigt, dass die Dichte des Löss – bedingt durch natürliche Inhomogenitäten des Bodens einerseits und nicht vermeidbare Ungleichmäßigkeiten beim Einbau – räumlich ungleichmäßig verteilt ist. Also muss damit gerechnet werden, dass auch die Wasserdurchlässigkeit des Unterbodens streut. Dadurch ist in der Folge nicht auszuschließen, dass sich lokal Niederschlagswasser in der Wasserhaushaltsschicht aufstauen kann. In diesem Fall entsteht ein hangabwärts gerichteter Strömungsdruck durch drückendes Wasser, der in den Standsicherheitsberechnungen angesetzt werden muss.

Für die im vorliegenden Fall größte Böschungsneigung von 1 : 3 wurden Standsicherheitsuntersuchungen unter der Annahme eines quasi homogenen Schichtenaufbaus durchgeführt. Die Berechnungen wurden einzeln für die o.g. verschiedenen Verdichtungsgrade von 81 % bis 97 % (mit den jeweils abgeminderten Rechenwerten der Scherparameter, die in Abb. 7 aufgeführt sind) und unter Ansatz verschiedener Einstauhöhen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Abb. 7 grafisch dargestellt.

Bei – wie erläutert nicht auszuschließenden - durchgängig gesättigten Bodenverhältnissen über die gesamte Mächtigkeit der Wasserhaushaltsschicht lässt sich erst bei einem Verdichtungsgrad von 97 % eine Standsicherheit von $\eta > 1$ (1,07) nachweisen. Beim Einbau des Bodens mit geringeren Verdichtungsgraden als $D_{pr} = 97$ % lassen sich nur Standsicherheiten unter $\eta \leq 1$ rechnerisch nachweisen. Beim "lockeren" Einbau ($D_{pr} \leq 85$ %) wie im Plateau ist erst bei Böschungsneigungen von flacher als 1 : 5 eine rechnerische Sicherheit von $\eta > 1$ nachweisbar. Die gemäß DIN 4084 erforderliche Standsicherheit von $\eta = 1{,}3$ im Endzustand wird dagegen erst bei noch geringeren Böschungsneigungen ab etwa 1 : 6,5 erreicht.

10.1 Konstruktive Lösung zur Verbesserung der Standsicherheit

10.1.1 Lösungsfindung durch die am Baugeschehen Beteiligten

Aufgrund der vorgenannten Probleme, die Standsicherheit nach den geltenden Normen und Vorschriften mit den geforderten Sicherheiten für die Lastfälle 1-3 nach DIN 4084 auch unter der Annahme durchgängig gesättigter Bodenverhältnisse, d.h. beim Ansatz von Strömungskräften infolge eines möglichen Sickerwassereinstaus in der Rekultivierungsschicht rechnerisch nachzuweisen, wurde deutlich, welche Auswirkungen dies über die Pla-

nungshaftung und den Bauvertrag sowie die VOB auf die Gewährleistung für das Gewerk Oberflächenabdichtung hat. Obwohl die Annahme durchgängig gesättigter Bodenverhältnisse in der Rekultivierungsschicht eine Worst-Case-Betrachtung darstellt, fand sich keine der am Baugeschehen beteiligten Parteien bereit, die Verantwortung für durchaus auch vertretbare positivere Annahmen zu übernehmen. Aus den vorgenannten Zwangspunkten heraus wurde deshalb zunächst durch die unmittelbar am Baugeschehen Beteiligten einvernehmlich versucht, aufgrund des vergleichsweise geringen Flächenanteils der Böschungen an der Gesamtfläche der Deponie das Konzept des locker geschütteten Einbaus der Wasserhaushaltschicht im Böschungsbereich zu verlassen. Statt dessen sollte der Boden konventionell mit der Raupe vor Kopf in ca. 40 cm Lagen eingeschoben werden, was nach baupraktischen Erfahrungen Verdichtungsgrade von ca. 92 bis 95 % der einfachen Proctordichte ergeben hätte. Dies hätte die Standsicherheit bereits deutlich erhöht (s. Abb. 7).

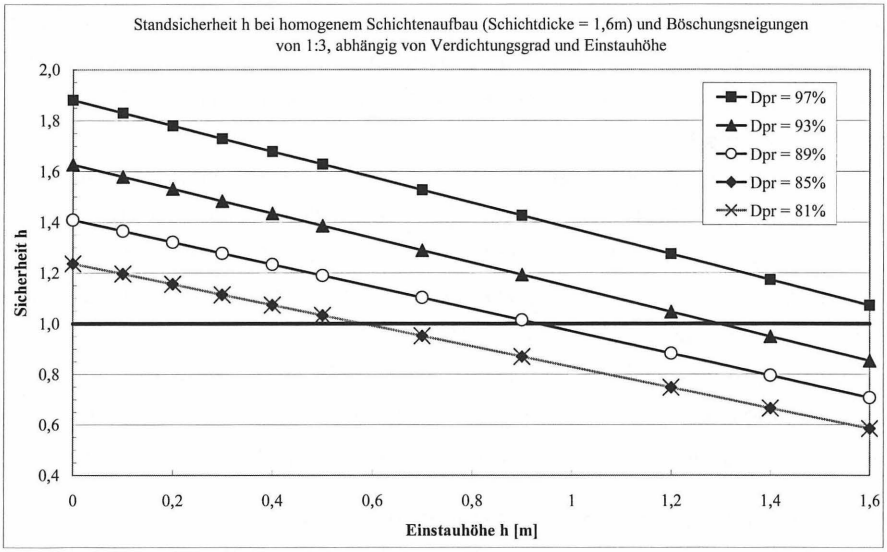


Abb. 7: Standsicherheit η bei homogenen Schichtenaufbau (Schichtdicke = 1,6 m) und Böschungsneigungen von 1:3 abhängig von Verdichtungsgrad und Einstauhöhe

Gegen diesen Vorschlag wandte sich jedoch die Fachbehörde, mit dem Argument, dass andere vergleichbare Baumaßnahmen in Rheinland-Pfalz gezeigt hätten, dass der locker geschüttete Einbau der Wasserhaushaltschicht auch im Böschungsbereich möglich sei, und dass noch nicht alle anderen Möglichkeiten ausgeschöpft seien. Dies wurde vom AN (Baufir-

ma) nicht bestritten, er wollte jedoch aus bauvertraglichen Gründen nicht die Gewährleistung für ein Gewerk übernehmen, für das nach den gültigen Normen und Vorschriften keine ausreichende Standsicherheit nachgewiesen werden kann. Hauptargument auf Seiten des AN war, dass aufgrund der großen Böschungslängen (bis 40 m) eine Sanierung, auch von kleineren Rutschungen kaum möglich ist, da man mit keinen Baugeräten in der Böschung arbeiten kann ohne mehr zu zerstören als zu sanieren. Das Problem des Standsicherheitsnachweises für locker geschüttete Rekultivierungsschichten ist kein Einzelfall und wurde nach Kenntnis der Autoren z.B. an anderer Stelle dadurch gelöst, dass der AG (Bauherr) die Verantwortung und damit auch die möglichen Kosten für dort, aufgrund kürzerer Böschungslängen möglichen Sanierungsarbeiten innerhalb der Gewährleistungsfrist übernahm (s. Kap. 3: ARLT & WOHLSFELD 2002). Dies war im vorliegenden Fall jedoch nicht möglich. In diesem Zusammenhang sei einmal auf Vorgehensweisen in anderen Bereichen, als den dem Abfallrecht unterliegenden Deponien, z.B. den Straßenbau hingewiesen. Dort werden z.B. Straßenböschungen oder Lärmschutzwälle im Regelprofil 1 : 1,5 erstellt. Dabei wird wissentlich in Kauf genommen, dass in einem Teil dieser Böschungen aus prinzipiell genau den gleichen Gründen Rutschungen auftreten, die anschließend saniert werden müssen. Dies ist in diesem speziellen Fall offenbar günstiger als alle möglichen Maßnahmen zur vorsorglichen Böschungssicherung. Aus den zuvor genannten Gründen, i.W. um eine Möglichkeit für Nacharbeiten an der Böschung bei möglichen Rutschungen oder Erosionsrinnen des Oberbodens zu ermöglichen, kam vom AN der Vorschlag eine Berme in die Böschung zu legen, welche die 40 m lange Böschung in zwei Bereiche aufteilt. So kann z.B. mit einem Langstielbagger jeder Bereich der Böschung von der Berme aus bzw. vom Böschungsfuß erreicht werden. Zusätzlich wirkt sich die Berme bei entsprechender Materialwahl stabilisierend auf die Gesamtstandsicherheit der Böschung aus. Das Konzept wurde als Kompromisslösung von allen Beteiligten akzeptiert, hinsichtlich der Standsicherheit so modifiziert, dass durch entsprechende Materialwahl für die Berme und den Böschungsfuß sowie der Abflachung der Oberflächenneigung auf 1 : 4,4 eine ausreichende Sicherheit erreicht wird (s. Kap. 10.1.2, Abb. 8). Auch hinsichtlich der Mehrkosten konnte eine einvernehmliche Lösung zwischen AG und AN gefunden werden, die vorsieht, dass der Bauherr die sog. sowieso-Kosten für eine auch für ihn vorteilhafte Berme (Zuwegung zur Gassammeleinrichtung) in diesem Bereich übernimmt und der AN aus auch für ihn vorteilhaften Gründen (Baufortschritt, Vermeidung des Streitfalls und dessen unsicheren Ausgang) die Mehrkosten für den standsicheren Aufbau übernimmt (i.W. Mehrmassen durch Abflachung der Oberfläche und für die hochscherfesten Materialien der Berme).

10.1.2 Konstruktive Maßnahmen durch Einziehen einer böschungsparallelen Berme und Abflachen der Oberflächen der Rekultivierungsschicht

Da eine Verdichtung des Bodens der Wasserhaushaltschicht zur Erhöhung der Standsicherheit aufgrund der ihr zugedachten Funktion ausschied (Pflanzenstandort, d.h. gute Durchwurzelbarkeit, Infiltrations- und Wasserspeichervermögen, d.h. vor allem negative Auswirkungen der Verdichtung auf die Luftkapazität), wurde unter Einbeziehung des Konzepts einer Berme in der Böschung i.W. durch ISK folgende Lösung vorgeschlagen und berechnet. Die große Auswirkung der Dichte bzw. Verdichtung des Bodens sowohl auf die Scherparameter als auch auf die Luftkapazität und weniger stark auf die nutzbare Feldkapazität erforderte hinsichtlich der Einbaudichte einen optimalen Kompromiss im Böschungsbereich. Dieser liegt bei einer Proctordichte von ca. 89 % (s.a. Abb. 6). Hier hat der Boden noch eine von der Fachbehörde gerade noch tolerierte Luftkapazität von LK $\geq$ 7 Vol.% (versuchstechnisch ermittelt: 7,8 Vol.%) und bereits eine leichte Erhöhung der Gesamtscherfestigkeit gegenüber dem im Plateaubereich praktizierten locker eingestreuten Einbau des Bodens (s. Abb. 3). Ein weiterer Beitrag zur Erhöhung der Gesamtstandsicherheit ist der Aufbau der Berme und des Böschungsfußes jeweils aus hochscherfestem, grobem Felsbruchmaterial. Beide Stützkörper wirken zusätzlich dränierend auf die Rekultivierungsschicht (s. Abb. 8). Da eine Abflachung der vorgegebenen Böschungsgeometrie nicht möglich war und lediglich die Sicherheiten für die Rekultivierungsschicht erhöht werden sollten, wurde die Oberfläche der Rekultivierungsschicht auf eine Neigung von N = 1 : 4.4 abgeflacht. Dies wurde durch die Aufteilung der Böschung durch die Berme und den Stützkörper am Böschungsfuß vergleichsweise problemlos ermöglicht und führt zu einer hangabwärts zunehmenden Mächtigkeit der Wasserhaushaltsschicht von der Mindestmächtigkeit von 1,5 m auf ca. 2,8 m am Böschungsfuß.

Die Standsicherheitsberechnung für die Rekultivierungsschicht erfolgte nicht wie für den tiefer gelegenen Schichtenaufbau (lamellenfreie Methode bei böschungsparalleler Gleitfuge für eine unendlich ausgedehnte Böschung), sondern nach dem Lamellenverfahren für gebrochene Gleitlinien nach Janbu und mit Kreisgleitflächen nach Bishop. Die kleinste Sicherheit im Rahmen des Gesamtsystem ergibt sich erwartungsgemäß für den Lastfall 3 (außerplanmäßige Lasten nach DIN 1045) unter der Worst-Case-Annahme durchgängig gesättigter Bodenverhältnisse in der Wasserhaushaltsschicht mit einem Sicherheitsbeiwert η = 1,14. Wie groß die Einflüsse des Strömungsdruckes auf den Sicherheitsbeiwert ist wird deutlich, wenn man dies mit dem Sicherheitsbeiwert ohne durchgängig gesättigter Bodenverhältnisse vergleicht. Hierbei liegt der geringste Sicherheitsbeiwert bei η = 2,16. Nach DIN 4084 (1981) sind für den

Lastfall 3, für das lamellenfreie Verfahren ein Sicherheitsbeiwert $\eta \geq 1{,}1$ erforderlich, für das Lamellenverfahren $\eta \geq 1{,}2$. Der aus den verschiedenen Zwangspunkten heraus für den Worst-Case-Fall und für das gewählte Berechnungsverfahren (Lamellenverfahren) nicht ganz erreichte Sicherheitsbeiwert der DIN 4084 $\eta \geq 1{,}2$ wurde von allen am Baugeschehen Beteiligten akzeptiert.

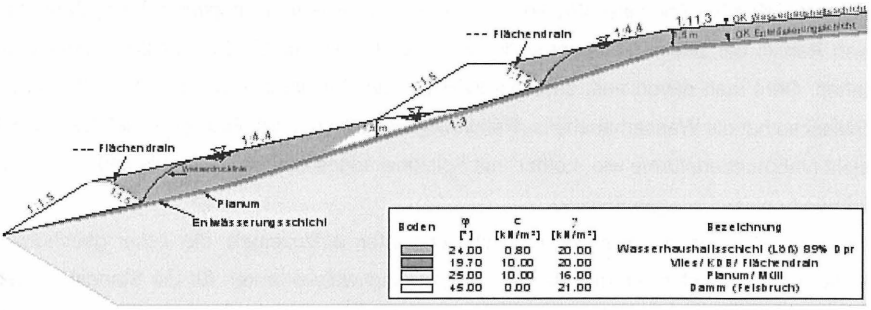


Abb. 8 Schnitt durch den Böschungsbereich mit der Böschungsneigung N = 1 : 3, aufgesetzter Berme, Stützkörper am Böschungsfuß und auf N = 1 : 4,4 abgeflachte Böschungsoberfläche

10.2 Wechsel des Einbauverfahrens im Böschungsbereich

Aufgrund der positiven Erfahrungen in mehreren Probefeldern wurde der Unterboden im Böschungsbereich mit einer Moorraupe Komatsu D 41, Gewicht 11,2 t, 70 cm breite Ketten, Bodenpressung ca. 26 kN/m^2 in einer Lage (1,2 m – max. 2,5 m am Böschungsfuß) vor Kopf eingeschoben. Die Untersuchungsergebnisse aus den Probefeldern und aus dem Baufeld zeigen, dass bei dieser Einbauweise die Verdichtungsgrade über die Tiefe sehr schnell von $\approx$ 85 - 95 % D_{Pr} ($\varnothing \approx$ 90 – 92 % D_{Pr}) in der obersten Schicht (0 – 12 cm) auf $\approx$ 75 – 85 % D_{Pr} in ca. 60 cm Tiefe und auf $\approx$ 70 – 80 % D_{Pr} ab einer Tiefe von ca. 1,4 m absinken. Ab einer Tiefe von ca. 60 cm sind im Rahmen der üblichen Streubreiten keine signifikanten Dichteunterschiede zwischen den Einbauverfahren (Einstreuen mit dem Bagger bzw. Einschieben mit der Moorraupe) mehr feststellbar. Aufgrund der nach unten abnehmenden Dichte und damit der Zunahme der Wasserdurchlässigkeit des Bodens konnte so die Forderung des QS-Plans einer nach unten zunehmenden Wasserdurchlässigkeit zur Vermeidung von Stauhorizonten grundsätzlich erfüllt werden.

11. Ausblick

Konventionelle Abdichtungssysteme haben eine sehr lange, jedoch endliche Lebensdauer. Sie sind deshalb grundsätzlich nach Fertigstellung am effektivsten, während Wasserhaushaltsschichten erst nach mehreren Jahrzehnten, beim Rekultivierungsziel „Deponiewald" nach 80 bis 100 Jahren (BÖNECKE 2001), ihre optimale Interzeptionsverdunstung erreichen. Das Konzept der Kombination einer Wasserhaushaltschicht mit einer Kunststoffdichtungsbahn hat seinen Reiz in der zeitlichen Gegenläufigkeit der optimalen Ausbildung der Dichtungseigenschaften. Geht man davon aus, dass die KDB in ihrer Wirksamkeit nach 100 – 400 Jahren nachlässt so hat die Wasserhaushalts-/Rekultivierungsschicht dann ihre optimale Wirksamkeit erreicht (Jahrhundertstürme wie „Lothar" mit Spitzenwindgeschwindigkeiten bis 240 km/h oder Waldbrände einmal ausgenommen).

In diesem Beitrag wurde versucht, die Schwierigkeiten aufzuzeigen, die locker geschüttete Rekultivierungsschichten mit den derzeit gültigen Nachweisverfahren für die Standsicherheit haben und welche Folgen sich daraus für bauvertragliche Gewährleistungsfragen ergeben können. Trotz der oben aufgezeigten Lösungswege und hinzugewonnenen Erfahrungen bleiben diese Schwierigkeiten bei der Planung und Ausschreibung von Wasserhaushaltsschichten in steileren Böschungsbereichen grundsätzlich bestehen. Sie können einen nach den üblichen erdstatischen Nachweisverfahren auf der „sicheren Seite" liegenden Entwurf unangemessen verteuern oder gar vereiteln.

Ob die derzeitigen Nachweisverfahren und Berechnungsmethoden die Standsicherheit von unverdichteten Rekultivierungsschichten ausreichend genau abbilden, oder möglicherweise zu weit auf der „sicheren Seite" liegen, können nur weitere Forschungsvorhaben und mehr Praxiserfahrungen beim Bau weiterer Wasserhaushaltschichten bringen. Voraussetzung hierfür ist jedoch die offene Publizierung von Ergebnissen und Erfahrungen (auch von negativen) um den Kenntnisstand der fachlich Beteiligten zu erhöhen.

12. Zitierte und weiterführende Literatur

AG Boden (1994): Bodenkundliche Kartieranleitung, 4. Aufl., E. Schweizerbart´sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart.

Arlt, K., Wohlsfeld, N. (2002): Zielsetzung und Feldversuchaufbau für vergleichende Wasserhaushaltsbetrachtungen in alternativen Oberflächenabdichtungen für Halden der Stahlindustrie. In: Egloffstein/Burkhardt/Czurda (Hrsg.) Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten 2001. Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis Bd. 125, Erich Schmidt Verlag, Berlin.

Bieberstein, A., Brauns, J., Reith, H. (2003): Standsicherheit und Setzungs-verhalten unverdichtet geschütteter Rekultivierungsschichten von Oberflächenabdichtungssystemen. Bautechnik, 2003, Band 80, Heft 6, Seite 372-379

Blümel, W., Brummermann, K. (1996): Standsicherheit von Dichtungssystemen – Theoretische und experimentelle Untersuchungen. 12. Fachtagung die „Sichere Deponie", Süddeutsches Kunststoffzentrum, Würzburg.

Bönecke, G. (2001): Verzicht auf Oberflächenabdichtung durch forstwirtschaftliche Rekultivierung von Deponien – Deponiewald statt Oberflächenabdichtungen? In: Egloffstein/ Burkhardt/Czurda (Hrsg.) Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten 2001. Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis Bd. 122, Erich Schmidt, Berlin.

DGGT (1997): GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten. 3. Aufl., Ernst & Sohn, Berlin.

DIN 1054 (2003-01): Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Beuth Verlag, Berlin.

DIN 1055-2 (1976-02): Lastannahmen für Bauten; Bodenkenngrößen, Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, Wandreibungswinkel. Beuth Verlag, Berlin.

DIN 4022-1 (1987-09): Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben. Beuth Verlag Berlin.

DIN 4220 (1998-07): Bodenkundliche Standortbeurteilung – Kennzeichnung, Klassifizierung und Ableitung von Bodenkennwerten (normative und nominale Skalierung), Beuth Verlag Berlin.

DIN 4084 (1981.07): Baugrund; Gelände- und Böschungsbruchberechnungen. Beuth Verlag, Berlin.

DIN 4084 (2002-11): Baugrund - Geländebruchberechnungen (Norm-Entwurf). Beuth Verlag, Berlin.

DIN 18130-1 (1998-05): Baugrund - Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts - Teil 1: Laborversuche. Beuth Verlag, Berlin.

DIN 18137-1 (1990-08): Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Scherfestigkeit; Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen. Beuth Verlag, Berlin.

DIN 18137-3 (2002-09): Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 3: Direkter Scherversuch. Beuth Verlag, Berlin.

EAU (1990/1996) Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstrassen. 8./9. Auflage, Ernst und Sohn, Berlin.

Egloffstein, Th., Burkhard, G. (2001): Die Wasserhaushaltsschicht als „Ewigkeitskomponente" für alle „mineralischen" Oberflächenabdichtungen (Erdstoffdichtung, Bentonitmatte, Kapillarsperre)? In: Egloffstein/Burkhardt/Czurda (Hrsg.) Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten 2001. Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis Bd. 122, Erich Schmidt Verlag, Berlin.

Egloffstein, Th., Mainka, A., Burkhardt, G. (1994): Standsicherheits- und Setzungsbetrachtungen bei Oberflächenabdichtungen von Deponien. In: Egloffstein, Th., Burkhardt, G. (Hrsg.) Oberflächenabdichtungssysteme für Deponien und Altlasten. Schr.Angew.Geol. Karlsruhe, Bd. 34.

Fein, W., Manz, E. (2001) Bau einer Wasserhaushaltschicht – die Praxis zur Theorie am Beispiel der Deponie Eisenberg (Donnersberg). In: Maier-Harth, U. (Hrsg.): Oberflächenabdichtung und Rekultivierung von Deponien. 4. Deponieseminar des Geologischen Landesamtes Rheinland-Pfalz am 28.03.2001. Eigenverlag GLA Rheinland-Pfalz, Mainz.

GDA E2 –31 (2000): Rekultivierungsschichten (Entwurf). DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Ak. 6.1 Geotechnik der Deponiebauwerke, UG 7 „Oberflächenabdichtungssysteme". Bautechnik 77 (2000), Heft 9, Ernst & Sohn.

Krath, U. (2001): Oberflächenabdichtung der Deponie Fernthal (Kreis) Neuwied Wasserhaushaltsoptimierung und KDB-Abdichtung im Systemverbund. In: Maier-Harth, U. (Hrsg.): Oberflächenabdichtung und Rekultivierung von Deponien. 4. Deponieseminar des Geologischen Landesamtes Rheinland-Pfalz am 28.03.2001. Eigenverlag GLA Rheinland-Pfalz, Mainz.

Schirmer Umwelttechnik GmbH (2002): Ausführungsplanung zur Oberflächenabdichtung der KMD Sprendlingen (unveröffentlicht), Mainz.

Schmidt, H.-H. (2001): Grundlagen der Geotechnik. 2. Aufl. B.G. Teubner, Stuttgart.

Smoltczyk, U. (Hrsg.) (1990): Grundbautaschenbuch, Vierte Aufl. Teil 1, Ernst & Sohn, Berlin.

Türke, H. (1990): Statik im Erdbau. Ernst & Sohn, Berlin.

VOB DIN 1961 (2002-12): VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil B: Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen. Beuth Verlag, Berlin.

Winkler, U. (2003): Frdl. mündl. Mitt. Bauleiter, Fa. HAGN Umwelt, Olching.

Anschrift der Autoren:

Dr. Dipl.-Geol. Thomas Egloffstein, ICP Ing.-Ges. Prof. Czurda und Partner mbH, Eisenbahnstraße 36, 76229 Karlsruhe, Tel. 0721/94477-0, Fax: 0721/94477-70; egloffstein@icp-ing.de

Dipl.- Ing. D. Sturm, ISK-Ingenieurgesellsch. für Bau- und Geotechnik, An der Wiesehecke 10, 63456 Hanau, Tel. 06181/96407-0, Fax: 06181/96407-77; isk@isk-ingenieurgesellschaft.de

Dipl.-Ing. Heinrich Bräckelmann, Schirmer Umwelttechnik GmbH, Dekan-Laist-Str. 30, Tel. 06131/95808-0, Fax 06131/95808–11, sutmz@schirmerut.de

Die schwarz-grüne Barriere – Konzepte für eine nachhaltige und kostengünstige Schließung von Altdeponien

Dr.-Ing. Ernst Reuter, Dr.-Ing. Norbert Markwardt, Dipl.-Ing. Cornelia Pacalaj, Dipl.-Ing. Michael Sutoris

1. Einleitung

1.1 Eigenschaften und Zweck der Kombinationsbasisabdichtung

Mit dem in Kraft treten der Technischen Anleitung Sonderabfall (TASo) 1991 bzw. der Technischen Anleitung Siedlungsabfall (TASi) 1993 wurde die Kombinationsabdichtung, bestehend aus einer BAM-zugelassenen Kunststoffdichtungsbahn (KDB) auf einer in mehreren Lagen erdbautechnisch hergestellten Tondichtung das Regelsystem im Deponiebau in Deutschland. Vorausgegangen waren u.a. jahrelange Forschungsarbeiten der Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung (BAM), Berlin, die in der aus dem Pressverbund einer mindestens 2,5 mm dicken Dichtungsbahn aus definiertem Polyethylen hoher Dichte (PEHD) mit quellfähigem Ton herrührenden Kombinationswirkung folgende Dichtungseffekte nachwies (vgl. [1]):

- Die PEHD-Dichtungsbahn wirkt als Konvektionssperre für Sickerwasser. Auf lange Sicht werden Durchsickerungen vollständig verhindert.
- Die PEHD-Dichtungsbahn ist bei 2,5 mm Dicke relativ, aber nicht absolut, diffusionsdicht. Bestimmte organische Sickerwasserinhaltsstoffe können die Dichtungsbahn durchdringen. Die entsprechenden Permeationsraten sind jedoch so gering, dass diese nur mit großem apparativem Aufwand im Labor gemessen werden können.
- Quellfähige Tonminerale in der Tondichtung unterhalb der KDB verfügen über eine Adsorptionswirkung und können eine begrenzte Menge der permeierenden, organischen Moleküle „wie ein Schwamm" festhalten und binden.
- Darüber hinaus kann der Pressverbund zwischen KDB und Tondichtung dazu führen, dass Leckagewassermengen infolge von Fehlstellen in der KDB minimiert werden.

Diese Forschungsarbeiten der BAM fanden in einer Zeit statt, in der die Deponietechnik in Deutschland von der Suche nach Deponiestandorten und deren umweltgerechten Ausbau bestimmt wurde. Die Diskussionen über die Dauerhaftigkeit von Dichtungselementen zielte im Wesentlichen auf Fragen der chemischen Beständigkeit gegenüber Deponiesickerwässern und orientierten sich an Randbedingungen, wie sie für Deponiebasisabdichtungssysteme gelten (hohe Auflasten, kein Witterungseinfluss, Gefahr von Sickerwasseraufstau durch zahlreiche Entwässerungstiefpunkte und Durchdringungsbauwerke, Chemikalienangriff auf die eingesetzten Werkstoffe, keine Reparaturmöglichkeiten).

Die BAM-zugelassene KDB wird in der Kombinationsbasisabdichtung als künstliches Dichtungselement mit begrenzter Funktionsdauer verstanden, während die Tondichtung als dauerhafte Langzeitbarriere angesehen wird. Kritik einzelner Fachleute, dass die Tondichtung aufgrund der Temperatureinwirkung an der Basis unterhalb der KDB austrocknen könnte, wurde in [2] aufgrund des in der Regel hohen Überlagerungsdruckes zurückgewiesen.

Da die Anforderungen an die Dichtungswirkung einer Basisabdichtung zu dem Zeitpunkt und in dem Maße reduziert werden können, ab dem kein bzw. weniger Sickerwasser anfällt, verringert sich die Bedeutung/der Einfluss der Basisabdichtung für den Grundwasserschutz mit der Deponiestilllegung und dem Aufbringen einer temporären bzw. der endgültigen Oberflächenabdichtung.

1.2 Diskussion zur Anwendung des Kombinationsabdichtungssystems an der Oberfläche von Altdeponien

Für Deponiebasisabdichtungen darf auch 10 Jahre nach der TASi die oben erwähnte Kombinationsbasisabdichtung als hervorragend geeignet und technisch-wirtschaftlich empfehlenswert bezeichnet werden. Aus den vorgenannten Gründen unterliegen die Anforderungen an die Nachhaltigkeit der Kombinationsabdichtung an der Deponiebasis jedoch einer anderen Sicht bzw. Strategie als an der Deponieoberfläche erforderlich ist. Ihre Übertragung als Regelabdichtungssystem an die Deponieoberfläche wird deshalb aus grundsätzlichen Überlegungen und vor dem Hintergrund der gänzlich unterschiedlichen Randbedingungen immer stärker in Frage gestellt.

Die Diskussion über die umweltgerechte, nachhaltige Schließung von Altdeponien ist so komplex und vielschichtig wie die Anzahl der Einzelfälle. Sie kann deshalb im Rahmen dieses Beitrags nicht geführt werden. Trotzdem sei an dieser Stelle auf den Beitrag der BWK-Arbeitsgruppe „Restabfallbehandlung" verwiesen [3], in dem für bestimmte Altdeponien der „Ersatz der bisher in der TASi geforderten Oberflächenkombinationsabdichtung durch geeignete Oberflächenabdeckungssysteme mit ausreichender Restdurchlässigkeit für Wasser" gefordert wird. Durch eine begrenzte Zuführung von Niederschlagswasser wird in diesem Konzept die Optimierung der Gasbildung und dadurch die langfristige Reduzierung des mobilisierbaren Stoffpotentials angestrebt (keine Mumifizierung des Abfallkörpers). Eine spätere „Aufrüstung" dieser begrenzt durchlässigen Oberflächenabdeckung zu einem TASi-konformen Oberflächenabdichtungssystem ist in diesem Konzept, das nicht nur auf Basis gedichtete Deponien ausgerichtet ist, nicht vorgesehen. Für die verbleibenden geringen Restemissionen wird die Schaffung neuer Bewertungsmaßstäbe empfohlen.

Noch konsequenter wird die Nachhaltigkeit der Kombinationsoberflächenabdichtung aus KDB auf einer bindigen mineralischen Dichtung in [4] verneint. Ausgehend von der allgemein akzeptierten endlichen Wirksamkeit jeglicher bautechnisch hergestellter und damit künstlicher Dichtungselemente beschreibt das in Bild 1 dargestellte Sickerwasserszenario die Langzeitwirksamkeit des Regelabdichtungssystems auf einer Deponieoberfläche..

In der Zeitphase I nach Betriebsschluss wird die Sickerwasserneubildung durch Aufbringen des Regelabdichtungssystems gegen Null reduziert und über die Zeitphase II (= Funktionsdauer des technischen Dichtungselementes KDB bzw. bindige mineralische Dichtung) konstant gehalten. Zur Funktionsdauer der KDB ist im Zusammenhang mit Bild 1 folgendes festzustellen: Jede BAM-zugelassene KDB wird aus definierten Rohstoffen hergestellt, für die gesicherte jahrzehntelange Materialuntersuchungen und Erfahrungen vorliegen. Die Herstellungsprozesse unterliegen durchgängigen definierten und überwachten Qualitäts-sicherungsmaßnahmen. Für Transport, Lagerung und Verlegung existieren detaillierte Vorgaben, Prüf- und Überwachungsvorschriften. Sowohl die Verlegung als auch die Baustellenkontrolle dürfen nur durch zugelassene Fachunternehmen durchgeführt werden. Vor dem Hintergrund dieses Qualitätsniveaus wird die Dauerhaftigkeit einer BAM-zugelassenen Dichtungsbahn in [5] mit mindestens „mehrere Jahrhunderte" benannt..

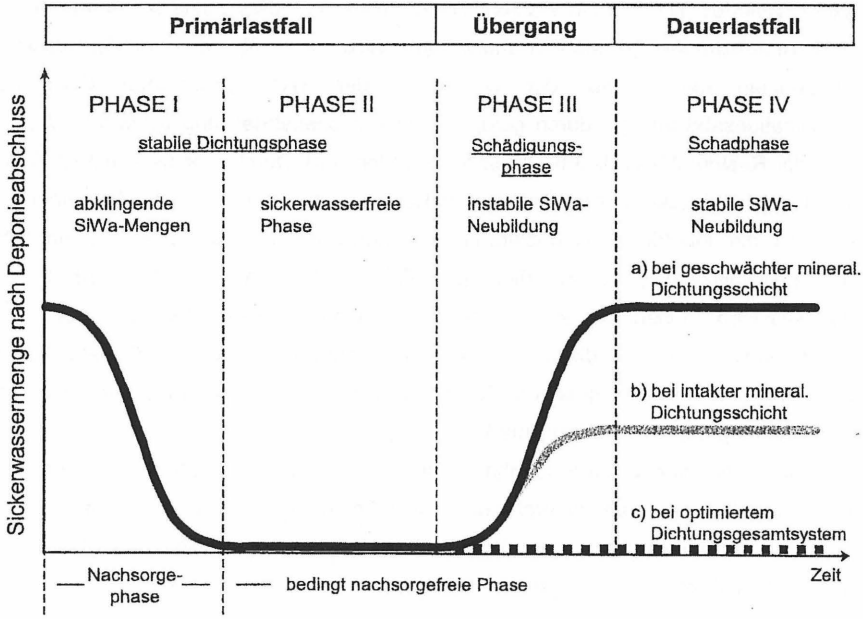


Bild 1: Mögliche Entwicklung des Sickerwasseraufkommens nach Deponieabschluss [4]

Wesentlich kritischer wird seit vielen Jahren die Dauerhaftigkeit des mineralischen Elements der Regelabdichtung für Deponieoberflächen diskutiert. Vor dem Hintergrund umfangreicher Forschungsarbeiten der letzten Jahre hat sich in der Deponietechnik die Erkenntnis durchgesetzt, dass das Versagen der bindigen, mineralischen Dichtungen auf den Testfeldern in Hamburg-Georgswerder [6], die innerhalb von 10 Jahren mehr als 20% der mittleren jährlichen Niederschlagsmenge passieren ließen – obwohl ein wenig schrumpfanfälliger Geschiebemergel verwendet und mit einer 1m dicken Überdeckung versehen wurde – kein standortspezifischer Einzelfall ist.

Die umfangreichen Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit der Kombinationsabdichtung im Allgemeinen und der mineralischen Komponente wurden Ende der neunziger Jahre in [7] wie folgt zusammengefasst:

Die Diskussion über die umweltgerechte, nachhaltige Schließung von Altdeponien ist so komplex und vielschichtig wie die Anzahl der Einzelfälle. Sie kann deshalb im Rahmen dieses Beitrags nicht geführt werden. Trotzdem sei an dieser Stelle auf den Beitrag der BWK-Arbeitsgruppe „Restabfallbehandlung" verwiesen [3], in dem für bestimmte Altdeponien der „Ersatz der bisher in der TASi geforderten Oberflächenkombinationsabdichtung durch geeignete Oberflächenabdeckungssysteme mit ausreichender Restdurchlässigkeit für Wasser" gefordert wird. Durch eine begrenzte Zuführung von Niederschlagswasser wird in diesem Konzept die Optimierung der Gasbildung und dadurch die langfristige Reduzierung des mobilisierbaren Stoffpotentials angestrebt (keine Mumifizierung des Abfallkörpers). Eine spätere „Aufrüstung" dieser begrenzt durchlässigen Oberflächenabdeckung zu einem TASi-konformen Oberflächenabdichtungssystem ist in diesem Konzept, das nicht nur auf Basis gedichtete Deponien ausgerichtet ist, nicht vorgesehen. Für die verbleibenden geringen Restemissionen wird die Schaffung neuer Bewertungsmaßstäbe empfohlen.

Noch konsequenter wird die Nachhaltigkeit der Kombinationsoberflächenabdichtung aus KDB auf einer bindigen mineralischen Dichtung in [4] verneint. Ausgehend von der allgemein akzeptierten endlichen Wirksamkeit jeglicher bautechnisch hergestellter und damit künstlicher Dichtungselemente beschreibt das in Bild 1 dargestellte Sickerwasserszenario die Langzeitwirksamkeit des Regelabdichtungssystems auf einer Deponieoberfläche..

In der Zeitphase I nach Betriebsschluss wird die Sickerwasserneubildung durch Aufbringen des Regelabdichtungssystems gegen Null reduziert und über die Zeitphase II (= Funktionsdauer des technischen Dichtungselementes KDB bzw. bindige mineralische Dichtung) konstant gehalten. Zur Funktionsdauer der KDB ist im Zusammenhang mit Bild 1 folgendes festzustellen: Jede BAM-zugelassene KDB wird aus definierten Rohstoffen hergestellt, für die gesicherte jahrzehntelange Materialuntersuchungen und Erfahrungen vorliegen. Die Herstellungsprozesse unterliegen durchgängigen definierten und überwachten Qualitäts-sicherungsmaßnahmen. Für Transport, Lagerung und Verlegung existieren detaillierte Vorgaben, Prüf- und Überwachungsvorschriften. Sowohl die Verlegung als auch die Baustellenkontrolle dürfen nur durch zugelassene Fachunternehmen durchgeführt werden. Vor dem Hintergrund dieses Qualitätsniveaus wird die Dauerhaftigkeit einer BAM-zugelassenen Dichtungsbahn in [5] mit mindestens „mehrere Jahrhunderte" benannt..

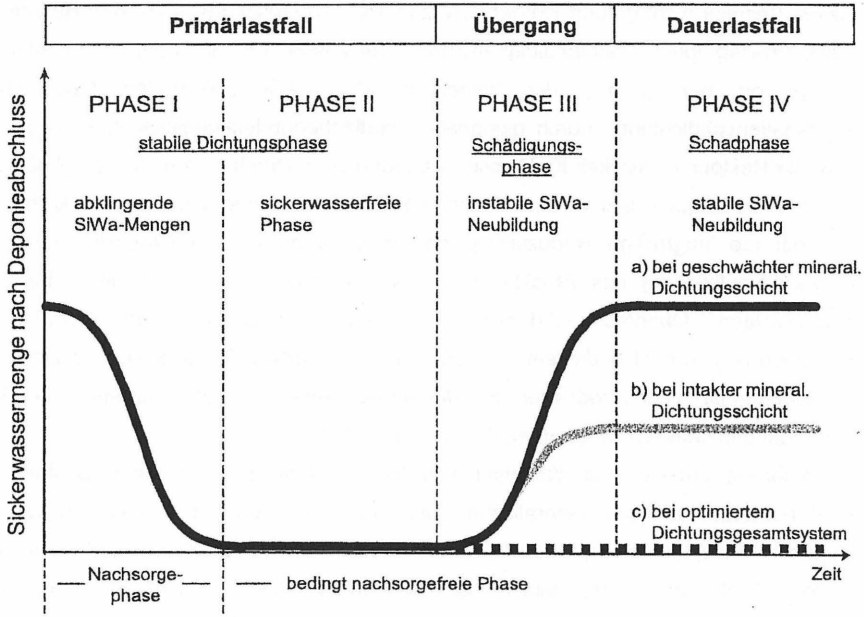


Bild 1: Mögliche Entwicklung des Sickerwasseraufkommens nach Deponieabschluss [4]

Wesentlich kritischer wird seit vielen Jahren die Dauerhaftigkeit des mineralischen Elements der Regelabdichtung für Deponieoberflächen diskutiert. Vor dem Hintergrund umfangreicher Forschungsarbeiten der letzten Jahre hat sich in der Deponietechnik die Erkenntnis durchgesetzt, dass das Versagen der bindigen, mineralischen Dichtungen auf den Testfeldern in Hamburg-Georgswerder [6], die innerhalb von 10 Jahren mehr als 20% der mittleren jährlichen Niederschlagsmenge passieren ließen – obwohl ein wenig schrumpfanfälliger Geschiebemergel verwendet und mit einer 1m dicken Überdeckung versehen wurde – kein standortspezifischer Einzelfall ist.

Die umfangreichen Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit der Kombinationsabdichtung im Allgemeinen und der mineralischen Komponente wurden Ende der neunziger Jahre in [7] wie folgt zusammengefasst:

„Bindige mineralische Dichtungen ohne KDB können binnen weniger Jahre durch aufwärts gerichtete Wasserbewegung an die Deckschichten und durch Wasserentnahme durch Pflanzenwurzeln austrocknen...Die KDB (in der Kombinationsabdichtung, Anm. der Autoren) wirkt nicht nur als Dichtung, sie schützt zudem die bindige mineralische Komponente vor einer Wasserabgabe an die Deckschichten und die Pflanzenwurzeln. Es kann jedoch eine abwärts gerichtete und von der Temperatur abhängige Wasserabgabe der mineralischen Dichtschicht im Sommer auftreten, die allerdings so langsam erfolgt und im Winterhalbjahr zumindest teilweise kompensiert wird, dass sie die Dichtung erst nach langer Zeit beeinträchtigen kann... Die bindige mineralische Dichtung wird die ihr zugedachte Aufgabe als Langzeitdichtung nach flächigem Ausfall der DB kaum übernehmen können". Als Konsequenz werden eine größere Mächtigkeit der Rekultivierungsschicht als in den technischen Anleitungen angegeben gefordert und die Möglichkeit angesprochen, auf die mineralische Dichtungskomponente zugunsten alternativer Dichtungen zu verzichten oder die Dichtungsbahn als Einfachdichtung einzusetzen.

Demzufolge muss mit Beginn der Zeitphase III in Bild 1 nach mehreren Jahrhunderten mit einer wieder einsetzenden Sickerwasserneubildung gerechnet werden, die sich in der Zeitphase IV entsprechend der Restdurchlässigkeit des dann vorhandenen Gesamtsystems stabilisiert [4].

Damit tritt die Dichtungswirkung und Nachhaltigkeit einer Komponente in den Vordergrund, für die in der TASi nur ein unbestimmtes Anforderungsprofil als Schutzschicht vor Durchwurzelung, Frost und zur Minimierung der Infiltration von Niederschlagswasser in das Entwässerungssystem zu finden ist. Hierbei handelt es sich um die Wasserhaushalts- und Rekultivierungsschicht (WHS-RKS) einschließlich der Vegetation an der Deponieoberfläche. Über die positiv zu beurteilende Dauerhaftigkeit und die Nachhaltigkeit dieser Komponenten gibt es in der Fachwelt keine unterschiedlichen Auffassungen. Darüber hinaus ermöglicht die direkte Zugängigkeit eine kostengünstige Entwicklung und Pflege des Vegetationsbestandes, dem bei diesem Konzept eine besondere Bedeutung zukommt. Ihre Leistungsfähigkeit zur Sickerwasserminimierung wird jedoch in Fachkreisen unterschiedlich beurteilt. Häufig wird sie aus grundsätzlichen Überlegungen nicht als „Dichtungselement" anerkannt. Die Empfehlung E 2-31 des Arbeitskreises 6.1 „Geotechnik der Deponiebauwerke" in der

Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (GDA E 2-31) weist ihr eine Barrierefunktion zu und gibt erste Hinweise zur Dimensionierung mittels Wasserhaushaltsmodellierungen [8]. In [9] wird auf Möglichkeiten und Erfahrungen verwiesen, wonach mehr als 700 mm Jahresniederschlag bei entsprechender Auswahl der Vegetation durch Interzeption und Evapotranspiration verdunstet werden können.

Vor diesem Hintergrund beschäftigt sich dieser Beitrag mit dem Ansatz, nachhaltige und kostengünstige Oberflächenabdichtungssysteme projektspezifisch nach allgemein gängiger ingenieurtechnischer Praxis „von oben nach unten" zu entwerfen und zu dimensionieren.

Dabei wird der Ansatz verfolgt, die als grüne Barriere bezeichnete Wasserhaushalts- und Rekultivierungsschicht einschließlich mehrschichtiger Vegetation gleichzeitig unter dem Aspekt der Wiedereingliederung in das Landschaftsbild zu sehen und zur zeitlich unbegrenzten Sickerwasserminimierung zu nutzen. Es wird vorgeschlagen, ihre Dichtungswirkung an der standortspezifischen Leistungsfähigkeit des Regelabdichtungssystems nach TASi bzw. DepV ohne Berücksichtigung einer KDB zu orientieren (entspricht Zeitphase IV in Bild1 bei intakter mineralischer Dichtung).

Aufgrund der klimatischen Wasserbilanz in Deutschland und der mit der Ausbildung einer mehrschichtigen Vegetation verbundenen langen Zeiträume wird es in der Regel trotzdem erforderlich sein, diese grüne Barriere mit einer schwarzen Barriere, einem standortgerechten, bautechnisch hergestellten, in seiner Funktionsdauer endlichen Dichtungselement, zu einem Doppelbarrieresystem zu ergänzen. Ob dieses künstliche Dichtungselement dann vollständig undurchlässig oder teildurchlässig im Sinn der in [3] beschriebenen Stilllegungsstrategie sein soll, ist im Einzelfall unter Berücksichtigung eines nachhaltigen Grundwasserschutzes festzulegen.

Dem interdisziplinärem Ansatz dieser Strategie folgend hat sich das Autorenteam aus langjährig erfahrenen Fachleuten der Ingenieurbiologie/Vegetationskunde, Landschaftsplanung, Bodenkunde und Deponie- und Dichtungstechnik aus verschiedenen Institutionen zusammen gefunden. Nachfolgend werden Hinweise und Erfahrungen, Möglichkeiten und Grenzen zur Anwendung und zur Dimensionierung schwarz-grüner Barrieresysteme auf Altdeponien aufgezeigt und erläutert.

2. Erfahrungen mit der Sickerwasserminimierung durch optimierte WHS/RKS

2.1 Allgemeines

Auf der Grundlage der in der TASi bzw. DepV dargestellten Anforderungen waren in der Vergangenheit häufig der Durchlässigkeitsbeiwert einer mineralischen Dichtung und das Wasserableitvermögen der Entwässerungsschicht die relevanten Größen im Hinblick auf die Genehmigungsfähigkeit eines Oberflächenabdichtungssystems der Deponieklasse I.

Im Unterschied zu den Vorgaben bzgl. der Dichtungs- und Dränschichten in Oberflächenabdichtungssystemen sind die Anforderungen an die Rekultivierungsschicht in den beiden o.g. Verordnungen nur sehr vage/zurückhaltend formuliert. Im Anhang 5 der DepV findet sich z. B. lediglich der Hinweis, dass die Materialien für Rekultivierungsschichten über eine hohe nutzbare Feldkapazität sowie über eine ausreichende Luftkapazität verfügen sollen.

Wesentlich konkreter wird in diesem thematischen Zusammenhang die GDA- Empfehlung E 2-31 [8]. Dort werden die relevanten bodenkundlichen und vegetationskundlichen Parameter mit Bezug auf die BODENKUNDLICHE KARTIERANLEITUNG [10] genannt und ausführlich beschrieben.

Die bodenkundlichen (insb. die nutzbare Feldkapazität nFK) und die vegetationskundlichen (insb. die effektive Durchwurzelungstiefe DWT_{eff}) Parameter sind die maßgeblichen Größen, die die qualitative Beschreibung und quantitative Erfassung des Bodenwasserhaushalts in der ungesättigten Bodenzone der Wasserhaushalts-/Rekultivierungsschichten (WHS/RKS) überhaupt ermöglichen. Hier mußte in den letzten Jahren erst ein Umdenken stattfinden, da in der Vergangenheit häufig die Erkenntnisse aus dem Ingenieurwesen auf die Bedingungen der Rekultivierungsschicht übertragen worden sind. So ist z.B. die Proctordichte zwar für die Beurteilung der Dichtungswirkung einer mineralischen Dichtung eine brauchbare indirekte Größe, sie ist aber nicht für die Beurteilung des Wasserspeichervermögens in der ungesättigten Bodenzone der WHS/RKS geeignet. Es sind vielmehr die nachfolgend zusammenfassend dargestellten grundsätzlichen bodenkundlichen und vegetationsspezifischen Parameter.

2.2 Grundsätzliche bodenkundliche Zusammenhänge

Der Bodenwassergehalt wird im Rahmen bodenkundlicher Untersuchungen im Labor gemessen, indem an einer Bodenprobe bei verschiedenen Unterdrücken der sich

einstellende Wassergehalt gemessen wird. Der so bestimmte Wassergehalt entspricht für einen Boden einem bestimmten Matrixpotential, dass anschaulich als Saug- oder Wasserspannung aufgefasst werden kann, mit dem die Bodenmatrix das Wasser festhält. Da sich das Matrixpotential, gemessen in cm Wassersäule, in Böden von WHS/RKS über mehrere Größenordungen erstreckt, wird i. allg. der negative Zehnerlogarithmus des Matrixpotentials angegeben. Dieser wird als pF-Wert bezeichnet und die mit den verschiedenen Unterdrücken gewonnenen Kurven werden pF-Kurven oder Saugspannungskurven genannt.

Nach DIN 19682 Bl.6 ist die Feldkapazität FK der Wassergehalt, der entgegen der Schwerkraft im Boden gehalten werden kann und wird konventionell nach [10] bei einem pF-Wert von 1,8 bestimmt ($-10^{1.8}$ = - 63 cm Wassersäule).

Der permanente Welkepunkt PWP eines Bodens ist definitionsgemäß der Wassergehalt bei einem pF-Wert von 4,2 [10] und kennzeichnet den Grenzwert, bei dessen Erreichen landwirtschaftliche Kulturen in der Regel irreversibel zu welken beginnen ($-10^{4.2}$ = ca. - 15.000 cm Wassersäule). Die Messung dieses Parameters im Labor kann nicht mehr im Unterdruckverfahren erfolgen; in diesem Fall erfolgt die Messung in einem Druckmembrantopf, in dem mit einem Überdruck von ca. 15 m Wassersäule das in dem Boden vorhandene Wasser herausgepresst wird.

Die Differenz der beiden ist die nutzbare Feldkapazität nFK und beschreibt das maximale Wasserspeichervermögen eines Bodens unter natürlichen Bedingungen.

Der BODENKUNDLICHEN KARTIERANLEITUNG sind die grundsätzlichen bodenkundlichen Zusammenhänge für die Parameter Porenvolumen, Feldkapazität, permanente Welkepunkt, Luftkapazität und Lagerungsdichte zu entnehmen.

Sowohl für einen Boden mit hohem Wasserspeichervermögen (mittel schluffiger Sand Su3) als auch einen mit geringem Wasserspeichervermögen (reiner Sand Ss) ist nachfolgend exemplarisch die nutzbare Feldkapazität nFK zur Quantifizierung des Wasserspeichervermögens dargestellt:

Der schluffige Sand hat bei einer mittleren Lagerungsdichte (Rohdichte trocken 1,45 -1,65 (g/cm^3)) eine nutzbare Feldkapazität von 22 Vol% und der Sand eine nutzbare Feldkapazität von 11 Vol%.

2.3 Grundsätzliche vegetationsspezifische Zusammenhänge

Im Hinblick auf die Optimierung/Maximierung der Verdunstung zur Sickerwasserminimierung ist neben dem Wasserspeichervermögen des Bodens (nutzbare Feldkapazität nFK) die Ausbildung des verdunstungsbeeinflussten Bereichs der Vegetation von Bedeutung. In der BODENKUNDLICHEN KARTIERANLEITUNG wird in diesem Zusammenhang standardmäßig der Begriff effektive Durchwurzelungstiefe DWT_{eff} verwendet.

Im Unterschied zur realen Durchwurzelungstiefe der vorhandenen Vegetation ist hierunter auch der nicht durchwurzelte Bereich des Bodens zu verstehen, in dem das Wasser durch Kapillarkräfte im Boden an die Untergrenze des Wurzelraums aufsteigen kann und dort über die Pflanzentranspiration wieder in die Atmosphäre verdunstet.

In der BODENKUNDLICHEN KARTIERANLEITUNG sind Anhaltswerte für mittlere effektive Durchwurzelungstiefen DWT_{eff} für unterschiedliche Böden und in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte (Rohdichte trocken) dargestellt.

Für den mittel schluffigen Sand Su3 wird eine effektive Durchwurzelungstiefe von 70 cm (7 dm) und für den Sand, jeweils mittlere Lagerungsdichte, von 50 cm (5 dm) genannt.

Nachfolgend ist für die beiden o.g. Böden das Wasserspeichervermögen in dem verdunstungsbeeinflussten Bodenbereich dargestellt:

	nutzbare Feldkapazitäten im verdunstungsbeeinflussten Bereich	
	mittel schluffiger Sand	reiner Sand
pflanzenverfügbare Niederschlagsmenge:	22,0 Vol% x 7 dm = **154,0 mm**;	11,0 Vol% x 5 dm = **55,0 mm**

Im Unterschied zu dem Boden mit geringem Wasserspeichervermögen kann ein Boden mit hohem Wasserspeichervermögen mit 154 mm erheblich mehr Niederschlagswasser pflanzenverfügbar speichern. Bei einer Austrocknung der Rekultivierungs-/Wasserhaushaltsschicht in der verdunstungsintensiven Vegetationsperiode bis zum permanenten Welkepunkt PWP können somit 154 mm Niederschlagswasser wieder aufgenommen werden, ohne das eine Versickerung in tiefere, verdunstungsunbeeinflusste Bodenschichten stattfindet.

2.4 Untersuchungsergebnisse einer optimierten Wasserhaushaltsschicht

Die in dem Abschnitt 2.2 exemplarisch für einen mittel schluffigen Sand dargestellten hohen Werte der nFK müssen beim Bau von optimierten Wasserhaushaltsschichten für große Deponieoberflächen von mehreren ha insbesondere auch unter dem Gesichtspunkt der örtlichen/regionalen und zeitlichen Verfügbarkeit der Böden gesehen werden. Vor dem Hintergrund der gleichmäßigen Qualität bzgl. des hohen Wasserspeichervermögens auf der gesamten Deponieoberfläche, kommt deshalb auch den künstlich hergestellten Böden/Substraten eine immer größer werdende Bedeutung zu.

Nachfolgend sind exemplarisch für einen künstlich hergestellten Boden die Ergebnisse der bodenkundlichen und vegetationskundlichen Untersuchungen (Lysimetermessungen) auch unter Einbeziehung von Wasserhaushaltsmodellierungen dargestellt.

Bei dem künstlich hergestellten Substrat handelt es sich um das tESDA-System, dass zur Sicherung der ca. 50 ha großen Südlichen Erweiterung der Hochhalde Leuna (langjähriger Niederschlag am Standort = ca. 490 mm/a) eingesetzt wird.

Als Hauptkomponenten werden kalkhaltige Asche, als organische Komponente kommunale Klärschlämme innerhalb der Klärschlammverordnung (AbfKlärV) sowie als Energieträger Strukturmaterialien und Komposte verwendet.

In Ergänzung zu den Wasserhaushaltsuntersuchungen auf der Hochhalde Leuna mit Sickerwassersammlern wurde die nutzbare Feldkapazität dieses Materials entsprechend den Ausführungen im Kap2.2 im Labor mit 23,1 Vol% gemessen.

Des weiteren werden seit November 2001 Lysimeteruntersuchungen an einem grasbewachsenen 1,50 m hohen Lysimeter der wägbaren Lysimeteranlage in Berlin-Dahlem durchgeführt.

Durch die direkte Messung der aktuellen/realen Verdunstung ist in Verbindung mit den Wasserhaushaltsmodellierungen die Bestimmung der effektiven Durchwurzelungstiefe DWT_{eff} möglich.

In den Tab. 1 und 2 sind die Ergebnisse der Wasserhaushaltsmessungen im Vergleich zu den berechneten Werten mit dem HELP-Modell (Version Markwardt) dargestellt.

Die Berechnungen wurden mit dem gemessenen Wert der nFK = 23,1 Vol% und einer DWT_{eff} = 110 cm durchgeführt. Die pflanzenverfügbare Niederschlagsmenge beträgt somit 23,1 Vol% x 11 dm = **254,1 mm**.

Tab. 1: Vorläufiger Vergleich der gemessenen und gerechneten Monatssummenwerte der Versickerung und der aktuellen Verdunstung (Evapotranspiration); (**tESDA** Lysimeter Berlin); Zeitraum 1/2002 - 12/2002

(nFK = 23,1 Vol%, DWT_{eff} = 110 cm)

Monat	Wasserhaushaltskomponenten									
	Niederschlag		**Versickerung**				**aktuelle Verdunstung**			
	(N0m)		gemessen		gerechnet		gemessen		gerechnet	
	(mm)	(mm) kumuliert	(mm)	(mm) kumuliert	(mm)	(mm) kumuliert	(mm)	(mm) kumuliert	(mm)	(mm) kumuliert
01/02	41,0	41,0	15,5	15,5	19,2	19,2	9,0	9,0	7,4	7,4
02/02	92,6	133,6	58,6	74,1	60,4	79,6	17,6	26,6	15,8	23,2
03/02	46,7	180,3	35,0	109,1	50,6	130,2	35,7	62,3	31,4	54,6
04/02	47,2	227,5	13,4	122,5	3,7	133,9	32,9	95,2	33,0	87,6
05/02	65,3	292,8	10,2	132,7	0,5	134,4	87,2	182,4	86,8	174,4
06/02	45,7	338,5	4,3	137,0	0,0	134,4	119,9	302,3	124,0	298,4
07/02	71,7	410,2	1,4	138,4	0,0	134,4	112,5	414,8	98,7	397,1
08/02	255,8	666,0	46,6	185,0	16,6	151,0	112,7	527,5	114,0	511,1
09/02	41,1	707,1	4,3	189,3	0,0	151,0	74,6	602,1	77,3	588,4
10/02	106,0	813,1	10,0	199,3	26,6	177,6	29,6	631,7	29,3	617,7
11/02	54,1	867,2	38,0	237,3	46,9	224,5	10,3	642,0	8,0	625,7
12/02	17,2	**884,4**	16,2	**253,5**	14,2	**238,7**	7,9	**649,9**	2,6	**628,3**

Die Tab. 1 und 2 zeigen:

- Sowohl für das niederschlagsreiche Jahr 2002 als auch für das niederschlagsarme Jahr wurde ein guter Vergleich zwischen den gemessenen und gerechneten Werten erzielt (Validierung des Modells!)
- Aufgrund der hohen Niederschläge von ca. 880 mm im Jahr 2002 reicht das hohe Wasserspeichervermögen des Bodens in Verbindung mit einer Grasvegetation nicht aus, die Versickerung aus der optimierten Wasserhaushaltsschicht zu minimieren. Für das Jahr 2002 wurde eine Versickerung von 254 mm gemessen, die bis zum April des Jahres 2003 andauerte.

Tab. 2: Vorläufiger Vergleich der gemessenen und gerechneten Monats summenwerte der Versickerung und der aktuellen Verdunstung (Evapotranspiration);(tESDA Lysimeter Berlin);Zeitraum 1/2003-12/2003

(nFK=23,1Vol%,DWTeff=110cm)

Monat	Wasserhaushaltskomponenten									
	Niederschlag		**Versickerung**				**aktuelle Verdunstung**			
	(N0m)		gemessen		gerechnet		gemessen		gerechnet	
	(mm)	(mm) kumu-liert	(mm)	(mm) kumu-liert	(mm)	(mm) kumu-liert	(mm)	(mm) kumu-liert	(mm)	(mm) kumu-liert
01/03	74,1	74,1	51,0	51,0	64,1	64,1	5,8	5,8	5,6	5,6
02/03	8,1	82,2	23,0	74,0	17,6	81,7	8,0	13,8	10,2	15,8
03/03	26,2	108,4	17,6	91,6	15,0	96,7	16,7	30,5	20,2	36,0
04/03	22,3	130,7	7,9	99,5	0,0	96,7	45,6	76,1	27,4	63,4
05/03	33,5	164,2	3,7	103,2	0,0	96,7	112,6	188,7	97,6	161,0
06/03	69,6	233,8	0,6	103,8	0,0	96,7	81,5	270,2	117,2	278,2
07/03	46,3	280,1	0,2	104,0	0,0	96,7	94,5	364,7	105,1	383,2
08/03	30,4	310,5	0,4	104,4	0,0	96,7	73,3	438,0	78,4	461,7
09/03	35,7	346,2	0,3	104,7	0,0	96,7	51,2	489,2	45,4	507,1
10/03	56,9	403,1	0,1	104,8	0,0	96,7	26,6	515,8	26,6	533,7
11/03	38,9	442,0	0,0	104,8	0,0	96,7	11,2	527,0	9,7	543,4
12/03	45,4	**487,4**	0,0	**104,8**	0,0	**96,7**	11,2	**538,2**	4,6	**548,0**

- Im Anschluss daran wurden für das Jahr 2003 mit einer Niederschlagssumme von 487 mm nur noch sehr geringe Versickerungen von insgesamt 8,1 mm gemessen. Dieses Ergebnis bestätigt die Ergebnisse der seit 1996 auf der Hochhalde Leuna durchgeführten Wasserhaushaltsmessungen (Versickerung aus der optimierten WHS/RKS < 2% des Niederschlags)

Sowohl die Ergebnisse der Wasserhaushaltsmessungen als auch die mit dem validierten Simulationsmodell berechneten Werte zeigen am Beispiel eines künstlich hergestellten Bodens die sickerwasserminimierende Wirkung einer optimierten WHS/RKS.

Die unterschiedlichen Jahresniederschläge von 2002 und 2003 verdeutlichen dabei die Möglichkeiten und Grenzen der sickerwasserminimierenden Wirkung.

Aus den Ergebnissen lässt sich ableiten, dass für niederschlagsreichere Standorte eine weitere Sickerwasserminimierung nur durch den Einsatz technischer Dichtungselemente und Dränelemente oder mehrschichtiger Vegetation möglich ist.

Für eine zuverlässige Bewertung der Wirksamkeiten sind Wasserhaushaltsberechnungen mit validierten Modellen für mehrjährige Zeiträume mit repräsentativen klimatischen Bedingungen notwendig.

3. Erfahrungen zur Sickerwasserminimierung durch mehrschichtigen Vegetation

3.1. Allgemeine Zielsetzung

Einem technischen, in seiner Funktionssicherheit zeitlich begrenzten Oberflächendichtungssystem soll ein mehrschichtiges, biologisch-dynamisches System gegenübergestellt werden, dessen Funktionssicherheit mit den Jahren wächst. Wesentliche Komponenten dieses Systems sind eine ausreichend dimensionierte, aus Boden oder bodenähnlichen Substraten aufgebaute Wasserhaushaltsschicht (s.o.) und die darauf erwachsende mehrschichtige Vegetation. Untersuchungen zur optimierten Kombination dieser Systembausteine mit ihren physikalischen, chemischen und biologischen Eigenschaften und der sich daraus ergebenden Wechselwirkungen werden vom Fachbereich Garten- und Landschaftsbau der Lehr- und Versuchsanstalt Gartenbau Erfurt (LVG Erfurt) seit 1996 auf der Hausmülldeponie Erfurt-Schwerborn (Mittelthüringen) durchgeführt. Es ist zu prüfen, ob diese Form der Deponieabdeckung mit entsprechendem Nachweis der hydraulischen und klimatischen Gegebenheiten als Dichtungselement fungieren und somit zumindest partiell die in der Deponieverordnung geforderte Kombinationsdichtung ersetzen kann.

Unter Berücksichtigung wichtiger Standortkenndaten (Klimafaktoren, Geländemodellierung, Vegetationstypen angrenzender Bereiche) ist es gleichzeitig möglich, die abgeschlossenen Deponieabschnitte harmonisch in die Landschaft einzubinden.

3.2. Ergebnisse der Untersuchungen am Standort Erfurt-Schwerborn.

Die Rahmenbedingungen werden am Standort durch geringe Niederschläge (langjähriges Mittel: 510 mm) und eine windexponierte Lage bestimmt. Außerdem sind die Versuchsflächen am Süd-West-Hang intensiver Sonnenstrahlung ausgesetzt. Trockene kühle Winter und milde feuchtere Sommer bestimmen Dauer und Verlauf der Vegetationsperioden. Die negative klimatische Wasserbilanz weist eine nach HAUDE errechnete potentielle Verdunstung aus, die die natürlichen Niederschläge übersteigt. Für geschlossene Buschbestände gibt die GDA-Empfehlung E2-32 durchschnittliche reale Evapotranspirationswerte von 500 bis 600 mm/a bei einer Niederschlagssumme von 700 bis 800 mm an.

Aufbau der Versuchsflächen

Um exakte Aussagen über die Wasserrückhaltung der Durchwurzelungsschicht treffen zu können, wurde auf dem Deponie-Altkörper ein Flächenlysimeter (400 m²) eingebaut und bepflanzt.

Die Einbautiefe (60 cm) wurde durch die auf dem Deponiekörper derzeitig aufgebrachte Ausgleichsschicht und den darunter anstehenden Müllkörper begrenzt. Das den bepflanzten Bodenkörper passierende Sickerwasser sowie das Oberflächenwasser werden zur Erstellung von Wasserbilanzen in zwei getrennten Behältern erfasst und dem Niederschlagseintrag gegenübergestellt.

Der Boden entstammt der vor Ort befindlichen Bodenbörse (schluffiger Sand bis sandiger Lehm mit einem K_f-Wert von 10^{-7} bis 10^{-5} m/s). Er weist eine mittlere Feldkapazität von 31 bis 32 Vol% auf, die sich im Versuchszeitraum nicht signifikant ändert. Die nutzbare Feldkapazität (pflanzenverfügbarer Anteil des Bodenwassers) sinkt im Laufe der Jahre durch die mit Setzungserscheinungen einhergehende höhere Trockenrohdichte.

In anderen von der LVG Erfurt durchgeführten Versuchen konnte nachgewiesen werden, dass die nutzbare Feldkapazität durch den Zusatz von Klärschlammkomposten (30 % Klärschlammkompost, 70 % Oberboden) deutlich erhöht werden kann (von 7,4 Vol% auf 14,9 Vol% zu Beginn des Versuches) und auch über mehrere Jahre auf höherem Niveau erhalten bleibt (im 3. Standjahr: 6,3 Vol% ohne organische Zusätze, 11,6 Vol% bei einer Mischung mit Klärschlammkompost; Analysewerte der Thüringer Landesanstalt für Landwirtschaft, Jena). Das in der oberen Durchwurzelungsschicht befindliche Wasser kann somit in Substraten mit Klärschlammkompost besser von den Pflanzen verwertet werden als im reinen Oberboden. Leider wurden diese Klärschlammsubstrate von der zuständigen Behörde bisher nur für temporäre Abdeckungen abgeschlossener Deponieabschnitte am Standort Schwerborn genehmigt, die für den Zeitraum der Hauptsetzungen bis zur endgültigen Abdichtung aufgebracht werden. Aufgrund der im Versuch nachgewiesenen nachhaltigen wasser- und gleichzeitig nährstoffspeichernden Funktion sollten diese Substrate auch bei der Gestaltung dauerhafter alternativer Oberflächenabdeckungen eingesetzt werden. Die Einbautiefe ist in Abhängigkeit von der Substratstruktur so zu wählen, dass der aerobe Abbau der organischen Substanz gesichert ist. Ein flächendeckender Bewuchs fördert durch eine intensive Durchwurzelung diese Umsetzungsprozesse und erhöht den Wasserverbrauch.

Bepflanzung

Die mit Folie gefasste und mit Oberboden befüllte Lysimeterfläche wurde 1997 mit 8 Gehölzarten in einem gleichmäßigen Raster mit einer Pflanze je m² bepflanzt. Die standortgerecht ausgewählten Arten entsprechen der potentiellen natürlichen Vegetation Mittelthüringens:

- Thermo- und mesophile Kreuzdorn-Schlehen-Gebüsche *(RHAMNO- PRUNETEA)*

  Diese zur Formation der Strauchgesellschaften gehörende Klasse umfasst in zahlreichen Assoziationen den Bereich mittlerer bis trockener Standorte und ist typisch für den kontinentalen Raum.

Wichtige Anhaltspunkte für eine standortangepasste Bepflanzung gibt die bereits vorhandene Spontanvegetation:

- Beifuß-Gesellschaften *(ARTEMISIETEA VULGARIS)*

  Diese, eine weite ökologische Spanne umfassende Klasse, gehört zur Formation der ausdauernden Ruderal- und Uferstaudengesellschaften, die hinsichtlich ihres Wasser- und Nährstoffbedarfs eine breite Amplitude abdecken und bei einem hohen Wasser- und Stickstoffdargebot meter- bis übermannshohe, üppige Bestände bilden.

Unter Einbeziehung dieser vorhandenen konkurrenzstarken Krautschicht entwickelten sich mehrschichtige, buschartige Pflanzenbestände, die über Interzeption (Verdunstung des an den oberirdischen Pflanzenteilen haftenden Wassers) und Transpiration (Wasser, das die Pflanzen dem Boden entziehen und über ihre Oberfläche an die Atmosphäre abgeben) einen hohen Wasserverbrauch gewährleisten. Um die Artenvielfalt zu erhöhen, wurden außerhalb der Lysimeterfläche mit gleichem Abdecksubstrat 22 Gehölzarten aufgepflanzt und auf ihre Eignung für eine dauerhafte Begrünung unter extensiver Pflege (ein Mähgang nach der Pflanzung) geprüft.

Auf beiden Flächen hat sich ein dichter, mehrschichtiger Pflanzenbestand entwickelt. Hohe Vitalitätsnoten und gute Zuwachsleistungen weisen 15 Gehölzarten als geeignet aus. Die Robinie *(Robinia pseudoacacia)* und die Esche *(Fraxinus excelsior)* konnten sich auch ohne Pflegegänge sehr rasch gegen die Spontanvegetation durchsetzen und bilden mit einer Wuchshöhe über 2 m die obere Schicht. Während Robinien die Fläche bei einer Pflanzdichte von 1 Pflanze je m² gut abdecken und nur einen schwachen Unterwuchs zulassen, erreichen die Eschen aufgrund ihres straffen, aufrechten Wuchses bei gleicher

Pflanzdichte nur einen Deckungsgrad von 61 %. Die Pflanzdichte sollte demzufolge auf 2 Pflanzen je m² erhöht werden.

Im Bereich der Wildrosen entwickelte sich ein dickichtartiger Pflanzenbestand aus Gehölzen und Kräutern. Die rauhblättrige Rose *(Rosa jundzillii)* und die Hundsrose *(Rosa canina)* dominieren in der Strauchschicht über 150 cm mit Deckungsgraden von 100 %. In diese Schicht gehören ebenso der Feldahorn *(Acer campestre)*, der Eingrifflige Weißdorn *(Crataegus monogyna)* und der Kreuzdorn *(Rhamnus catharticus).* In der niedrigeren Strauchschicht (100 bis 150 cm) konnten sich der Wollige Scheeball *(Viburnum lantana),* der Sauerdorn *(Berberis vulgaris),* der Schlehdorn *(Prunus spinosa)* und der Liguster *(Ligustrum vulgare)* gut entwickeln. Die anderen Wildrosenarten, wie die Kratzrose *(Rosa scabriuscula)* und die Zimtrose *(Rosa majalis),* sind schwachwüchsiger (ca. 80 cm hoch) und kaum über die Krautschicht hinausgewachsen, aber sie überzeugen durch gesundes, dichtes Laub, zahlreiche Ausläufer, blühen und fruchten sehr reichlich. Eine Pflanzdichte von 2 bis 3 Pflanzen je m^2 ist für diese Arten zu empfehlen. Rosa rugosa reagierte nach langanhaltenden Trockenperioden mit chlorotischen Verfärbungen und dem Absterben junger Triebe, treibt aber jedes Jahr aus der Wurzeln und den zahlreichen Ausläufern kräftig wieder aus und nutzt somit das im Frühjahr verfügbare Bodenwasser, um sich völlig neu wieder aufzubauen. *Rosa gallica* kommt aufgrund ihres schwachen Wuchses (ca. 70 cm hoch) in der dichten Beifuß-Wermut-Flur kaum zur Geltung, ist aber beständig, entzieht insbesondere der oberen Bodenschicht durch weithin kriechende Ausläufer Wasser, blüht fruchtet und verbreitet sich somit auch über Samen..

Die Versuchsfläche in Schwerborn wurde - dem Versuchsziel entsprechend - nicht gemäht. Der Konkurrenzeinfluss der Spontanvegetation verstärkte sich in den ersten beiden Jahren und ging dann leicht zurück. Es empfiehlt sich deshalb, die Gehölze mit einer Mindestgröße (Sträucher mindestens 80 – 100 cm, Bäume als Heister >100 cm) zu pflanzen, um diesem Konkurrenzdruck standhalten zu können. Die abgestorbenen Krautbestände wirken wie eine Mulchschicht und bewirken somit einen guten Verdunstungsschutz für die Gehölze. Es können sich zahlreiche Sämlinge entwickeln, die die wasserzehrende Pflanzenmasse je Flächeneinheit weiter erhöhen.

Entsprechend der Anteile der einzelnen Arten an der Flächendeckung ergibt sich ein Verhältnis der geschlossenen Gehölzbestände zu den von Gräsern und Kräutern bewachsenen Offenflächen, das annährend den Vorgaben der Unteren Naturschutzbehörde von 40 % Strauchgesellschaften und 60 % Offenflächen entspricht (Bild 2).

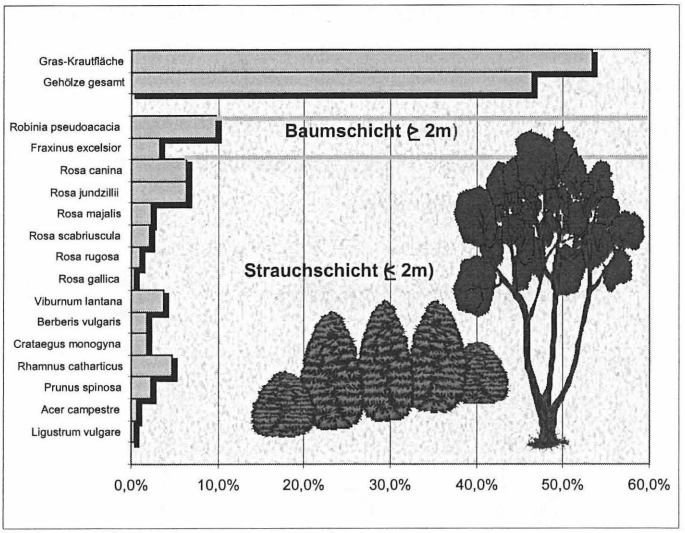


Bild 2: Anteile geeigneter Arten an der Flächendeckung

Erstellung der Wasserbilanzen

Oberflächen- und Sickerwasser wurden an Arbeitstagen getrennt erfasst und zur Bestimmung der Wasserbilanz den natürlichen Niederschlägen gegenübergestellt. Um die Wirksamkeit der Wasserhaushaltsschicht besser beurteilen zu können, wurden Bodentemperatur und Saugspannung in 20 cm Tiefe aufgezeichnet. Als Messwertgeber dienten elektronische Temperatursonden und für die Saugspannung Gipsblocksonden in Verbindung mit einem Datalogger.

Geringe Mengen an Sickerwasser (5,3 % des Niederschlags im Zeitraum von August 1997 bis November 2003) und Oberflächenwasser (0,9 % des Niederschlages) belegen eine gute Wasserrückhaltung durch das zuvor beschriebene mehrschichtige System. Nachdem der Boden in der Anlaufphase des Versuches bis zum Auffüllen der Feldkapazität vorrangig Wasser aufnimmt, kommt es erst in den Wintermonaten der Folgejahre zu einer Übersättigung des Bodenwasserspeichers. Die Verdunstungsraten sind gering und die Transpirationsleistung der Pflanzen ist auf ein Minimum beschränkt. Die Saugspannung im Boden sinkt und es entsteht in geringen Mengen Sickerwasser (Bild 3).

Eine wasserhaltende Wirkung kann also im Zeitraum der Vegetationsruhe allein vom Bodenkörper mit einer möglichst hohen Feldkapazität und einer ausreichenden Schichtstärke erbracht werden. Während der Vegetationsperiode sind mehrschichtige vitale Pflanzenbestände in der Lage, dem Boden so viel Wasser zu entziehen, dass kein Sickerwasser entsteht. Die niedrigen Oberflächenabflusswerte belegen den ausreichenden Erosionsschutz durch die Vegetation.

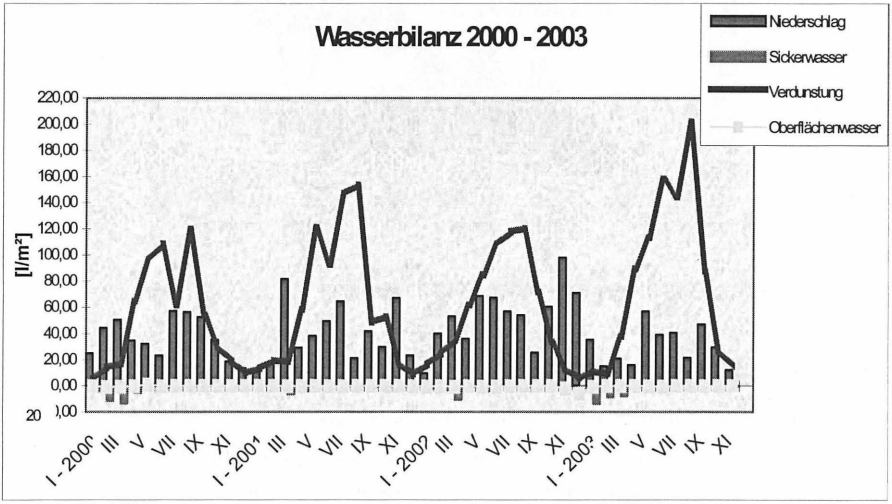


Bild 3: Wasserbilanz der alternativen Oberflächenabdeckung 2000 bis 2003

.

3.3. Aussichten

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass bereits geringmächtige Bodenschichten (50 – 60 cm schwachdurchlässiger Oberboden) mit einer hohen nutzbaren Feldkapazität und eine standortangepasste mehrschichtige Vegetation das Eindringen von Sickerwasser in den Deponiekörper auf ein Minimum reduzieren. Entscheidend ist die richtige Dimensionierung der Wasserhaushaltsschicht, die die Pflanzen in der Vegetationsperiode ausreichend mit Wasser versorgt und außerhalb der Vegetationsperiode Wasser aufnehmen und speichern kann, um es mit beginnendem Wachstum wieder zur Verfügung zu stellen

Die „Dichtungswirkung" wird von derzeit 95 % des Jahresniederschlags aufgrund der sich weiterentwickelnden Vegetationsstrukturen mit den Jahren steigen. Die in den Versuchen

nachgewiesene Wasserrückhaltung und die Nachhaltigkeit des sich dynamisch weiterentwickelnden Systems weisen diese alternative Oberflächenabdeckung am Versuchsstandort mit ca. 500 mm Niederschlag als ein der mineralischen Regelabdichtung gleichwertiges System aus. Es ist zu prüfen, ob sich diese Ergebnisse auch auf andere Deponiestandorte mit ähnlichen klimatischen Bedingungen übertragen lassen.

3.4. Empfehlungen

Für die richtige Dimensionierung der Wasserhaushalts-/Rekultivierungsschicht ist neben der Mächtigkeit auch die stoffliche Zusammensetzung von entscheidender Bedeutung. Oberböden, die ohnehin nur in begrenzten Mengen vorhanden sind, lassen sich durch Substratmischungen aus Boden, Klärschlammkompost und anderen inerten Abfallstoffen ersetzen. Versuche der LVG Erfurt in Erfurt-Schwerborn zeigten, dass klärschlammkomposthaltige Substrate mit einer hohen nutzbaren Feldkapazität mehr Wasser pflanzenverfügbar halten als reiner Oberboden. Die in ausreichender Menge vorhandenen, jedoch aufgrund ihrer organischen Bindung langsam verfügbaren Nährstoffe werden nicht ausgewaschen und fördern das Pflanzenwachstum. Der aus Klärschlamm (50 %), Holzschredder (25 %) und Grünkompost (25 %) hergestellte Klärschlammkompost ist grobkörnig und ergibt in der Mischung mit einem sandigen Lehm ein gut durchlüftetes Substrat mit einem hohen Anteil an Mittelporen (0,2 – 10 µm), das von den Pflanzenwurzeln gut erschlossen werden kann.

Die Beimischung geeigneter organischer Substanzen führt also zu einer langfristigen Verbesserung der Bodenstruktur, sichert die Wasser- und Nährstoffversorgung der Pflanzen und erhöht so den Wasserverbrauch in der Wasserhaushalts-/Rekultivierungsschicht. Sie ist deshalb für die Durchwurzelungsschicht einer „Schwarz-grünen Barriere“ zu empfehlen.

4. Erfahrungen mit der Sickerwasserminimierung durch technische Dichtungs- und Dränelemente

4.1 Allgemeines

Die allgemeine Skepsis in der Fachwelt in Bezug auf die Dauerhaftigkeit technischer Dichtungselemente hat in jüngerer Zeit zur (Weiter)Entwicklung der so genannten alternativen Abdichtungen geführt. Eine Entwicklung, die durch die aktuelle Haushaltslage der öffentlichen Hände als Träger der Abfallwirtschaft noch verstärkt wird. Im Leitfaden zu

Deponiestilllegung des VKS/ATV-DVWK [11] werden aktuell in den technischen Kennblättern 10 verschiedene Elemente der Oberflächenabdichtung angesprochen, die im Sinne des Multibarrierenkonzeptes als einzelne Barrieren gewertet werden können, ohne dass es sich dabei um Dichtungselemente im eigentlichen Sinn handelt.

Naturgemäß ist der Kenntnis- und Erfahrungsstand über die Langzeiteignung dieser Elemente als Barriere unter den Bedingungen eines Oberflächenabdichtungssystems unterschiedlich. Dies kann unter anderem darauf zurückgeführt werden, dass die Geschichte der Abdichtungstechnik auf Deponien in Deutschland erst vor ca. 30 Jahren mit dem Merkblatt M3 der LAGA begann und dann lange Zeit durch das nahezu unbegrenzte Vertrauen in die Anwendung bindiger mineralischer Dichtungen geprägt war. Im Niedersächsischen Runderlass zur Abdichtung von Hausmülldeponien fand sich dann 1988 erstmals die Forderung nach einer BAM-zugelassenen Dichtungsbahn als Abdichtungselement. Während sich in der Folge die Anforderungen und Hinweise zum Aufbau von Abdichtungssystemen für Deponien stetig verändert haben, darf an dieser Stelle festgehalten werden, dass nur die BAM-zugelassene KDB unverändert in allen Regelwerken als wesentliches Element von Deponieabdichtungssystemen für Hausmüll- bzw. Siedlungsabfall gefordert wurde und wird.

Demgegenüber stehen verschiedene neuere Entwicklungen und Ansätze zu alternativen mineralischen Dichtungselementen, deren Langzeiteignung häufig nur aus extrapolierten Laborversuchen und grundsätzlichen Überlegungen abgeleitet wurde. Aus inhaltlichen Gründen kann eine umfassende Darstellung und Diskussion der Möglichkeiten und Grenzen dieser alternativen Dichtungselemente an dieser Stelle nicht erfolgen. Da sich dieser Beitrag im Wesentlichen mit der Dichtungswirkung von Oberflächenabdichtungen beschäftigt, werden nachfolgend vor allem die hiermit im Zusammenhang stehenden Erkenntnisse, vorzugsweise aus Felduntersuchungen, Lysimetern und Testfeldern wiedergegeben.

Im nachfolgenden Überblick sind die vorliegenden Versuchsdaten über Dränspenden und/oder Durchsickerungen auf die mittlere jährliche Niederschlagssumme umgerechnet worden und lediglich zur Orientierung angegeben. Diese Werte können für eine Bewertung im Einzelfall nicht herangezogen werden. Ferner besitzt die Aufzählung keinerlei Anspruch auf Vollständigkeit, sondern wurde unter dem Gesichtspunkt der Datenverfügbarkeit zusammengestellt.

4.2 Dränelemente

Im Regelabdichtungssystem der TASi bzw. DepV werden als Anforderung eine Mindestdurchlässigkeit von $k \geq 1 \times 10^{-3}$ m/s bei 0,3 m Dicke für eine mineralische Entwässerungsschicht festgelegt. Abweichungen von Schichtstärke und Durchlässigkeitsbeiwert sind zulässig, wenn nachgewiesen wird, dass die hydraulische Leistungsfähigkeit ausreicht und die Standsicherheit der Rekultivierungsschicht gewährleistet ist. Dies könnte insbesondere Reduzierungen der Entwässerungsschicht im Plateaubereich von Deponien ermöglichen, wo aufgrund der geringen Neigungen kaum Standsicherheitsrisiken bestehen. Eine solche Vorgehensweise wäre jedoch im Einzelfall durch z.B. standortspezifische Wasserhaushaltsmodellierungen in Verbindung mit numerischen Abflusssimulationen zu belegen. Hinweise und Erfahrungen zu Entwurf und Dimensionierung von Dränsystemen in Oberflächenabdichtungen gibt z.B. die GDA-Empfehlung E 2-20 [12], die sich derzeit in Überarbeitung befindet. Aktuelle Erkenntnisse und Messungen, insbesondere unter dem Aspekt der standortspezifischen Einzelfallbetrachtung finden sich in [13]. Weitere Hinweise, insbesondere zur Langzeitbeständigkeit, finden sich in [14].

Eine spezielle Untersuchung der Leistungsfähigkeit mineralischer und synthetischer Dränschichten wurde Ende der neunziger Jahre auf der Deponie Kienberg (Bayern) durchgeführt [15]. Bei ca. 5% Gefälle wurden auf den Testfeldern (1,2 m Rekultivierungsschicht mit Rasen- und Wildkräuterbewuchs) über zwei Jahre Messdauer folgende Erkenntnisse gewonnen:

- Die Kiesdränagen (8/32 mm, $k = 1 \times 10^{-2}$ m/s, 0,3 m Dicke) erfüllen ihre Funktion mit deutlichen Reserven.
- Ein alleiniges Dränvlies ist nicht ausreichend. Die vorhandene Ableitkapazität wird um mehr als 1000% überschritten.
- Eine Wirrgelege-Dränmatte mit beidseitigem, mechanisch verfestigtem Filtervliesstoff zeigte die besten Ergebnisse der untersuchten Geokunststoffe. Die berechnete Ableitkapazität des Produktes wurde nicht ausgeschöpft.
- Die Ableitkapazität einer Wirrgelege-Dränmatte mit beidseitigem, thermisch verfestigtem Filtervliesstoff wurde bei einzelnen Abflussereignissen überschritten, „so dass dort zumindest kurzzeitig im unteren Feldbereich ein rückwärtiger

Einstau in der Dränagematte und der Rekultivierungsschicht aufgetreten sein wird". Standsicherheitsprobleme wurden nicht beobachtet.

4.3 Dichtungselemente

In den vergangenen Jahren wurde über eine Vielzahl von Felduntersuchungen zur Dichtungswirkung von Oberflächenabdichtungssysteme berichtet. Weitere sind zur Zeit in Bau bzw. in Betrieb genommen worden. Es liegt in der Natur der Sache, dass die wenigen Untersuchungen mit negativen Ergebnissen in der (Fach)Öffentlichkeit eine größere Beachtung finden als die vielen positiven Beispiele. Letztendlich belegen die Negativbeispiele jedoch nur, dass bei Planung, Bau und Qualitätssicherung derartiger Systeme Fehler gemacht werden können. Die Tatsache, dass bei jeder Gruppe von Abdichtungen die Anzahl der positiven Felduntersuchungen überwiegen, belegt deren Anwendungspotential bei sorgfältiger Planung, Materialauswahl, Bau und Qualitätssicherung. Festzuhalten ist ferner, dass allen positiven Untersuchungen detaillierte Überlegungen für eine standortgerechte, individuelle Auslegung des Gesamtsystems voraus gingen.

Für diesen Beitrag wurden die Dokumentationen von nahezu einem Dutzend Feldmessungen der letzten Jahre aus der zur Verfügung stehenden Fachliteratur ausgewertet. Aus Platzgründen können die Beispiele hier nicht einzeln aufgeführt werden. Die Standorte/Projekte sind jedoch im nachfolgenden Überblick genannt. Ein Sonderdruck dieses Beitrages, in dem die Beispiele und deren Randbedingungen detaillierter erläutert werden, kann bei den Autoren angefordert werden. Die Testfeldergebnisse für die zur Zeit am häufigsten angewendeten bzw. diskutierten alternativen Oberflächenabdichtungssysteme dokumentieren folgende Leistungsfähigkeit (Angabe als Dichtungswirkung bezogen auf den Jahresniederschlag):

- Die fehlerfreie Verlegung einer BAM-zugelassenen Dichtungsbahn führt unabhängig von Klima, Deckschichtaufbau, Neigung, Hanglänge etc. immer zu einer 100%igen Dichtungswirkung. Der unrealistische Ansatz von nicht entdeckten 4 Löchern (je 1 cm Durchmesser) je 100 m2 Dichtungsfläche entspricht in etwa einer mineralischen Dichtung mit $k = 5 \times 10^{-10}$ m/s, was wiederum etwa mit einer 99%igen Dichtungswirkung gleichgesetzt werden kann [5].

- Die alleinige bindige mineralische Dichtung gemäß TASi bzw. DepV DK I (entspricht DK II ohne Kunststoffdichtungsbahn) erfordert einen vergleichsweise schlechten Einbau-Labor-k-Wert (5 x 10^{-9} m/s). Ihre Leistungsfähigkeit wird deshalb stark von äußeren Systemrandbedingungen beeinflusst (Niederschlagsmenge und –verteilung, Deckschichtaufbau und Qualität, Neigung etc.). Unter günstigen Randbedingungen wurde auf den Deponien/Standorten Dreieich-Buchschlag (Hessen), Karlsruhe-West (Baden-Württemberg), Luxemburg und Nadelwitz eine bis zu 99%ige Dichtungswirkung nachgewiesen. Die meisten Testfelder dokumentieren eine Dichtungswirkung von mehr als 90%. In [16] wird aufgrund einfacher hydraulischer Überlegungen für eine TASi-Dichtung (k = 5x10^{-9} m/s) eine Restdurchsickerung in der Größenordnung von 100 mm (entspricht ca. 87% Dichtungswirkung bei dem in Deutschland gültigen mittleren Jahresniederschlag von 770 mm) und für eine TASo-Dichtung (k = 5x10^{-10} m/s) eine Restdurchsickerung von ca. 10 mm (entsprechend einer Dichtungswirkung von ca. 99%) angegeben. Insgesamt bestätigen die ausgewerteten Testfeldergebnisse diese Größenordnungen. Bei der Umsetzung der in einem Workshop zum Austrocknungsverhalten mineralischer Abdichtungen erarbeiteten Hinweise, z. B. Einbau auf der trockenen Seite der Proctorkurve mit höherer Verdichtungsenergie, ist eine reduzierte Empfindlichkeit gegenüber Austrocknung zu erwarten [17].
- Für modifizierte mineralische Dichtungen sind in der Fachliteratur noch keine mehrjährigen Testfeldergebnisse dokumentiert. Laborversuche lassen Dichtungswirkungen von bis zu 99% erwarten, wenn die Laborqualität bautechnisch hergestellt werden kann und Austrocknungen ausgeschlossen werden können.
- Kapillarsperren erreichen dann eine sehr hohe Dichtungswirkung, wenn sie mit einer ausreichend dicken Wasserhaushaltsschicht (d ≥ ca. 2 m) zur Vergleichmäßigung der Niederschläge und einer Mindestneigung (größer ca. 1:10) versehen sind. Allerdings benötigen die in den ausgewerteten Dokumentationen beschriebenen Kapillarsperren im Bereich der erforderlichen Rohrleitungen zur Fassung des Kapillarschichtwassers zusätzliche, andere Dichtungselemente. Hier wird häufig auf Kunststoffdichtungsbahnen zurückgegriffen. Die Testfelder auf den Deponien/Standorten Am Stempel (Hessen), Litzholz (Baden-Württemberg),

Luxemburg und Breinermoor (Niedersachsen) belegen überwiegend Dichtungswirkungen von 97 bis 99%.

- Die Leistungsfähigkeit von Natrium- und schweren Calcium-Bentonitmatten ist ähnlich wie die der bindigen mineralischen Dichtungen und Kapillarsperren vom Systemaufbau und weiteren geometrischen Randbedingungen abhängig. Unter Deckschichten von mindestens 1 bis 1,2 m Dicke wurden in den bisherigen Felduntersuchungen auf den Deponien/Standorten Im Dienstfeld (Bayern), Mengergereuth-Hämmern (Thüringen) und in Lemförde (Niedersachsen) Dichtungswirkungen von bis zu 99% gemessen.

5. Hinweise aus landschaftsplanerischer Sicht

Deponien stellen Sonderstandorte innerhalb unserer Kulturlandschaft dar. Durch die DepV erhalten die Überlegungen zur Rekultivierung dieser Standorte einen höheren Stellenwert. Insbesondere die nachhaltige kostengünstige Schließung der Altdeponien rückt den Vegetationsbestand und ihren Wurzelraum in das Zentrum von Optimierungsfragen zur Sickerwasserminimierung.

In den Genehmigungsunterlagen insbesondere den Landschaftspflegerischen Begleitplänen und den Rekultivierungsplänen wurde bisher ausschließlich die (Wieder)Eingliederung der Deponien in das Landschaftsbild und den Naturhaushalt betrachtet, mit entsprechender Vorgabe von Ziel-Biotopstrukturen auf der Deponieoberfläche.

Die nachhaltige Sickerwasserminimierung der Deponien erfordert eine detaillierte Planung und Dimensionierung der Wasserhaushalts-/Rekultivierungsschicht und der Vegetationsschicht als Teil einer Schwarz-grünen Barriere.

Die Anforderungen leiten sich aus der Zielsetzung ab, das Eindringen von Niederschlagswasser in den Deponiekörper dauerhaft zu unterbinden bzw. zu minimieren.

Die Vegetation und der Wurzelraum wird im Rahmen der aufgeführten Standortbedingungen als wesentliches Element des Barriere-Systems ausgebildet (s. Kap. 2 und 3).

Für Deponien sind in der Rekultivierungsphase folgende Standortbedingungen charakteristisch:

- Die Deponiekubatur mit ihren Böschungen und Profilierungen, den Expositionen der Böschungen, den Höhenlagen des Deponiekörpers sowie den großklimatischen Gegebenheiten legen den Rahmen für die Wirkungsmöglichkeiten der Vegetationsschicht fest.
- Die Deponieoberfläche stellt einen grundwasserfernen Standort dar mit i.d.R. trockenen, extremen Verhältnissen für die Pflanzenwelt.
- Durch das vorgeschriebene geschichtete Abdecksystem besteht ein hohes Risiko der Windwurfgefahr bei aufkommenden Baumbeständen.
- Durch die exponierte Lage der Deponien findet ein laufender Nährstoffentzug z. B. durch Verwehungen, durch Abführung von nährstoffreichem Bodenwasser über die Drainschicht statt. Langfristig sind magere, von Aushagerungen geprägt Verhältnisse zu erwarten.

Der Vegetation kommt die Aufgabe zu, die Niederschlagszufuhr in den Boden durch Interzeptions-Verdunstung und Transpiration zu verringern. Durch gezielte Auswahl der Pflanzenarten und der Pflanzenbestände werden die Wirkungsgrade der Vegetation im System bestimmt.

Erfahrungen
- aus forstlichen Versuchsflächen
- aus Testfeldern von Deponien und
- aus der Ingenieurbiologie zum Lebendverbau von Böschungen

lassen sich für die Ausgestaltung der grünen Barriere nutzen.

Erfahrungen aus der Ingenieurbiologie zum Lebendverbau von Böschungen und Hängen bestätigen ebenfalls die unterschiedliche Bedeutung der Pflanzen für die Transpiration und ihre Wirkung auf den Bodenwasserhaushalt. Durch gezielte Pflanzenartenauswahl nach ihrer biotechnischen Eignung lassen sich die Wirkungsgrade auf die Interzeption und die Transpiration beeinflussen. Vor Beginn der Rekultivierungsmaßnahme ist die Neugestaltung deshalb in entsprechenden Pflanzschemata (vgl. Kap.3), z.B. untergliedert in Hauptholzarten (Hochstämme), Pionier- und Nebenholzarten, Sträuchern, darzustellen und in einer Kostenschätzung zu erfassen.

Charakteristisch für Vegetationsbestände ist jedoch ihre dynamische Entwicklung . Damit einhergehend sind der Wechsel in den Transpirationsleistungen je nach Artenzusammensetzung, flächiger Verbreitung und Schichtung. Demzufolge sind die Wirkungsgrade der Vegetation einer ständigen Veränderung unterworfen. Zur Beibehaltung eines gewählten Zielbestandes sind Pflege- und/oder Bewirtschaftungsmaßnahmen erforderlich. Diese sind im Rahmen der landschaftspflegerischen Begleit- und der Rekultivierungspläne standort und vegetationsbezogen aufzustellen und werden Bestandteil des Nachsorgekonzeptes.

6. Zusammenfassung und Empfehlungen

In Deutschland wurden in den vergangenen Jahren zahlreiche Untersuchungen über die Dichtungswirkung der Komponenten des TASi- bzw. DepV-Regelabdichtungssystems für Deponieoberflächen unter Feldbedingungen durchgeführt. In jüngerer Zeit konzentrieren sich die Feldversuche vorrangig auf die Untersuchung wirtschaftlich interessanter Alternativen.

Die bisher dokumentierten Erkenntnisse und die mit validierten Wasserhaushaltsmodellen durchgeführten Studien und Prognosen führen zu folgenden Schlussfolgerungen:

- Die Kombinationsabdichtung, wie sie als Regelabdichtung für Deponieoberflächen in der TASi bzw. der DepV definiert ist, ermöglicht keine nachhaltige und gleichermaßen kostengünstige Stilllegung für jeden Deponiestandort.
- Eine nachhaltige und gleichermaßen kostengünstige Oberflächenabdichtung ist nur dann zu erreichen, wenn jeder Deponiestandort individuell bewertet und das

Oberflächenabdichtungssystem ingenieurmäßig entsprechend den standortspezifischen Einwirkungen von oben nach unten dimensioniert wird.

- An der bautechnisch sicheren, quasi fehlerfreien Realisierbarkeit der nach TASi bzw. DepV vorgesehenen Konvektionssperre als mehrere Jahrhunderte wirksame Primärdichtung in Form der BAM-zugelassenen KDB dürften keine grundsätzlichen Bedenken bestehen, sofern alle in diesem Zusammenhang geschaffenen Bestimmungen und Vorgaben zur Qualitätssicherung von der Produktion bis zur Verlegung eingehalten und überwacht werden.
- Die Mindestanforderungen der TASi bzw. DepV an die mineralischen Langzeitkomponenten des Regelabdichtungssystems (1 m Rekultivierungsschicht mit einfachem Bewuchs; 0,5 m dicke Dränschicht mit $k = 1 \times 10^{-3}$ m/s; 0,5 m dicke mineralische Dichtung mit $k = 5 \times 10^{-9}$ m/s) können individuell als Maßstab für die erforderliche Dichtungswirkung alternativer Langzeitkomponenten angesetzt und die zulässige Restdurchlässigkeit am betrachteten Standort mit validierten Wasserhaushaltsmodellen ermittelt werden.
- Als Langzeitkomponente und oberste Barriere kommt nach derzeitigem Kenntnisstand der Rekultivierungsschicht eine Schlüsselfunktion im Hinblick auf die nachhaltige und gleichermaßen kostengünstige Deponiestilllegung zu. Deshalb sollte diese Schicht planmäßig zu einer optimalen Wasserhaushalts- und Rekultivierungsschicht (WHS/RKS) erweitert und mit einer mehrschichtigen Vegetation zur Reduzierung der Sickerwasserbildung bepflanzt werden. Feldversuche und Erfahrungen aus Anwendungen und Forschungen der letzten Jahre sowie laufende Testfelder und Lysimeter haben zu verlässlichen Bemessungshilfen und Dimensionierungsansätzen geführt, zu deren Anwendung in den einschlägigen Regelwerken (z.B. GDA-Empfehlungen) weitere Hinweise gegeben werden.
- Im Sinne der DepV ist für die entsprechend einer Nachhaltigkeitsbetrachtung wesentlichen Sekundärphase (vgl. Bild 1) der Nachweis eines ausreichenden Grundwasserschutzes zu führen (s.o.). Nach dem jetzigen Kenntnistand gibt es in Deutschland Standortbedingungen (Klima, vorhandene und potentielle Emissionssituation, Schutzgüter), für die unter diesem Gesichtspunkt eine optimierte Wasserhaushalts- und Rekultivierungsschicht zur dauerhaften Sickerwasserreduzierung/Vermeidung ausreicht [18] und genehmigungsfähig ist.

Dabei ist zu prüfen, ob diese Stilllegungsstrategie an die Herstellung einer Primärdichtung, z.B. für die Phase der Ausbildung der erforderlichen Zielvegetation, gebunden ist oder diese weggelassen werden kann.

- Kann der Nachweis eines dauerhaften und ausreichenden Grundwasserschutzes im Vergleich mit den Langzeitkomponenten des TASi bzw. DepV-Regelsystems nicht geführt werden, werden weitere Maßnahmen erforderlich. Hierzu können u.a. zusätzliche Dichtungsmaßnahmen (Sekundärdichtung) gezählt werden. Hierfür stehen eine Vielzahl weiterer künstlich hergestellter Dichtungselemente zur Verfügung, die die Dichtungswirkung einer Konvektionssperre annähernd erreichen können. Hierbei ist jedoch die Dichtungswirkung - im Unterschied zur KDB - häufig von weiteren Systemrandbedingungen abhängig! Aus der Sicht der Autoren kann bei der Dimensionierung dieser Sekundärdichtung die Dichtungswirkung der WHS/RKS angerechnet werden. Für eine optimale, leistungsfähige und kostengünstige Sekundärdichtung stehen eine Vielzahl von in Feldversuchen getestete Dichtungselemente zur Verfügung(s.o.). Aber nicht jedes Dichtungselement ist für jeden Standort geeignet! Bei Auswahl und Planung sind teilweise komplexe erforderliche Randbedingungen zu beachten. Bei gleichen Dichtungswirkungen treten weitere Aspekte wie Kosten, Materialverfügbarkeit, Ausführungssicherheit oder Qualitätssicherungsaufwand in den Vordergrund. Eine Beschreibung weiterer sinnvoller/möglicher Maßnahmen findet sich in [11].
- Es wird empfohlen, beim Bau alternativer Oberflächenabdichtungssysteme zukünftig jeweils ein integriertes Kontrollmessfeld vorzusehen. Sie sollten die dauerhafte Messung der wesentlichen Kontrollparameter Niederschlag, Oberflächenabfluss, Dränageabfluss und Sickerwasserbildung mit einfachen Mitteln erlauben (vgl. Kap. 3) und während des Baus der Oberflächenabdichtung verfahrensgleich erstellt werden. Die Grösse eines solchen Feldes ist abhängig vom System unter Berücksichtigung der Zielvegetation festzulegen. Sie dürfte mit 100 bis 1.000 m^2 ausreichend dimensioniert sein. Die Kosten für ein einfaches Kontrollfeld sind nach Einschätzung der Autoren im Rahmen der Baumaßnahme vernachlässigbar. Die Messergebnisse können als Bestandteil der Dokumentation in der Stilllegungsphase gemäß § 12 und der Nachsorgephase gemäß § 13 DepV zum Nachweis der Funktionstüchtigkeit der Oberflächenabdichtung herangezogen werden. Durch eine regelmäßige Veröffentlichung der Messergebnisse kann der

Stand der Technik im Hinblick auf nachhaltige und kostengünstige Abdichtungssysteme deutlich verbessert und weiter entwickelt werden.

7. Literatur

(1) August,H./Tatzky-Gerth,R./Preuschmann,R./Jakob,I.:Permeationsverhalten von Kombinationsdichtungen bei Deponien und Altlasten gegenüber wassergefährdenden Stoffen, FE-Vorhaben 10203412 des BMU, Eigenverlag 1992

(2) August,H./Hlozlöhner, U./Meggyes,T. (Hrsg.): Optimierung von Deponieabdichtungssystemen, Springer-Verlag 1998

(3) Stegmann,R./Bidlingmaier,W./Bilitewski,B./Collins,H.-J./Doedens,H./Ehrig,H.-J./ Freding,T./Fricke,K./Heyer,K.-U/Lechner,P./Müller,W./Rettenberger,G./ Ritzkowski,M./Soyez,K./Urban,A.: Strategie zum Umgang mit Altdeponie, Müll und Abfall 7/2001

(4) Wiemer,K./Behling,D./Gäth,S./Schmeisky,H.: Alternative zur Oberflächenabdeckung von Deponien, 4. Staßfurter Abfall- und Energieforum, Witzenhausen-Institut für Abfall, Umwelt und Energie GmbH, Eigenverlag 2003

(5) Simon,F.-G./Müller,W.: Gutachtliche Stellungnahme zu den Eigenschaften einer Oberflächenabdichtung aus PEHD-Dichtungsbahnen für Altdeponien, Gutachten Nr. IV.32/1304/03, Bezug über AK GWS e.V.(Arbeitskreis Grundwasserschutz), Friedrichstr. 95, 10117 Berlin

(6) Melchior,S.: Die Austrocknungsgefährdung von bindigen mineralischen Dichtungen und Bentonitmatten in der Oberflächenabdichtung, 3. Deponie-Seminar des Geologischen Landesamtes Rheinland-Pfalz, Selbstverlag, 1996

(7) Stoffregen,H./Döll,P./Wessolek,G./Melchior,S./Vielhaber,B./Holzlöhner,U./Horn,R./ Baumgartl,T./Gräsle,W./Bohne,K./Schmidt,M.: Rissgefährdung von Kombinationsdichtungen durch temperaturabhängige Austrocknung, Müll und Abfall 1/1999

(8) GDA-Empfehlung E 2-31: Rekultivierungsschichten, Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponiebauwerke" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Bautechnik 77 (2000), Heft 9

(9) Schmeisky,H./Hofmann,H.: Aufbau von Deck- und Rekultivierungsschichten - Standortgerechte Bepflanzung von Rekultivierungsschichten, Fachveranstaltung des Landesamtes für Umweltschutz Sachsen Anhalt „Abschluss und Sicherung von Deponie in Sachsen-Anhalt“, Eigenverlag, 2003

(10) Bodenkundliche Kartieranleitung (1994): AG Bodenkunde, 4. Auflage, E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart

(11) ATV-DVWK/VKS (Hrsg.): Leitfaden zur Deponiestillegung, ISBN 3-924063-38-9

(12) GDA-Empfehlung E 2-20: Entwässerungsschichten in Oberflächenabdichtungssystemen, Empfehlungen des Arbeitskreises „Geotechnik der Deponiebauwerke" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Bautechnik 77 (2000), Heft 9

(13) Markwardt,N./Brücklmeier, W.: Versickerungsmessungen des Niederschlags aus Rekultivierungsschichten, 20. Fachtagung „Die sichere Deponie" am SKZ Würzburg, Eigenverlag, 2004

(14) BAM-Richtlinie: Eignungsnachweis für Kunststoff-Dränelemente in Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten, Labor IV.32, Deponietechnik der Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung Berlin, Eigenverlag, 2003

(15) Schmidt, R./Heyer, D.: Untersuchung der Leistungsfähigkeit mineralischer und synthetischer Dränschichten bei der Deponie Kienberg, Zusammenfassende Darstellung der wesentlichen Ergebnisse des Bayforrest-Forschungsvorhabens F 58, Bezug über www.sig-essen.de

(16) Berger, K./Sokollek, V.: Sind qualifizierte Abdeckungen von Altdeponien unter den gegebenen klimatischen Voraussetzungen der BRD sinnvoll bzw. möglich?, 7. Karlsruher Deponieseminar, in: Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Erich Schmidt, 1997

(17) Ramke,H.-G./Gartung,E./Heibrock,G./Lükewille,W./Melchior,S./Vielhaber,B./Bohne,K./Maier-Harth,U./Witt,K.-J (Hrsg.).: Status-Workshop „Austrocknungsverhalten mineralischer Abdichtungsschichten in Deponie-Oberflächenabdichtungssystemen", Höxteraner Berichte zu angewandten Umweltwissenschaften, Band 03, ISBN 3-9807985-2-6, 2002

(18) Stock,U.: Rechtliche Anforderungen kontra Bestandschutz? Umsetzung der Anforderungen an Stilllegung und Nachsorge von Deponien im Land Brandenburg, Fachtagung „Vorsorge zur Nachsorge" des BFUB, Berlin, Eigenverlag, 20003

Weiterhin werden empfohlen:

GDA-Empfehlung E 2-30: Modellierung des Wasserhaushalts der Oberflächenabdichtungssysteme von Deponien, Empfehlungen des Arbeitskreises

"Geotechnik der Deponiebauwerke" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Bautechnik 75 (1998) Heft 9

GDA-Empfehlung E 2-32: Gestaltung des Bewuchses auf Abfalldeponien, Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponiebauwerke" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Bautechnik 77 (2000) Heft 9,

Willmanns, O.:Ökologische Pflanzensoziologie, UTB, Quelle & Meyer, Heidelberg, Wiesbaden, 1989

Rehlinghaus, B., Hütter, M. : Auswirkungen unterschiedlicher Abdichtungsmaßnahmen auf den Wasserhaushalt der Deponieoberfläche. Wasser & Boden 2 / 1995

Schaefer, M./Tischler, W. : Ökologie. Gustav Fischer Verlag, Jena, 1993

Borchardt, W./ Pacalaj, C.: Aufbau von Gehölzbeständen mit landeskultureller Zielsetzung bei extensiver Pflege, in: Versuche in der Landespflege, FLL-Broschüre, 2002

Wattendorf,P./Sokollek,V.: Gestaltung und Entwicklung des Bewuchses auf Rekultivierungsschichten von Deponien und Altlasten-In: Schanz,T. u. Witt, J.[Hrsg.]: Bauhaus-Universität Weimar Schriftenreihe Geotechnik Heft 10, Eigenverlag, 2003

Brechtel, H. M./Hammes,W.: Der Einfluß der Vegetation auf den Boden-Wasserhaushalt unter besonderer Berücksichtigung von Fragen der Bodenkonsistenz auf Böschungen und Hängen - In: Pflug, W.(Hrsg.): Ingenieurbiologie; Wurzelwerk und Standsicherheit von Böschungen, SEPiA Verlag Aachen, 1985

Kutschera, L./Lichtenegger,E.: Wurzelatlas mitteleuropäischer Grünpflanzen II. Pteridophyta und Dicotyledonea(Magnoliopsida). Fischer-Verlag Stuttgart, 1992

Kutschera, L./Lichtenegger,E.: Wurzelatlas Waldbäume und Sträucher Leopold Stocker-Verlag, 2002

Autoren:

Dr.-Ing. Ernst Reuter
iwb Ingenieurgesellschaft mbH
Wendentorwall 16
38100 Braunschweig
e.reuter@iwb-ingenieure.de

Dr.Ing. Norbert Markwardt
pedo tec GmbH
Bohnsacker Steig 10
13503 Berlin
N.Markwardt@pedotec.de

Dipl.-Ing. Cornelia Pacalaj
Lehr- u. Versuchsanstalt Gartenbau
Leipziger Straße 75 a
99085 Erfurt
c.pacalaj@lvg-erfurt.de

Dipl.-Ing. Michael Sutoris
IDL Ingenieurdienstleistungen
Oppelner Str. 9
38440 Wolfsburg
michael.sutoris@t-online.de

Tonschlacken in Oberflächenabdichtungssystemen

Dipl.-Geol. H.-G. Dymek, Dipl.-Ing. W. Oltmanns

1 Einführung

Im Reg.-Bezirk Braunschweig wurden in der SAD Essenrode der VOLKSWAGEN AG von 1967 - 1989 in neun bis rd. 10 m tiefen Erdbecken (Polder mit Dämmen) auf einer Fläche von 4,5 ha feste, pastöse und breiig-flüssige produktionsspez. Substrate, durchmischt mit Boden, Bauschutt, Vliesen etc., eingelagert. Das Gelände umfasst insg. 9 ha (Bild 1). Die Geologie ist durch starkmächtigen bis oberflächennah anstehenden halbfesten bis festen Ton/Schluff charakterisiert. Die Becken wurden mit Bodenaushub auf Flächendränagen abgedeckt. Die Oberflächen waren gering tragfähig und die Profilierungen instabil. Zudem war eine aufwändige Sickerwasserbewirtschaftung notwendig. Nach einer Gefährdungsabschätzung wird langfristig die Sicherung der Deponie und die Reduzierung des Betriebsaufwandes angestrebt. Die Vorgehensweise wird in einer Arbeitsgruppe mit Vertretern der Bez.-Reg. und dem GAA Braunschweig, dem NLfB und NLÖ, der VW AG, WOB und dem Büro HPC, KS sowie fachgutacherlich u. a. mit PROF. RODATZ UND PARTNER (geotechn. Erkundungen, Messungen, Versuche, analytische u. numerische Nachweise, Material- u. Verfahrensentwicklungen, Sicherungskonzepte, SW-Absenkung) abgestimmt.

Nach Abwägung verschiedenster Varianten wurde schließlich die Sicherung der Substrate in situ in Kombination mit einer Schadstoffreduzierung durch Entnahme mobilisierbarer flüssiger Phase favorisiert. Dazu ist u. a. ein Oberflächenabdichtungssystem mit Rekultivierung auf den Becken vorgesehen. Wegen der geringen und ungleichmäßigen Tragfähigkeit der Becken und Standsicherheit der Außendämme sowie Flurabstände flüssiger Phase waren die Becken jedoch nicht unmittelbar überbaubar. Für die Gewährleistung der Tragfähigkeit und Standsicherheit und langfristigen Gebrauchstauglichkeit des Dichtungs- und Monitoringsystems werden die Substrate stabilisiert. In 1998 (bis 2000/2003) wurde dafür die Untergrundverbesserung mit Stabilisierungs-Säulen eignungsgeprüft [IGB·TUBS, H. 69, 2002]. Die Untergrundverbesserung erfordert eine lastverteilende Schicht über den rasterförmig ausgeteilten Säulen.

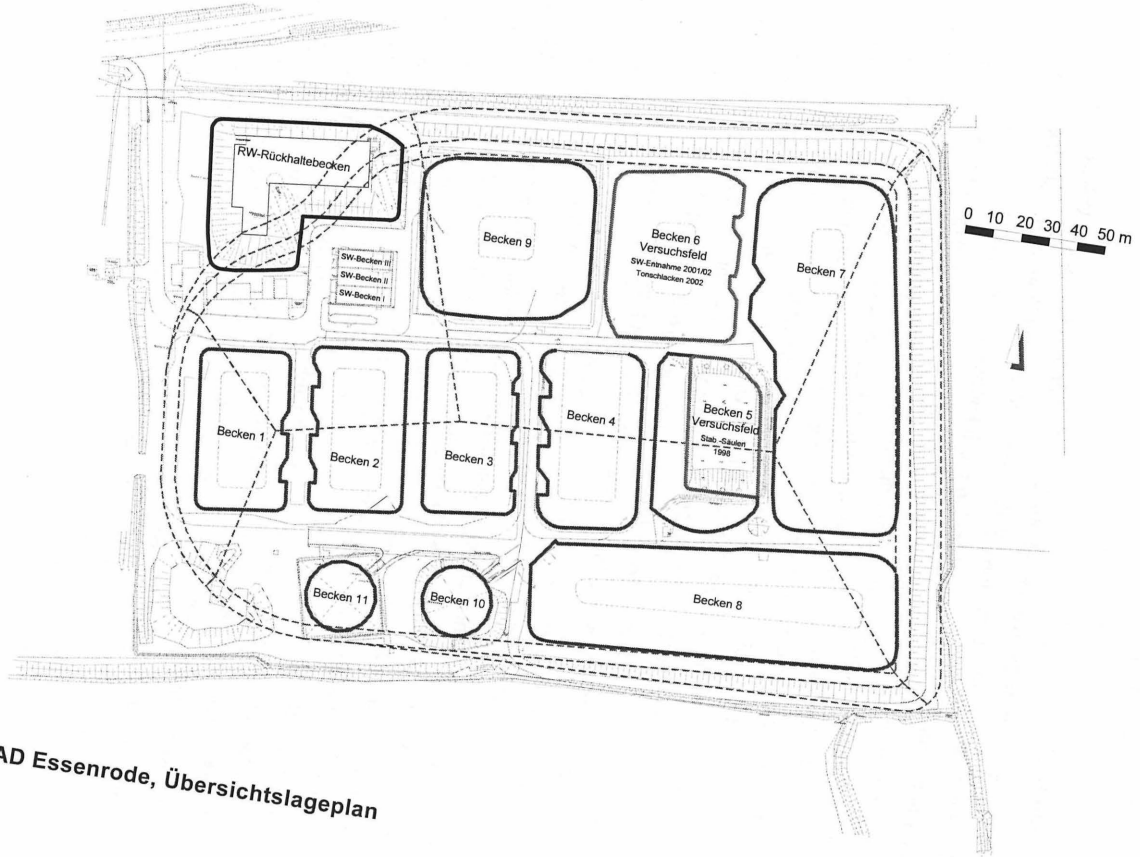


Bild 1: SAD Essenrode, Übersichtslageplan

Im Folgenden sind die wesentlichen techn. Sicherungsschritte und Termine skizziert:

. 0.1	Gefährdungsabschätzung und Sicherungskonzept	1989 - 1997
0.2	Eignungsuntersuchungen zur Untergrundstabilisierung	1998 (- 2003)
0.3	Eignungsuntersuchungen zur Entnahme flüssiger Phase	2001 - 2003
0.4	**Eignungsuntersuch./Nachweise Mineral. Dichtungsmat. (Laborvers.)**	**2001/2**
0.5	Standorterkundungen mit Sondierungen/Bohrungen (ergänzend)	2002/3
0.6	**Eignungsprüfung Tonschlacken (Versuchsfeld Becken 6)**	**Winter 2002/3**
. 1.	Einrichtung von 80 Brunnen (zusätzlich)	März/April 2003
2.	Entnahme flüssiger Phase (1. Ziel: ≈ 2 m Absenk.)	Mai - Juli 2003
3.	**Herstellen dichter, tragfähiger u. durchteufbarer Planien**	**Sommer 2003**
4.	Entnahme flüssiger Phase (2. Ziel: ≈ 4 m Absenk. auf GW-Niveau)	Okt. 2003 -
5.	Produktion von Stabilisierungssäulen	Winter/Frühjahr 2005
6.	Sicherung der Außenböschungen	Frühjahr 2005
7.	Rückbau der Deponieanlagen	Sommer 2005
8.	Aufbau des Profilierungskörpers	Sommer 2005
9.	Aufbau des Oberflächenabdichtungssystems	Sommer/Herbst 2005
10.	Monitoringsystem (neu)	Herbst 2005 -

Vor der Sicherung mit einer Oberflächenabdichtung wird in zwei Schritten flüssige Phase entnommen, um zusätzlich zur Schadstoffreduzierung bauzeitlich (Pkt. 2) ein niedriges Druckniveau, die Standsicherheit der Dämme und den Erdbau über dem Sickerwasserspiegel und langfristig (Pkt. 4) die Stabilität der Profilierung und Minimierung der Beanspruchung der Stab.-Säulen zu gewährleisten. Flankierend zu der kontrollierten und automatisierten Entnahme flüssiger Phase sind temporäre Abdichtungen ($k_f < 1 \cdot 10^{-8}$ m/s) auf den Becken erforderlich. Die Dichtung (Durchlässigkeit $k_{10} \leq 1 \cdot 10^{-9}$ m/s) muss über sehr gering tragfähigen Substraten (Steifigkeit $E \geq 0{,}5$ MN/m^2, Festigkeit $c_u \geq 5$ kN/m^2) bautechnisch zuverlässig und weitgehend witterungsunabhängig ausführbar sowie bei der Säulenproduktion tragfähig u. durchteufbar sein (Festigkeit $q_u \approx 0{,}2$ bis $0{,}5$ MN/m^2). Zudem muss die notwendigerweise flache Abdichtung weitgehend witterungsbeständig und ökologisch vertretbar sein (Zuordnungswerte < Z 2 bzw. Z 1.2 gem. LAGA M 20).

Nach labortechn. Eignungsversuchen, Wirtschaftlichkeits- und Rechtsprüfungen sowie insb. den Nachweisen zur Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit und analytischen Untersuchungen für verschiedene Planungsvarianten resp. mineralische Dichtungsmaterialien als temporäre Abdichtung (Arbeitsplanien) und in dem Oberflächenabdichtungssystem (Kombinationsdichtung) mussten dafür konventionelle Tondichtungen, Geokunststoffe, Kapillarsperren und geringmächtige 'Kunstböden' verworfen werden.

Für bauzeitliche dichte, tragfähige und durchteufbare Planien auf heterogenem, gering tragfähigem Untergrund sowie langfristig für die mineralische Komponente in der Oberflächenabdichtung wurden aus technischen und ökologischen Gründen Vergütungen von gut verdichtbaren Reststoffen bzgl. der Festigkeit und/oder Durchlässigkeit geprüft. Nach Recherchen zur techn.-wirtschaftlichen Verfügbarkeit und labortechnischen Voruntersuchungen wurde schließlich eine Rezeptur aus Schlacken, Tonmehl und Bentonit, i. W.: 'Tonschlacken' gewählt. Die Schlacken sind Reststoffe früherer Stahlproduktionen und liegen in einer sog. Althalde von 500.000 m^3 im Reststoffzentrum Barum, Salzgitter.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Eingungsprüfungen sowie der Laborversuche und der Felduntersuchungen bei einem Tonschlacken-Versuchsfeld im Winter 2002 und einer temporären Abdichtung (Arbeitsplanien) im Sommer 2003 vorgestellt.

2 Tonschlacken-Entwicklung

Mit Ton vergütete Dichtungsmaterialien haben sich seit Jahrzehnten im Wasserbau geo- und bautechnisch bewährt. Mitte der 80-iger Jahre wurden regional aus Mangel geeigneter Vorkommen feinkörniger Böden mit Tonmehl und Bentonit vergütete sandige Kiese erfolgreich im Deponiebau eingesetzt [LAGA-AG 'Oberflächenabdichtungen. . . Bentokiesabdichtung', 2000]. Aufbauend darauf wurden für die SAD Essenrode aus technischen, ökonomischen und ökologischen Gründen - im Sinne des Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetzes - Reststoffe recherchiert, die - ggf. nach entsprechender Vergütung - die projektspezifisch erforderliche Homogenität, Verdichtbarkeit, Festigkeit, Durchlässigkeit und Witterungsbeständigkeit aufweisen - und mit vertretbarem Aufwand zuverlässig produzier- und einbaubar sind. Damit sollte u. a. das Bauzeitrisiko minimiert werden.

Grundlage der Untersuchungen waren die einschlägigen geotechn. und analytischen Prüfvorschriften, die GDA-Empfehlungen und LAGA-Merkblätter sowie u. a. die 'Eignungsbeurteilung einer aus Abfällen hergestellten minerlischen Abdichtung' [NLÖ, 2002], der 'Einsatz von Abfällen als Deponiebaustoffe' [MU, 2002], die 'Grundsätze für den Eignungsnachweis von Dichtungselementen in Deponieabdichtungssytemen' [DIBt, 1995] und die 'Zulassungsgrundsätze für Dichtungsschichten aus natürlichen mineralischen Baustoffen in Basis- und Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien' [DIBt, 1997].

Im Zuge der Recherchen wurden in 2001 u. a. verschiedene Schlacken beprobt. Die vg. Althalden-Schlacken (aus den 30iger Jahren) liegen auf einer gesicherten Lagerfläche nach Vorsortierung im Zuge einer Umlagerung in den 70iger Jahren in der Fraktion 0/80. Die Althalden-Lagerstätte wurden geotechnisch und -chemisch beprobt. Die Althalden-Schlacken (AHS) sind bzgl. der Kornverteilung und des Wassergehaltes sehr homogen. Als Komponente der Reststoffdichtung wurde die abgesiebte Fraktion 0/16 verwendet. Die Fraktion 16/80 wurde bei Profilierungen verbaut. Die AHS 0/16 ist charakterisiert mit ∅ < 0,06 mm (Schluff-/Ton): 5 ± 3 %, ∅ 0,06 - 2 mm (Sand): 45 ± 10 %, ∅ 0,2 - 16 mm (Kies): 45 ± 10 % sowie Überkorn ∅ 16 - 32 mm < 5 % und Kiesfraktion insg. < 55 %. Bei der Tonschlackenproduktion wurde die Kornverteilung n. DIN 18 123-5 je 500 m^3 Schlakke überwacht. Die Analytik der Schlacken - Prüfung gemäß LAGA-PN 98 je 1.000 m^3 - ergab Parameter < LAGA - Z 2 (überwiegend < LAGA - Z 1.2).

Im Labor des IGB·TUBS wurden mit der Fraktion 0/16 zunächst Rezepturen mit Tonmehl- und Bentonit-Anteilen 5 - 30 % bzgl. der Verarbeitbarkeit und - nach organoleptischer Beurteilung - der Homogenität, Durchlässigkeit und Festigkeit geprüft. Detailliert untersucht, u. a. hinsichtlich der Sensibilät der Rezeptur, wurden Ton-Anteile 15 - 25 %. Mitte 2002 wurde nach positiven labortechn. Prüfungen bzgl. der Verarbeitbarkeit, Durchlässigkeit und Festigkeit die favorisierte Rezeptur AHS 0/16, Tonmehl und Bentonit zur großtechnischen Ausführung in einem Versuchsfeld beschlossen.

Im Herbst/Winter 2002 wurden die Tonschlacken-Produktion und der Einbau bei einem Versuchsfeld auf dem Becken 6 nachgewiesen (Abschn. 3). Im Sommer 2003 wurden auf den Becken 1 - 5 u. 7 - 11 mit Tonschlacken temp. Abdichtungen hergestellt (Abschn. 4).

In 2005 sollen Tonschlacken im Oberflächenabdichtungssystem verbaut werden.

3 Tonschlacken-Versuchsfeld

Nach Erreichen des 1. Absenkzieles im Becken 6 im Sept. 2002 wurde im Nov. 2002 die Tonschlacken-Produktion in Chargen in einem Mischwerk verfahrenstechnisch geprüft. Das Mischgut wurde mit Eigen- und Fremdprüfungen bzgl. der Homogenität, Durchlässigkeit und Festigkeit im Rahmen eines Qualitätsmanagementplanes überwacht.

Im Ergebnis zeigten diese Untersuchungen mit einbaurelevanten Parametern $D_{Pr} \geq 95$ % und $w_E = w_{Pr} \pm 2$ % ($\rho_{Pr} = 1{,}67$ t/m^3, $w_{Pr} = 22$ %) Durchlässigkeiten $k_{10} < 5 \cdot 10^{-10}$ m/s < gefordert $k_{10} \leq 1 \cdot 10^{-9}$ m/s (für die temporäre Abdichtung, s. o.).

Parallel zu den Mischversuchen wurde das Rohplanum in der unterschiedlich mächtigen Beckenabdeckung profiliert und flächendeckend die Tragfähigkeit oberflächennaher Schichten mit dem walzenintegrierten Verfahren gemäß FGSV 547 geprüft. Die Moduln betrugen $E_{Vib} << 20$ MN/m^2 bis > 40 MN/m^2. Daraufhin wurden Teilbereiche gezielt jeweils durch Aufschotterung auf einer Vliesunterlage ertüchtigt ($E_{Vib} > 20$ MN/m^2).

Von Ende Nov. bis Anfang Dez. 2002 wurden Tonschlacken einlagig (D = 20 - 30 cm) streifenweise auf dem Becken 6 (0,3 ha) eingebaut. Die Verteilung und Verdichtung der Tonschlacken und die geotechn. Ergebnisse wurden dabei sukzessive optimiert. Die erdbautechn., höhenrichtige Verteilung und die Verdichtung des locker-krümeligen Mischgutes war bei trockener und regnerischer und frostiger Witterung sehr gut realisierbar. Das verdichtete Planum war mit Geräten spurlos befahrbar. Nach dauerfrostbedingter Unterbrechung wurde Ende Jan. 2003 ein dreilagiges Feld (D = 3 · 20 cm) entspr. der GDA-Empfehlung E 3-5: 'Versuchsfelder für mineral. Abdichtungsschichten' hergestellt. Das Becken 6 wurde hälftig mit einer 20 cm mächtigen Schotterlage abgedeckt. Die Verdichtung jeder Einbauvariante und der drei Lagen des Versuchsfeldes wurde flächendekkend gem. FGSV 547 geprüft. Parallel dazu wurden im Rahmen der Eigen- u. Fremdprüfung u. a. Schürfe begutachtet und Stechzylinderproben gezogen.

Frost, Regen und Hitze haben die - z. T. offen liegende - temporäre Dichtung aus 2002 nachweislich der Untersuchungsergebnisse bis dato nicht beeinträchtigt. Insbesondere wurden keine tiefen Schrumpfrisse festgestellt. Lediglich flache Erosionsrinnen entstehen bei plötzlichen Starkregen in der nach langer Trockenheit versandeten Oberfläche.

Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen ergaben Festigkeiten q_u = 0,2 - 0,5 MN/m^2 und Durchlässigkeiten $k_{10} < 1 \cdot 10^{-9}$ m/s der Planien und $k_{10} < 5 \cdot 10^{-10}$ im ersten Versuchsfeld für die mineralische Dichtung des geplanten Oberflächenabdichtungssystems.

4 Tonschlacken-Planien

Nach den sehr positiven Ergebnissen bezüglich der Verarbeitbarkeit und Verdichtbarkeit sowie der Durchlässigkeit und Festigkeit der Tonschlacken wurden im Sommer 2003 nach Erreichen des 1. Absenkzieles auf den Becken 1 - 5 und 7 - 9 auf 3 ha Tonschlakken als temporäre Abdichtung D ≥ 20 cm eingebaut. Die Einbauleistung mit Raupe, Bagger und Walze betrug etwa 1.000 t/AT in der Fläche. Ausformungen für Gräben, Wälle etc. und Umbauungen von Brunnen, Pegeln etc. konnten komfortabel mit Großgeräten ohne Qualitätsverlust bearbeitet werden. Die erforderl. Schichtdicke D ≥ 20 cm konnte mit einem Vorhaltemaß von 1 - 2 cm zuverlässig realisiert werden.

Obgleich die Planien lediglich Bauhilfsmaßnahmen darstellen, wurde die Qualität gemäß GDA E 5 'Empfehlungen zum Qualitätsmanagement' gelenkt und gesichert. In dem aus dem Versuchsfeld Becken 6 weiterentwickelten Qualitätsmanagementplan wurden sämtliche projekt- und produktspezifischen Produktions- und Einbauleistungen sowie geotechnische Eigen- u. Fremdprüfungen und Analysen (der Schlacken) festgelegt. Zudem wurden behördliche Überwachungen durchgeführt. Für die Planung resp. Ausführung der mineralischen Abdichtung aus Tonschlacken in dem Oberflächenabdichtungssystem wird daraus der Qualitätsmanagementplan weiterentwickelt.

Auf den Becken 1 - 5 und 7 -9 wurden analog zu dem Becken 6 vorlaufend die Rohplanien profiliert und flächendeckend geprüft. Nach Erfordernis wurden Teilbereiche gezielt ertüchtigt (E_{Vib} > 30 MN/m^2). Ergebnisse der Tragfähigkeitsprüfung zeigt Bild 3.

Die Tonschlacken wurden in einer mobilen Mischanlage produziert (Bild 2). Tonmehl und Bentonit wurden in Silozügen qualitätsgesichert geliefert. Die gesiebten und geotechn. und -chemisch geprüften Schlacken wurden in Chargen von 1.000 m^3 bereitgestellt.

Die Rezeptur der Tonschlacken wurde bei insg. 13.000 t realisiert mit

± 3 % Schlacke, ± 2 % Tonmehl und ± 1 % Bentonit.

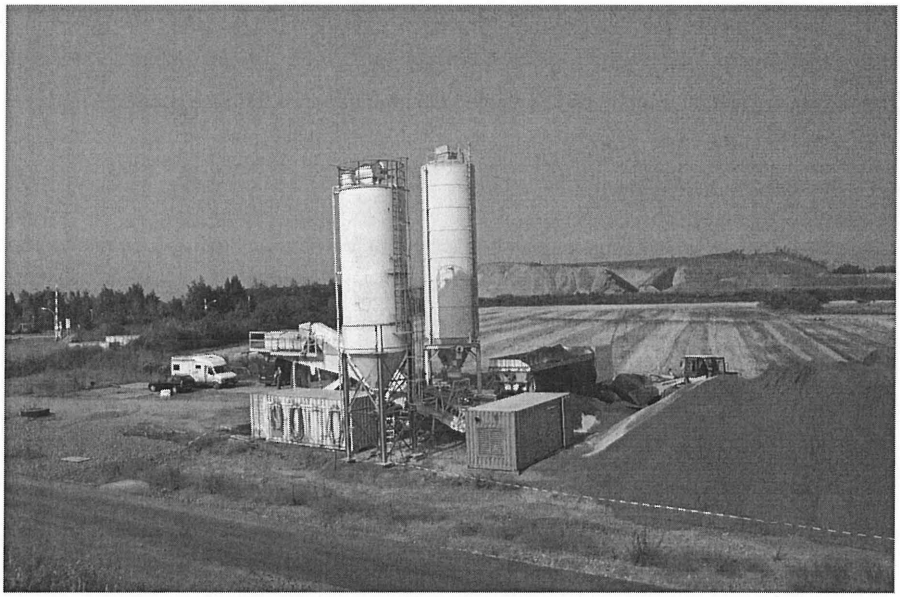


Bild 2: Mischanlage für die Tonschlackenproduktion

Die Komponentenzugabe wurde kontinuierlich nach Massenanteilen gesteuert, mit kalibrierten Einrichtungen erfasst und dokumentiert. Der regelmäßig geprüfte Wassergehalt der Schlacken betrug $w_S = 16 \pm 1$ %. Der Wassergehalt der Tonschlacken wurde kontrolliert eingestellt. Der planmäßige Einbauwassergehalt betrug $w_{ETS} = 22 - 24$ % mit Toleranzen min. $w_{TS} = 20$ und max. $w_{TS} = 26$ %. Die Homogenität des Mischgutes wurde durch Eigen- und Fremdprüfungen organoleptisch und aufgrund des Wassergehaltes mind. arbeitstäglich überwacht. Mit max. $\Delta w = \pm 4$ % der Einzelprobe vom Mittel einer Serie von drei Teilproben war die erforderliche Homogenität der Tonschlacken definiert.

Mit der qualitätsgesicherten Lieferung von Schlacken, Tonmehl und Bentonit und der kontinuierlichen Prozesssteuerung und -überwachung konnten 13.000 t Tonschlacken als hochwertiger homogener Baustoff für die temporäre Abdichtung auf der SAD Essenrode werkmäßig produziert werden.

Die Homogenität des Baustoffes Tonschlacke auf dem erkundeten Rohplanum erlaubte zudem - ergänzend zu den praxisüblichen Stichprobenprüfungen - eine flächendeckende Verdichtungsüberwachung und damit eine erhöhte Ausführungsqualität.

Die Tonschlacken wurden mit einer 8 t -Walze mit dem Ziel $D_{Pr} \geq 95$ % verdichtet. Die walzenintegrierte Verdichtungskontrolle steuerte die Verdichtungsarbeit. Die Stichprobenprüfungen wiesen ausnahmslos die geforderte Verdichtung nach. Für die zuverlässig erforderl. Wasserableitung auf den planm. gering geneigten Flächen wurden Walzkanten bis max. $\Delta \approx 2$ cm und Wellen mit min. $N \approx 1$ % toleriert. Die Oberflächen der Tonschlakken sind - fachgutachterlich geprüft - unmittelbar als Auflager für eine KDB geeignet. Die temporäre Abdichtung wurde abschließend 20 cm mächtig mit Schotter belegt.

Aufgrund der geotechn. Parameter, insb. der sehr schwachen Durchlässigkeit, und der Qualität von Produktion, Einbau u. Kontrolle steht - analog zu Bentokies u. a. - eine Reduzierung der Schichtdicke der mineral. Abdichtung aus Tonschlacken zur Diskussion.

5 Tonschlacken-Durchlässigkeit

Die Durchlässigkeit der Tonschlacken wurde nach DIN 18 130 (i = 30) geprüft. Bei den labortechn. Eignungsprüfungen n. DIN 18 130-TX-DE-MZ-SB-2 wurden an geproctorten Proben mit einbaurelevanten Dichten/Wassergeh. Durchlässigkeiten $k_{10} < 1 \cdot 10^{-11}$ m/s ermittelt. An Stechzylinderproben n. DIN 4020/18 125 (D = 96 mm) wurden bedingt durch die Kornverteilung (max ∅ 32 mm) resp. signifikante Störungen bei der Probennahme bei der Eigenprüfung Durchlässigkeiten $k_{10} < 1 \cdot 10^{-9}$ m/s bis $< 1 \cdot 10^{-11}$ m/s und bei der Fremdprüfung Durchlässigkeiten $k_{10} = 5 \cdot 10^{-10}$ m/s bis $1 \cdot 10^{-10}$ m/s für Planien ermittelt.

Bereits auf dem Becken 6 unterschieden sich die Durchlässigkeiten der Prüfung nach DIN 18130-TX-DE-MZ-SB-2 (Triaxialvers.) und DIN 18130-ZY-MS-MZ-3 (Zylindervers.) etwa um eine halbe Zehnerpotenz. Wegen der max. Korngröße ist keine Probenklasse 1 ('ungestörte' Sonderproben) erzielbar. Deshalb wurden parallel entspr. GDA E 5-2 geproctorte Proben mit authentischem Material, Felddichte und -wassergehalt geprüft. Dabei betrugen die Durchlässigkeiten $k_{10} < 5 \cdot 10^{-10}$ m/s (überwiegend $k_{10} < 1 \cdot 10^{-11}$ m/s).

Tonschlacken im Feld zeigt Bild 5 und Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche Bild 6.

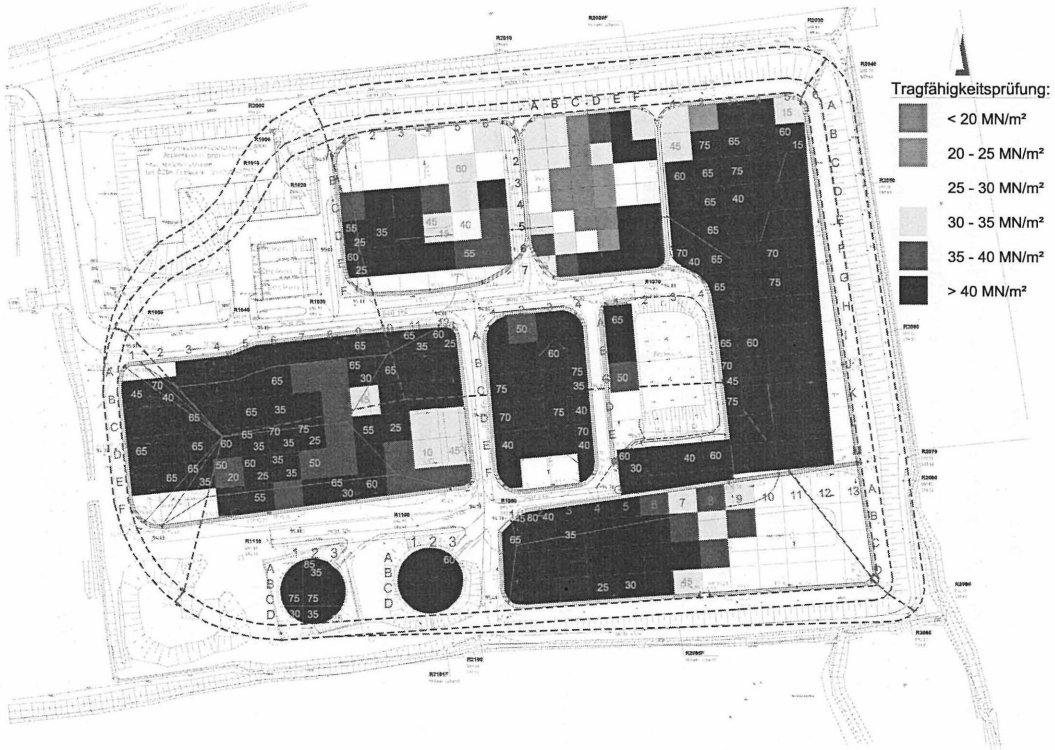


Bild 3: **Ergebnisse der Tragfähigkeitsprüfung nach Flächendeckender Kontrolle gem. FGSV 547**

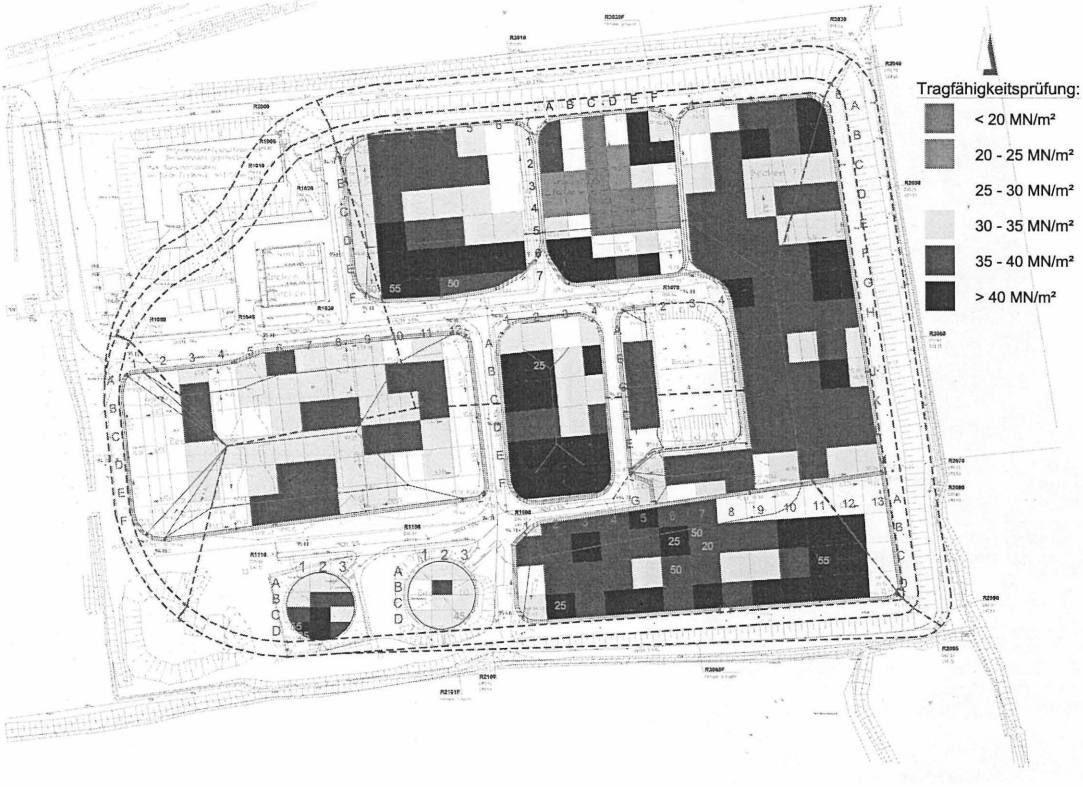


Bild 4: **Ergebnisse der Verdichtungsprüfung nach Flächendeckender Kontrolle gem. FGSV 547**



Bild 5: Tonschlacken-Einbau (mit flächendeckender Verdichtungssteuerung/-kontr.)

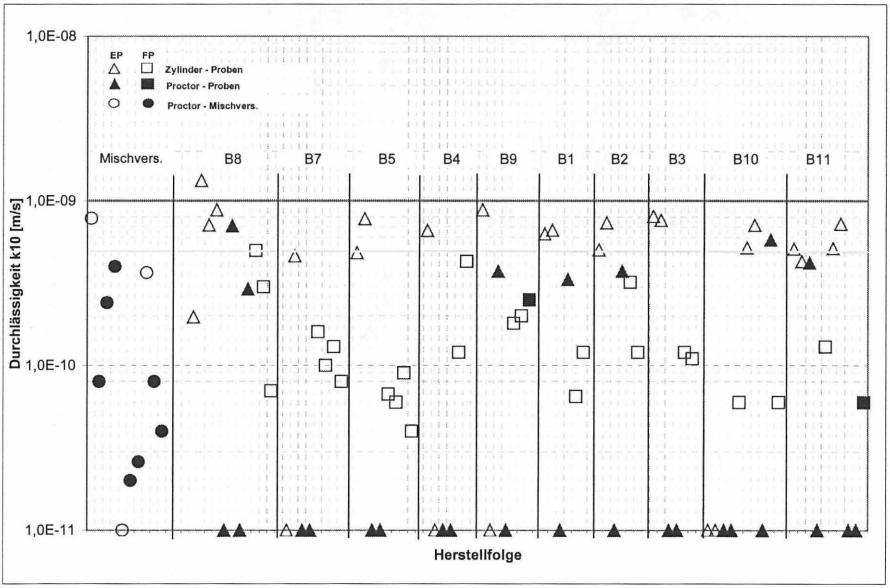


Bild 6: Ergebnisse der Durchlässigkeitsprüfungen an Tonschlacken

6 Zusammenfassung

Die Erfahrungen bei der Produktion und dem Einbau sowie die Eigenschaften der Tonschlacken im Versuchsfeld und als temporäre Abdichtung zusammengefasst sind:

- Die Schlacken standen als Reststoff ressourcenschonend mit sehr homogenen techn. Eigenschaften preisgünstig zur Verfügung und wurden qualitätsgeprüft zugeliefert.
- Das Tonmehl und Bentonit wurden qualitätsgesichert zugeliefert.
- Die Tonschlacken wurden n. Rezept werkmäßig qualitativ hochwertig produziert.
- Die Tonschlacken waren erdbautechnisch problemlos u. zügig verarbeitbar und auf dem gering tragfähigem Rohplanum praktisch witterungsunabhängig einbaubar. Das Ausführungs- resp. Terminrisiko konnte deutlich reduziert werden.
- Die Tonschlacken sind frostbeständig und nicht schrumpfungsempfindlich.
- Die erforderliche Verdichtung $D_{Pr} \geq 95$ % konnte mit einer 8 t Walze realisiert werden.
- Die Tonschlacken-Oberfläche ist befahrbar u. unmittelbar als KDB-Auflager geeignet.
- Der homogene Baustoff Tonschlacken war zusätzlich zu den üblichen Stichprobenprüfungen bezüglich der Verdichtung flächendeckend kontrollierbar.
- Die Tonschlacken hatten die erforderliche Festigkeiten $q_u = 0{,}2 - 0{,}5$ MN/m^2.
- Die Tonschlacken hatten die für eine mineralische Abdichtung in einem Oberflächenabdichtungssystem erforderlichen Durchlässigkeiten $k_{10} < 5 \cdot 10^{-10}$ m/s.

Aufgrund der positiven Erfahrungen bei der Produktion und Verarbeitung sowie der Qualität (Homogenität, Festigkeit, Durchlässigkeit) sind Tonschlacken als mineral. Abdichtung im endgültigen Oberflächenabdichtungssystem der SAD Essenrode vorgesehen.

Dipl.-Geol. H.-G. Dymek
VOLKSWAGEN AG
Umweltplanung K-EFUW
D-38465 Wolfsburg
hans-guenther.dymek@volkswagen.de

Dipl.-Ing. W. Oltmanns
PROF. RODATZ UND PARTNER
Nußbergstraße 17
D-38102 Braunschweig
w.oltmanns@rup-geotechnik.com

Langzeitverformungsanalyse der Schlickdeponie Francop

Olaf Stahlhut, Wolfgang Zieler

1 Einleitung

Im Bereich des Hamburger Hafens und im Stromspaltungsgebiet der Elbe werden jährlich rund zwei Mio. m³ Elbesedimente gebaggert, um sichere Wassertiefen für die Schifffahrt zu gewährleisten. Ein Großteil des Baggerguts besteht aus schadstoffbelastetem Schlick, der umweltsicher in zwei Deponien abgelagert wird.

Die Schlickdeponie Francop weist die längste Betriebsdauer mit rund 20 Jahren auf. Sie befindet sich südlich der Elbe im Hamburger Stadtgebiet und umfasst eine Fläche von ca. 116 ha zur Deponierung von rund 7 Mio. m³ entwässertem Hafenschlick. In Francop werden neben dem weiteren Standort Feldhofe jährlich rund 600.000 m³ entwässerter Schlick eingebaut. Die Kapazität der Deponie Francop wird etwa im Jahre 2010 erschöpft sein.

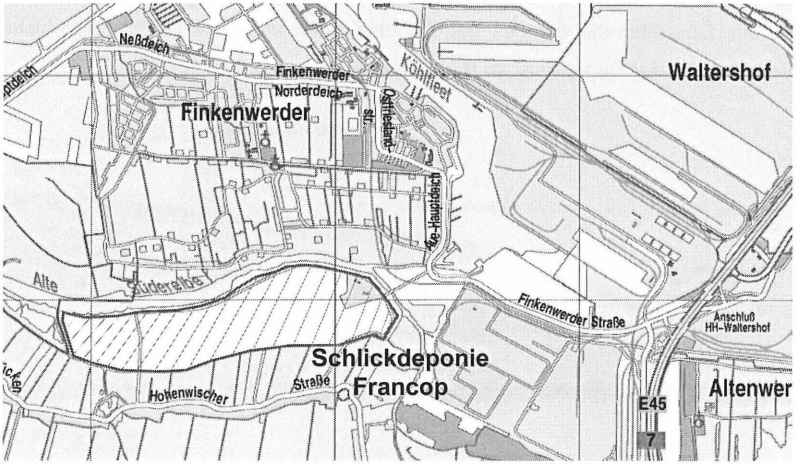


Bild 1: Lageplan Schlickdeponie Francop

Das Baggergut wird auf Spülfeldern und in der METHA behandelt. Dort wird der schadstoffbelastete Schlick von dem unbelasteten Sand getrennt und eine Entwässerung vorgenommen.

Der klassierte und teilentwässerte Schlick wird umweltsicher in den Deponien Francop und Feldhofe abgelagert. Informationen über die Güte des bei der Behandlung ebenfalls gewonnenen Dichtungsmaterials sind [1] zu entnehmen.

2 Aufgabenstellung

Die Deponie Francop wird unterschiedlich hoch aufgehöht und landschaftlich so gestaltet, dass der technische Ursprung kaum erkennbar ist. Insgesamt entstehen drei verschieden hohe Kuppen (maximal NN +38 m), die mit einem flach ansteigenden Sattel verbunden sind. Die Profilierung und daraus folgend die Schichtdicken der einzulagernden Schichten richtet sich nach der geplanten Geländehöhe.

Der Einbau der unterschiedlichen Böden wird in einer Sandwichbauweise vorgenommen. Auf den gewachsenen Böden liegt das Altspülfeld Blumensand, welches bis zum Bau der METHA als Spülfeld für den gebaggerten Schlick diente. Über dem Altspülfeld ist eine Sandschicht eingebaut und darüber die Basisdichtung mit KDB. Wechselweise werden Drainageschichten (Sandkörper), Mischbodenschichten und Zwischendichtungsschichten profiliert. Als Oberflächenabschluss der Deponie dient eine Rekultivierungsschicht. Der prinzipielle Aufbau der Deponie ist im Bild 2 dargestellt.

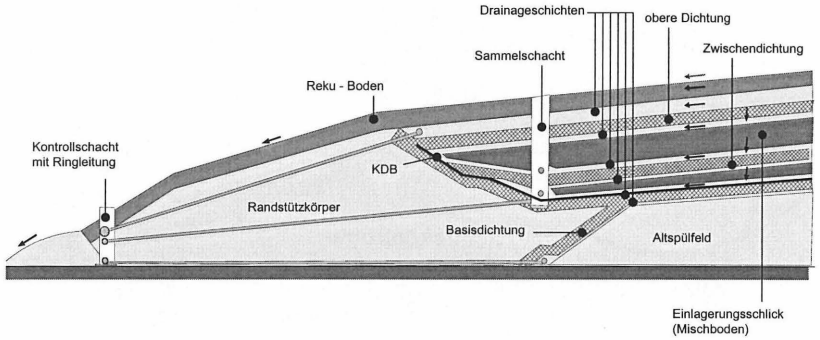


Bild 2: Prinzipieller Schichtenaufbau der Deponie Francop

Bedingt durch die unterschiedlich hohe Aufhöhung der Deponie sowie die Einbauwassergehalte des Schlicks von ca. 100 % entstehen ungleichmäßige Horizontal- und Vertikalverformungen.

Aus diesem Grunde werden seit 1987 Verformungsmessungen im Sinne der Beobachtungsmethode nach den Vorgaben der Genehmigungsplanung durchgeführt. Nachfolgend

wird über die Verfahren der Verformungsmessungen, die Grenzen der eingesetzten Messtechnik, die Fehlerbetrachtung bei unplausiblen Messergebnissen, Ergebnisse und die daraus zu ziehenden Schlussfolgerungen berichtet.

Bild 3 zeigt die Anordnung der Verformungsmessstellen im Lageplan.

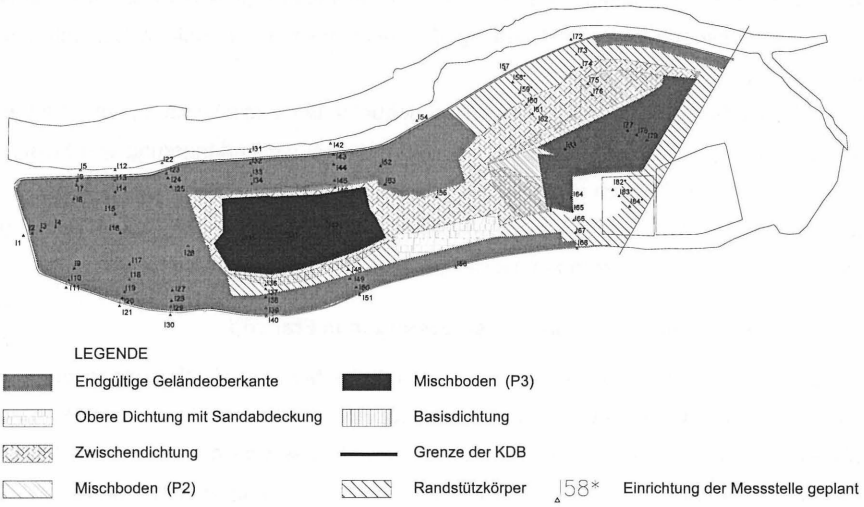


Bild 3: Anordnung der Verformungsmessstellen

3 Messkonzept

Wesentliches Ziel der Messungen ist die Bestimmung relevanter Horizontal- und Vertikalverformungen in Abhängigkeit von den Untergrundverhältnissen, der Böschungsgeometrie und dem Aufhöhungsszenario. Dazu wurden im Deponiekörper bisher an insgesamt 79 Stellen Inklinometerrohre eingebaut (vgl. Bild 3), die zusätzlich mit Setzungsmessringen unter Berücksichtigung der eingelagerten Schichten ausgestattet sind. Die Kombinationsmessstellen werden unter Berücksichtigung des Deponieaufbaus bzw. der Profilierung in Messachsen angeordnet. Auf diese Weise können unterschiedliche Verformungen in Abhängigkeit von der Böschungsgeometrie und dem Einlagerungsszenario erfasst werden. Sämtliche Messstellen sind als Langzeitmessstellen ausgelegt. Eine Besonderheit des Messverfahrens liegt in der sukzessiven Aufstockung der Inklinometerrohre während des Baubetriebs und der relativ hohen Setzungsraten innerhalb der eingelagerten Schlickpakete.

Die große Anzahl der Messstellen liegt u.A. in der Redundanz der Messstellen in den einzelnen Messachsen begründet. Bei Ausfall einer Messstelle muss nicht auf das Ergebnis verzichtet werden. Weiterhin sind durch die sich vergrößernde Einlagerungsfläche sukzessive Messstellen hinzugekommen.
Die horizontalen Verformungen werden mittels Inklinometern gemessen. Ein Magnetplattensetzungsmessgerät wird zur Messung der Setzungen der einzelnen Schichten und Schichtkompressionen eingesetzt.
Wesentlich ist die Führung eines Baustellentagebuchs. In diesem werden sämtliche bauliche Veränderungen, z.B. die Reparatur von Messstellen, die Verlängerung von Messrohren, auffällige Verdrehungen und sonstige Beobachtungen zur späteren Berücksichtigung bei der nachfolgenden Analyse der Messwerte protokolliert. Weiterhin sollten schief gestellte Messrohre durch Ausgraben begradigt werden.

4 Besonderheiten der Verformungsmessungen in Francop

Zur Beobachtung der Verformungen werden sämtliche Messstellen als Langzeitmessstellen ausgerüstet. Da Schlick ein kriechempfindliches Material ist, sind auch nach Ende der Einlagerung Kriechverformungen zu erwarten, die auf diese Weise bestimmt werden können. Beispielsweise werden die ältesten Messstellen bei Einlagerungsende im Jahre 2010 seit 1987 über 20 Jahre im Einsatz sein. Zur Garantie dieser langen Messdauer müssen die Messstellen entsprechend geschützt werden, da es insbesondere während der Einlagerung der Böden infolge Baubetrieb zur Zerstörung der Messeinrichtung kommen kann. Die ausgeprägten Verformungen müssen von den Messstellen schadlos aufgenommen werden können. Darüber hinaus sind die Rohre relativ lang und müssen im Zuge der Deponieaufhöhung verlängert werden.
Bedingt durch die große Anzahl von Messstellen, an denen über eine lange Zeit Messwerte aufgenommen werden, ist eine entsprechende Organisation der Datenstruktur notwendig. Durch die Entwicklung und Änderung der EDV-Systeme sowie der Messwertaufnahme muss die Datenaufnahme und –auswertung angepasst werden.
In der Regel werden die Messungen einmal jährlich durchgeführt. Dazu werden zunächst die Inklinometerköpfe geodätisch eingemessen. Anschließend werden die Inklinometer- und Setzungsmessungen jeweils als Umschlagmessung durchgeführt.

Aus den genannten Besonderheiten ergeben sich besondere Anforderungen im Hinblick auf die Herstellung der Messstellen, die Durchführung und Auswertung der Messungen sowie die Bewertung der Messergebnisse, auf die nachfolgend eingegangen wird.
Neben den Verformungsmessungen wird ein umfangreiches Gas- und Wassermonitoring betrieben.
Zusätzlich sei erwähnt, dass zu Beginn der Messkampagne pneumatische Porenwasserdruck- und Erddruckaufnehmer eingebaut wurden. Die Messleitungen (Länge bis ca. 250 m) wurden in einer zentralen Messstation zusammengeführt. Aufgrund des Baubetriebs wurden diese jedoch mehrfach zerstört und instand gesetzt. Aus Kostengründen wurden diese Messungen mittlerweile aufgegeben.

5 Definition von Alarmwerten

Die Definition von Alarmwerten ist unter Berücksichtigung sämtlicher Randbedingungen vorzunehmen. Dazu gehören beispielsweise die Liegedauer des Bodens an der Messstelle, der Zeitpunkt der letzten Einlagerung, das Baugeschehen in näherer Umgebung der Messstelle, die Böschungsgeometrie sowie die vergangenheitsbezogene Verformungsentwicklung. Demzufolge ist die Angabe eines konkreten Wertes problematisch. Als Orientierungswert für die Horizontalverformung gilt jedoch die Größe von ≤ 2 % der Schichtmächtigkeit pro Jahr bei Lastaufbringung; ohne Lastaufbringung soll die Verformung geringer werden.
Als erste Plausibilitätsprüfung gilt, dass die Horizontalverformungen im betrachteten Messquerschnitt am Rand der Deponie bzw. im außerhalb des Deponiekörpers positionierten Inklinometerrohr geringer sein müssen als im Deponiekörper.
Die Analyse der Messdaten wird einerseits bezogen auf die vorhergehende Messkampagne und andererseits bezogen auf den Gesamtzeitraum durchgeführt. Bei ersterem werden Vergleiche bzgl. Änderungen der vertikalen und horizontalen Verformungsgeschwindigkeiten ermittelt. Die Verformungsgeschwindigkeit v wird in cm/a definiert. Kritische Zustände können so vergangenheitsbezogen ermittelt und Prognosen für die Zukunft erstellt werden.
Darüber hinaus ist die Änderung der Verformungsgeschwindigkeit (hier als Beschleunigung definiert) ein Hilfsmittel zur Bewertung von kritischen Verformungen. Dabei werden die Verformungsgeschwindigkeiten zweier aufeinander folgender Messzeiträume verglichen. Eine positive Beschleunigung deutet auf eine Zunahme, eine negative Beschleuni-

gung auf eine Abnahme der Verformungsgeschwindigkeit hin. Die Gesamtverformung seit Beginn der Messkampagne zeigt ein Bild der insgesamt eingetretenen Verformungen.

6 Beeinflussung der Messwerte infolge tordierter Messrohre

Die Ausrichtung des Inklinometerrohres ist in Hauptverformungsrichtung resp. Fallrichtung vorzunehmen und während der Messung sowie der Verlängerung der Rohre zu kontrollieren. Baubetriebliche Vorgänge und Verlängerungen der Messrohre können zu „schleichenden" Verdrehungen der Rohre führen, die nicht immer erfasst und erkannt werden und so zu einem verfälschten Gesamtbild der Verformungen führen.

Grundsätzlich sind zwei Verdrehungen zu unterscheiden. Einerseits führt eine globale Verdrehung aus der Hauptverformungsrichtung dazu, dass eine Verformung nicht in Hauptverformungsrichtung gemessen wird. Andererseits kann eine Rohrtorsion über die Höhe zu unplausiblen Messwerten führen.

An der Schlickdeponie Francop wurden beide Zustände untersucht. Zur Bestimmung der inneren Verdrehung der Messrohre wurde die Bohrlochmodulsonde (auch Kompasssonde) eingesetzt. Diese Messungen konnten aufgrund der Länge der Bohrlochmodulsonde jedoch nur an Inklinometerrohren durchgeführt werden, die noch keine große Schiefstellung und Setzung erfahren hatten. Die Verdrehung aus der Hauptverformungsrichtung bzw. der Nutausrichtung am Inklinometerkopf betrug an den gemessenen Rohren maximal 7°.

Zusätzlich wurde an allen Messstellen die Himmelsrichtung der Nuten bestimmt und der Hauptverformungsrichtung gemäß Flächenaufhöhungsplan gegenübergestellt. Bei den Messungen haben sich Abweichungen aus der Hauptverformungsrichtung von maximal 40° ergeben. Bei den folgenden Ausführungen wird von einem konstanten Verdrehungswinkel über die Messhöhe, d.h. für jeden Messschritt, ausgegangen.

Angaben zur Koordinatentransformation können beispielsweise [2] oder [4] entnommen werden.

In Bild 4 sind die Bohrlochverläufe beispielhaft für eine Messstelle gezeigt, an der eine starke globale Verdrehung von 35° gemessen wurde. Die Schiefstellung des Rohres in Hauptverformungsrichtung verringert sich nach Berücksichtigung der Verdrehung um ca. 0,1 m.

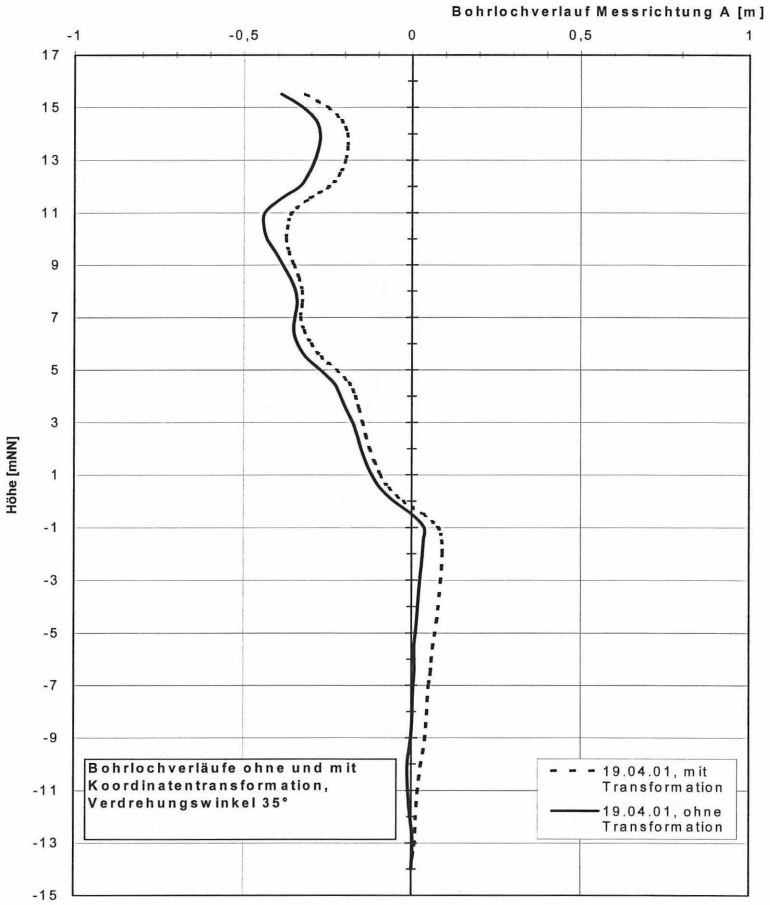


Bild 4: Bohrlochverläufe ohne und mit Koordinatentransformation

Wesentlich für die Auswertung und Interpretation der Messwerte ist jedoch die Änderung der Verformung mit Berücksichtigung der Verdrehung. An dieser Messstelle zeigt sich, dass trotz des großen Verdrehungswinkels nur eine verhältnismäßig geringe Änderung der Verformung mit Berücksichtigung des Verdrehungswinkels entsteht. Diese wird an den Stellen der größten Abweichung von der Lotrechten im Bohrloch maximal (Bild 5).

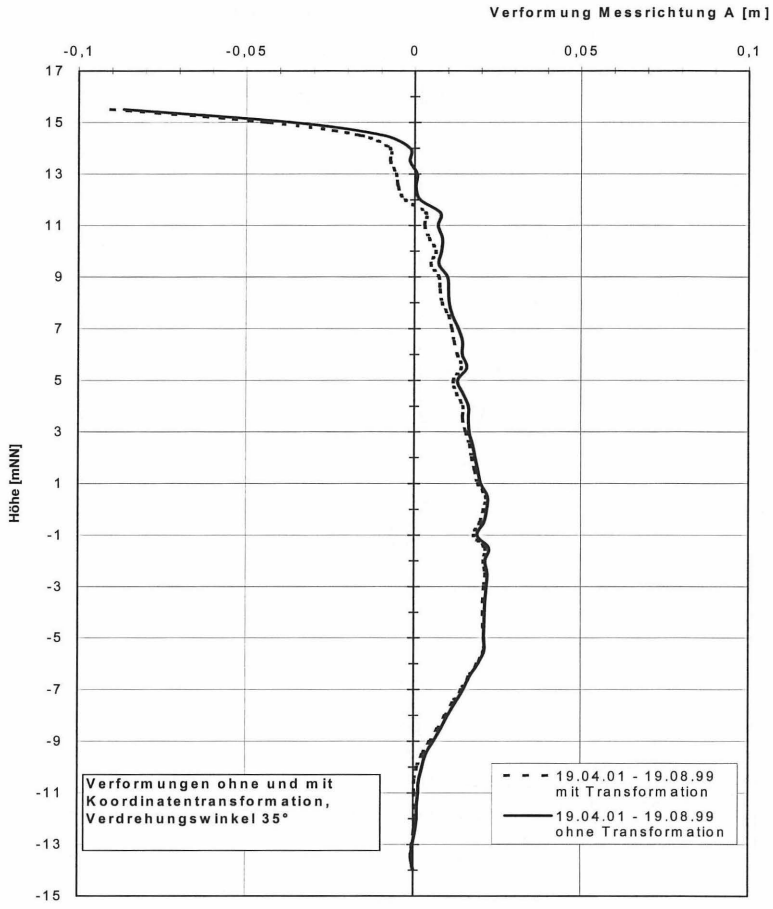


Bild 5: Verformung mit Berücksichtigung der Transformation

7 Einfluss auf Setzungen bei schief gestellten Messrohren

Infolge schief gestellter Messrohre kommt es bei großen horizontalen Abweichungen zu Differenzen zwischen der gemessenen Tiefe der Setzungsmessplatte und der tatsächlichen Tiefe. Dieser Umstand spielt insbesondere bei Aufstockung der Rohre eine Rolle, da eine große eingeprägte Abweichung des Messrohres von der Lotrechten dazu führt, dass eine längere Messstrecke befahren wird und infolgedessen die tatsächliche Messplattentiefe nicht erfasst wird.

Die Tiefe der Setzungsmessplatte wird mit Hilfe eines Magnetplattensetzungslotes bestimmt und die abgelesene Tiefe auf NN bezogen. Zwei aufeinander folgende Messungen lassen Aussagen über die Vertikalverformung und die Setzungsgeschwindigkeit sowie die Schichtkompression infolge Auflast zu.
Die tatsächliche NN-Nöhe des angefahrenen Punktes wird über die polygonal aufsummierte Neigung aus der Inklinometermessung bestimmt (Bild 6).

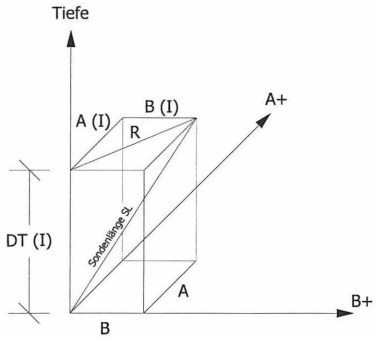


Bild 6: Bestimmung des tatsächlichen Tiefenschrittes mittels Inklinometermessung

Mit Hilfe der tatsächlichen aufsummierten Messtiefenschritte werden die NN-Höhen der Setzungsmessplatten bestimmt. Als erste Plausibilitätskontrolle gilt bei stark schief gestellten Rohren, dass die tatsächlichen Höhen auf einem höheren Niveau liegen müssen als die gemessenen. Weiterhin kann die Differenz aus gemessener Tiefe der Setzungsplatte und tatsächlicher Tiefe nie größer als die Abweichung der projizierten Lotrechten werden.
An einer beispielhaft gewählten Messstelle beträgt die Auslenkung aus der Lotrechten in A-Richtung ca. 1,4 m, wobei die Krümmung fast ausschließlich in den oberen 5 m des Rohres auftritt (Bild 7). In B-Richtung beträgt die Auslenkung ca. 0,3 m. Die gemessene Länge des Rohres beträgt 29,0 m, die tatsächliche Messtiefe bezogen auf die Lotrechte 28,73 m. Demzufolge beträgt die Plattenhöhendifferenz maximal 0,27 m. Unter Berücksichtigung des Bohrlochverlaufs müssen die größten Differenzen in den oberen 5 m auftreten und dürfen nach unten infolge des annähernd lotrecht stehenden Rohres nicht wesentlich zunehmen.
In Bild 7 sind neben den Bohrlochverläufen die gemessenen Höhen der Setzungsplatten sowie die gemäß o.a. Algorithmus durchgeführte Korrektur der Höhe eingetragen. Hier tritt nahezu die gesamte Differenz zwischen gemessener und tatsächlicher Plattenhöhe bis zu

einer Höhe von NN + 3,4 m auf. Unterhalb dieser Höhe nimmt die Differenz nur noch vernachlässigbar zu. Die Differenz zwischen gemessener und korrigierter Setzung beträgt maximal 0,005 m (1,9 cm Setzung ohne Korrektur, 1,4 cm Setzung mit Korrektur). Bezogen auf die Schichtstärke (ca. 1,5 m) sind diese Differenzen jedoch vernachlässigbar. Weiterhin relativiert sich die Abweichung, wenn Setzungsdifferenzen zwischen zwei Messkampagnen betrachtet werden und zwischenzeitlich keine weitere Schiefstellung des Rohres zu verzeichnen war.

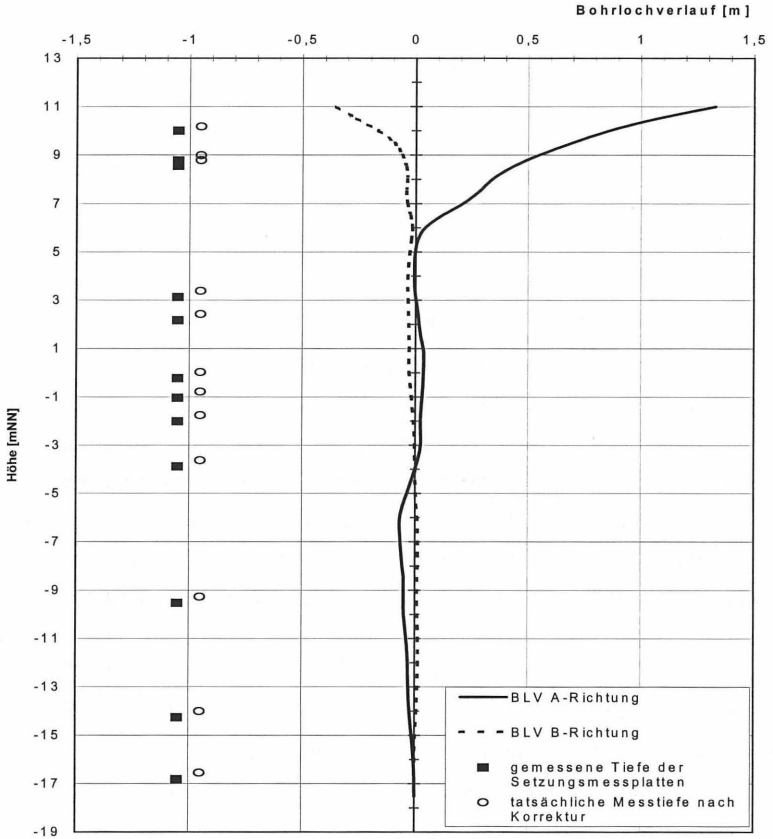


Bild 7: Korrektur der Setzungsmessungen infolge schief gestellter Messrohre

Auf der Schlickdeponie Francop beträgt die maximale Differenz zwischen gemessener und tatsächlicher Messplattentiefe an dem am größten von der Lotrechten abweichenden Inkli-

nometerrohr 0,38 m. Eine Korrektur der Setzungen sollte dann erfolgen, wenn unplanmäßig große Schiefstellungen der Inklinometerrohre (insbesondere außerplanmäßige bei Verlängerung der Messrohre) zu beobachten sind oder unplausible Setzungen entstehen.

8 Horizontalverformungen bei stark geneigten Messrohren

8.1 Vergrößerung der Neigungswinkel durch Konsolidation

Bedingt durch den Baubetrieb kann nicht ausgeschlossen werden, dass einzelne Messstellen schief gestellt oder beschädigt werden. Bei der anschließenden Reparatur und Aufstockung ist die Begradigung der Rohre nicht immer möglich, sodass alle zukünftigen Aufstockungen der betreffenden Messstellen aus einer Schräglage der Rohre erfolgen. Nach dem Einbau weiterer Schlickschichten können die einsetzende Konsolidierung die schräg in die Schichtenpakete eingebundenen Inklinometerrohre herunterdrücken und somit die Neigungswinkel abschnittsweise vergrößern. Da sich das Rohr nicht nur horizontal, sondern auch vertikal bewegt hat, werden die tatsächlichen Horizontalverformungen u.U. nur bedingt erfasst bzw. die durch die Setzungen verursachten veränderten Neigungswinkel werden als horizontale Kriechbewegungen der Schichtenpakete interpretiert.
Nachfolgend wird ein mögliches Analyseschema zur Berücksichtigung von Setzungen bei der Interpretation von Horizontalbewegungen erläutert. Es wird davon ausgegangen, dass die Setzungen komplett zu einem Herunterdrücken des Rohres führen.
Tritt eine Horizontalverformung in einem Messrohr auf, wird die Verformung zwischen zwei auf gleicher Höhe liegenden Punkte bestimmt. Dieser Horizontalverformung entspricht die Differenz zwischen den Punkten A und B in Bild 8. Kommt es infolge eines stark geneigten Rohres jedoch zu einem Herunterdrücken des Punktes A nach C, ist die tatsächliche Verformung kleiner, d.h. die Verformung wird überschätzt. Umgekehrt kann es bei negativer Verformung zu einer Unterschätzung der tatsächlichen Verformung kommen.
Mit Berücksichtigung der an dieser Stelle eingetretenen Setzung s errechnet sich die tatsächliche Verformung als

tats. Verformung = gem. Verformung - Δ Verformung

mit Δ Verformung = Setzungs s / tan β.

β entspricht der aus der Inklinometermessung bestimmten Tragbohlenneigung. Die tatsächliche Verformung kann nur punktuell bestimmt werden, da die Setzungsmessungen im Gegensatz zu den Inklinometermessungen in diskontinuierlichen Abständen durchgeführt werden.

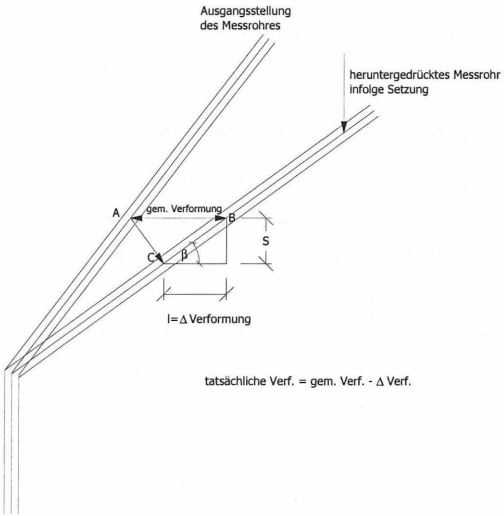


Bild 8: Zusammenhang zwischen gemessener und tatsächlicher Verformung

Bei der Bestimmung des Einflusses auf Setzungen aus Horizontalverformungen müssen die jeweiligen Rohrabschnitte insbesondere bzgl. ihrer Neigungen betrachtet werden. Bei Änderung der Verformungsrichtung, d.h. bei einer Änderung der Neigungsrichtung, müssen entsprechende Fallunterscheidungen durchgeführt werden.

Für den Fall eines extrem schief gestellten Messrohres sind die Verformungen ohne und mit Berücksichtigung der Setzungen in Bild 9 dargestellt. Die gemessene Verformung wird der unter Beachtung der Setzungen korrigierten Verformung punktuell gegenüber gestellt. In diesem Fall sind die eingetretenen Verformungen unter Berücksichtigung der Setzungen überschätzt worden. Das gilt insbesondere für den oberen Bereich, in dem eine große Bohrlochneigung auftritt.

Bei der Auswertung wurde angenommen, dass eine Setzung zu einem ungehinderten Herunterdrücken des Rohres führt und eine Horizontalverformung für diesen Rohrabschnitt nur aus dem Vergleich von zwei in gleicher Höhe liegenden Messpunkten entsteht. Bei annähernd lotrecht stehenden Rohren ist der Einfluss aus Setzungen untergeordnet.

Vergleichsuntersuchungen an der hier vorgestellten Deponie haben gezeigt, dass der Einfluss von Setzungen auf Horizontalverformungen an schief gestellten Rohren mit einer Neigung > 5° bei unplausiblen Verformungen berücksichtigt werden sollte. Das gilt insbe-

sondere, wenn die Verformungsgeschwindigkeiten bzw. Beschleunigungen den Bereich der Alarmwerte überschreiten (vgl. Abschnitt 9).

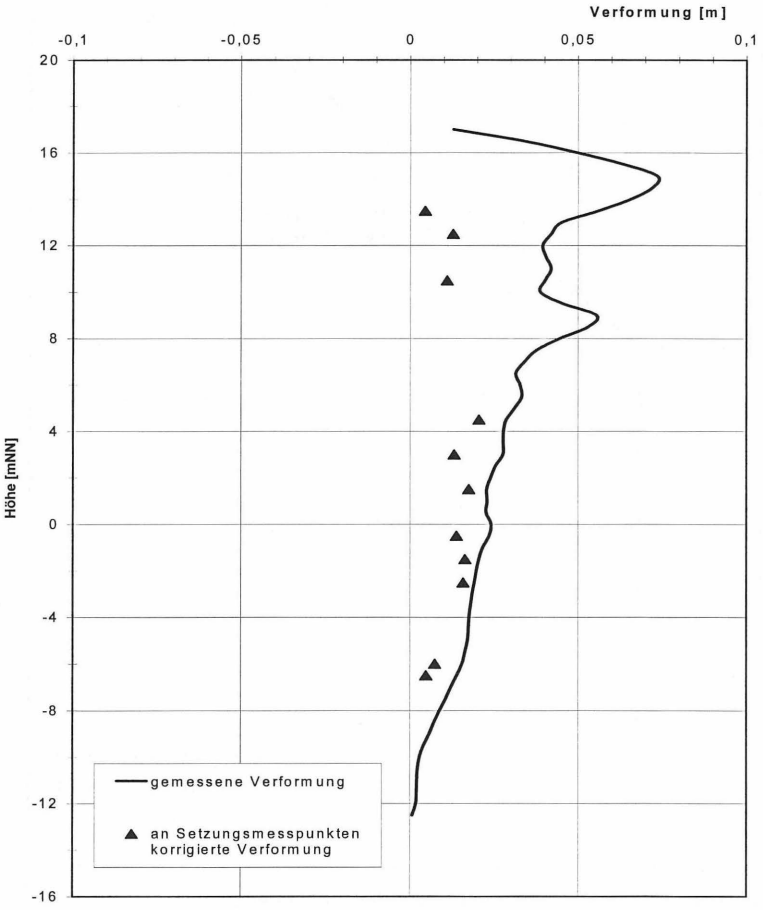


Bild 9: Horizontalverformung mit Berücksichtigung schief gestellter Rohre

8.2 Parallelverschiebung infolge Setzung einzelner Schichten

Kommt es zu einem Herunterdrücken einer ganzen Schicht, ohne dass sich der Bohrlochverlauf ändert, d.h. entsteht eine Horizontalverschiebung einer oder mehrerer Schichten, werden die Bohrlochverläufe parallel zueinander verschoben. Wie im Bild 10 beispielhaft dargestellt, ist zwischen der ersten und zweiten Messung eine Setzung von ca. 50 cm eingetreten, die zu einer Stauchung des Inklinometerrohres ab 4,50 m unter GOK geführt hat.

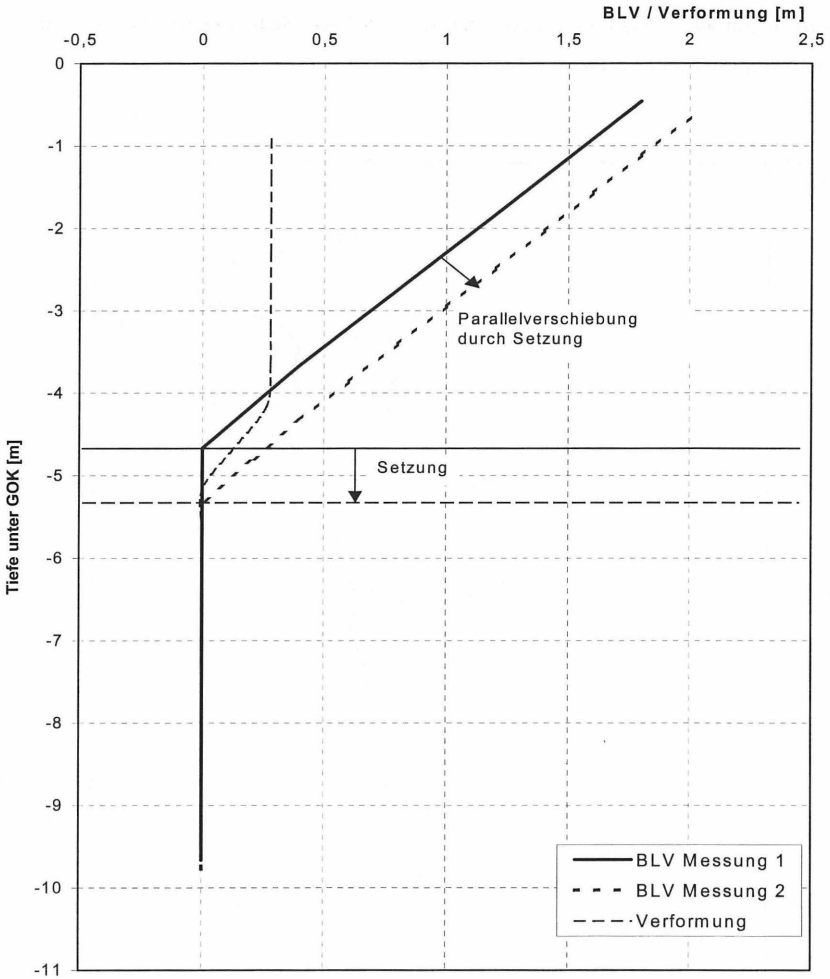


Bild 10: Einfluss auf Verformungen infolge Parallelverschiebung

Der Rohrabschnitt über dieser Höhe wurde parallel verschoben. Wird die Verformung mit den Standardverfahren ermittelt, entsteht rechnerisch die in Bild 10 dargestellte Verformung. Die Verformung ist bis zu einer Tiefe von 4,5 m unter GOK jedoch nicht entstanden, da lediglich eine Parallelverschiebung der Bohrlochverläufe zu verzeichnen ist.

Werden die eingetretenen Setzungen berücksichtigt, d.h. wird der Bohrlochverlauf der zweiten Messung um den Betrag der Setzung korrigiert, wird deutlich, dass tatsächlich

keine Horizontalverformung entstanden ist. Um solche Einflüsse herausfiltern zu können, müssen bei unplausiblen Verformungen neben den Bohrlochverläufen auch die eingetretenen Setzungen berücksichtigt werden.

9 Verformungsgeschwindigkeit und Beschleunigung

Wesentlich bei der hier beschriebenen Aufgabe ist die Ermittlung der Verformungsgeschwindigkeit und deren Änderung in Bezug auf vorhergehende Messkampagnen (Beschleunigung). Wie in Abschnitt 3 erläutert, ist die Definition von Alarmwerten problematisch. Findet jedoch keine weitere Aufhöhung statt, soll die Verformung im nächsten Folgezeitraum geringer als im Vorjahreszeitraum sein (negative Beschleunigung).

Für einen Messquerschnitt, an dem die endgültige Geländehöhe seit 1997 erreicht ist, werden die Verformungen nachfolgend dargestellt und bewertet. Grundsätzlich gilt, dass die gemessenen Verformungen außerhalb des Deponiekörpers geringer sein müssen als im Deponiekörper.

Bei Einbau einer neuen Schicht wird das Inklinometerrohr verlängert. Bei den aufgetragenen Verformungen handelt es sich jeweils um Verformungen, die in einzelnen Rohrabschnitten ermittelt wurden, d.h. bei Verlängerung eines Rohres wird dieser neu hinzu gekommene Rohrabschnitt für alle weiteren Messungen als Referenzabschnitt zugrunde gelegt. Hier sind demnach die Verformungen bestimmter Höhen auf den jeweiligen Zeitpunkt der Verlängerung des Rohres bezogen worden. Die teilweise starken scheinbaren Verformungen an einigen Abschnitten entstehen, wenn bei Verlängerung des Rohres das Inklinometerrohr eine eingeprägte Vorverformung erhält. Durch Verformungsbestimmungen zweier aufeinander folgender Messungen werden diese Fehlstellungen erkannt. Die Gesamtverformung ist nur bedingt aussagefähig, da grundsätzlich die Verformung zweier aufeinander folgender Messungen, die Verformungsgeschwindigkeit sowie deren Änderung im gesamten Messquerschnitt berücksichtigt werden müssen.

In Bild 11 sind die eingetretenen Gesamtverformungen in Fallrichtung an drei ausgewählten Inklinometermessstellen eingetragen. Das eingetragene Bodenprofil entspricht dem Bodenaufbau an der höchsten Stelle des Messquerschnitts. Die Verformungen werden von Deponiemitte zum Deponierand deutlich geringer, wobei diese am Deponierand trotz der großen Verformungen im Deponiekörper nahezu Null ist. Eine Rotation des Deponiefußes ist nicht erkennbar; darüber hinaus deutet die Einmessung der Kopfpunkte nicht auf

eine Translation des Deponiekörpers. Die Verformungen werden bis zum Fußpunkt der Deponie abgebaut und führen nicht zu einem Verschieben des Deponiekörpers.

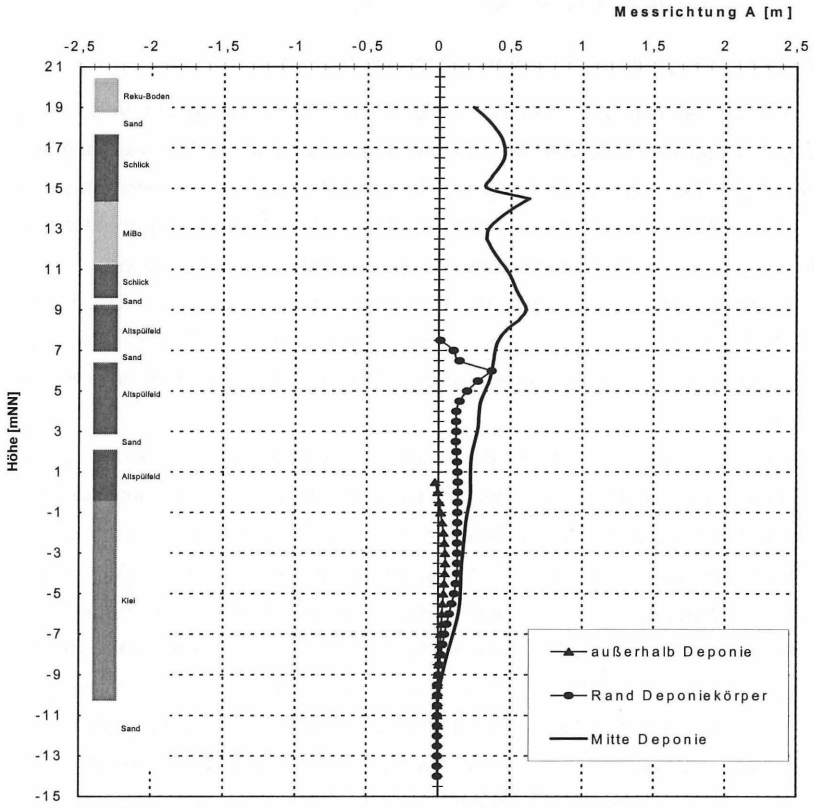


Bild 11: Horizontalverformungen in einer Messachse

In Bild 12 ist die Verformungsentwicklung der in Deponiemitte liegenden Messstelle unter Berücksichtigung der Aufhöhung des Deponiekörpers dargestellt. Bis zum Jahre 1991 stand das Inklinometerrohr im Altspülfeld und erfuhr nahezu keine Verformung. Ab diesem Zeitpunkt wurde sukzessive Boden eingebracht, der nachfolgend zu Verformungen in der Deponie führte. Die Entwicklung der Geländehöhen ist im Bild 14 visualisiert (vgl. Abschnitt 10). Dort sind die Setzungen an den einzelnen Messplatten sichtbar.

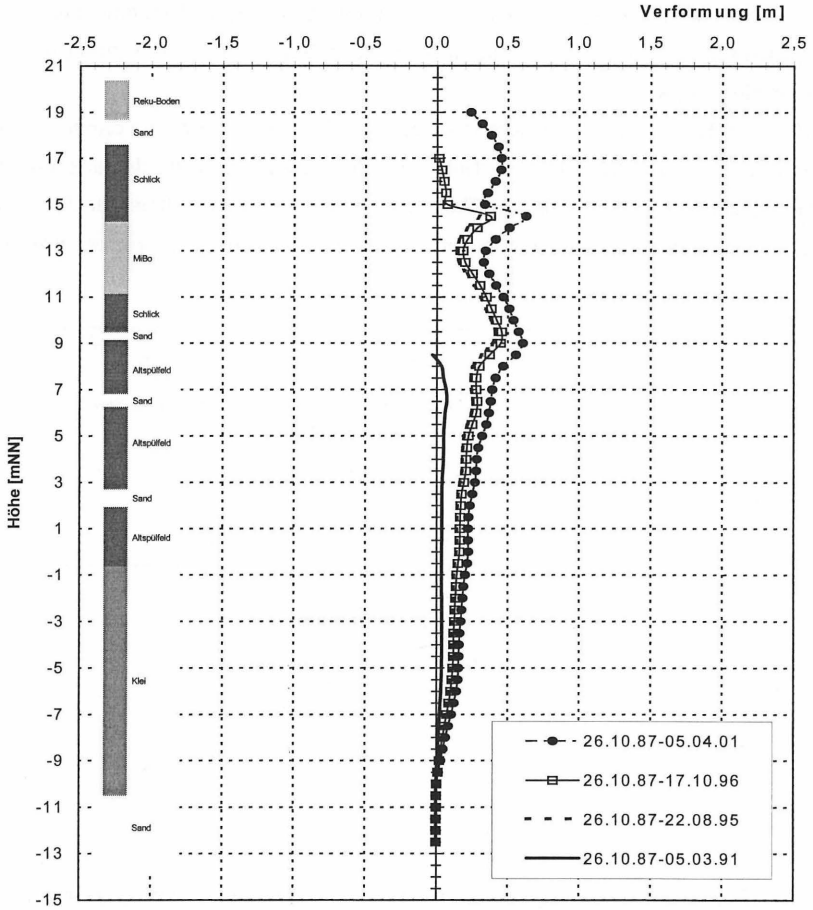


Bild 12: Verformungsentwicklung unter Berücksichtigung der Rohrverlängerungen

Die Gesamtverformung lässt jedoch noch keine Aussagen über die Verformungsentwicklung bzgl. Geschwindigkeit und Änderung der Geschwindigkeit zu. Bei Zunahme der Verformungsgeschwindigkeit im Vergleich zum vorherigen Messzeitraum wird der Zahlenwert der Beschleunigung positiv, bei Abnahme negativ. Grundsätzlich gilt, dass die Beschleunigung < 0 sein soll, so lange kein weiterer Boden eingebaut wird.

In Bild 13 sind die Verformungsgeschwindigkeiten und die Beschleunigungen beispielhaft für die Mischbodenschicht dargestellt. Wird für die ca. 3,0 m mächtige Mischbodenschicht

der Alarmwert von < 2 % der Schichtmächtigkeit zugrundegelegt, darf die Verformungsgeschwindigkeit 6 cm/a betragen. Weiterhin ist langfristig mit einer Abnahme der Verformungsgeschwindigkeit zu rechnen, da die endgültige Geländehöhe erreicht ist und kein weiterer Boden eingebaut wird.

Mitte 1996 lag die Verformungsgeschwindigkeit bei 4,6 cm/a und erreichte danach nahezu den Alarmwert von 6 cm/a zwischen 1997 und 1998. Demzufolge ist der dazugehörige Beschleunigungswert > 0. Ab Mitte 1997 ist eine kontinuierliche Abnahme der Verformungen zu beobachten, was sich auch in den negativen Beschleunigungswerten widerspiegelt.

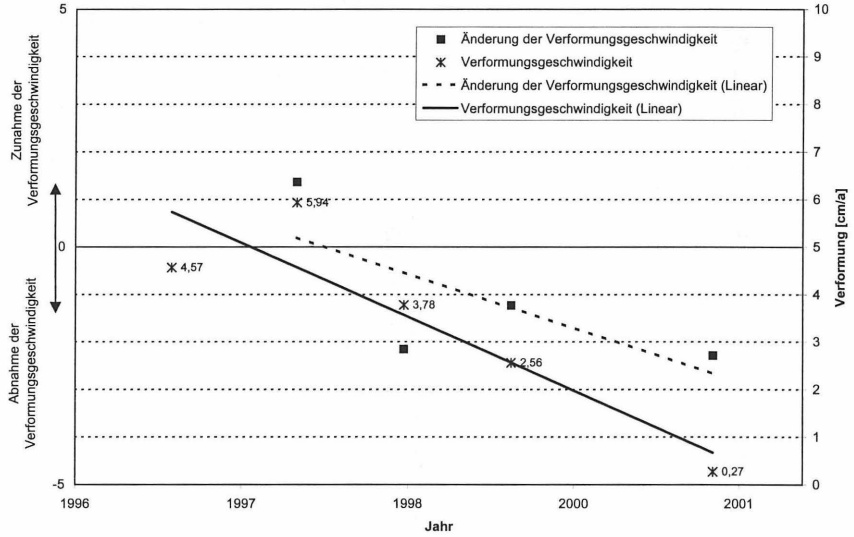


Bild 13: Verformungsgeschwindigkeit und Beschleunigung in der Mischbodenschicht

Die Bestimmung der Beschleunigung hat sich als gutes Hilfsmittel zur Beurteilung der Verformungsgeschwindigkeit und kritischer Verformungen erwiesen, da unabhängig von der Verformungsgröße erkannt wird, ob eine Zu- oder Abnahme der Verformung eingetreten ist.

10 Lastabhängige Zusammendrückung der Schlickschichten

Nachfolgend wird beispielhaft eine Abschätzung der eingetretenen Schichtkompression vorgenommen.

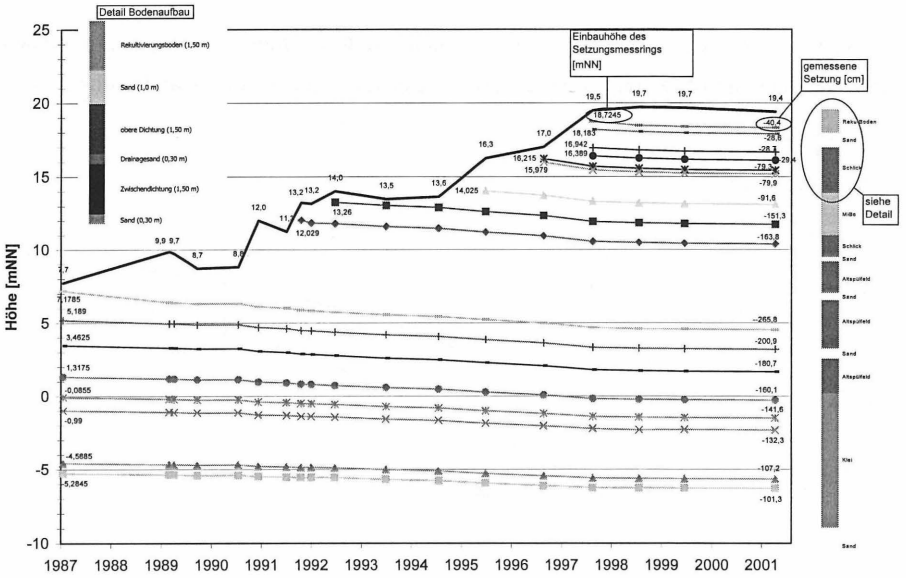


Bild 14: Setzungsverlauf

Die im Bild 14 dargestellte obere Dichtung wird vereinfachend als Schlickschicht dargestellt. Diese besteht aus einer 1,5 m mächtigen Schlickschicht (Zwischendichtung), die auf einer unteren Sandlage (rund 30 cm) liegt. Oberhalb der Zwischendichtung liegen 30 cm Dränagesand, auf der die obere 1,5 m mächtige obere Dichtung liegt. Ca. ab Mitte 1997 war die Abdeckung mit rund 1,0 m Sand und 1,5 m Rekultivierungsboden abgeschlossen. Daraus folgt als Auflast für die Zwischenschicht:

$\sigma = 0{,}3\ m \cdot 18\ kN/m^3 + 1{,}5\ m \cdot 14{,}5\ kN/m^3 + 1{,}0\ m \cdot 18\ kN/m^3 + 1{,}5\ m \cdot 20\ kN/m^3 = 75{,}2\ kN/m^2$

Als Auflast für die obere Dichtung folgt:

$\sigma = 1{,}0\ m \cdot 18\ kN/m^3 + 1{,}5\ m \cdot 20\ kN/m^3 = 48{,}0\ kN/m^2$

Für die Zwischendichtung (METHA-Schlick) entsteht rechnerisch eine Zusammendrückung von rund 13 cm, für die obere Dichtung eine Zusammendrückung von rund 9 cm (Bild 15).

Für den Zeitraum von Ende 1997 bis Mitte 2001 erfährt die unter der Schlickschicht gelegene Schicht eine Setzung von ca. 19 cm. Die darüber gelegene Schlickschicht setzt sich im gleichen Zeitraum um ca. 27 cm. Daraus folgt eine Zusammendrückung von etwa 8 cm. Neben der noch nicht vollständig abgeschlossenen Konsolidation müssen weitere Parameter beachtet werden. Dazu gehören u.A. die Schlickeigenschaften, Entwässerungsmög-

lichkeiten sowie die Bestimmung der vorhandenen Auflast. Unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen liegen die eingetretenen Setzungen in einem plausiblen Bereich.

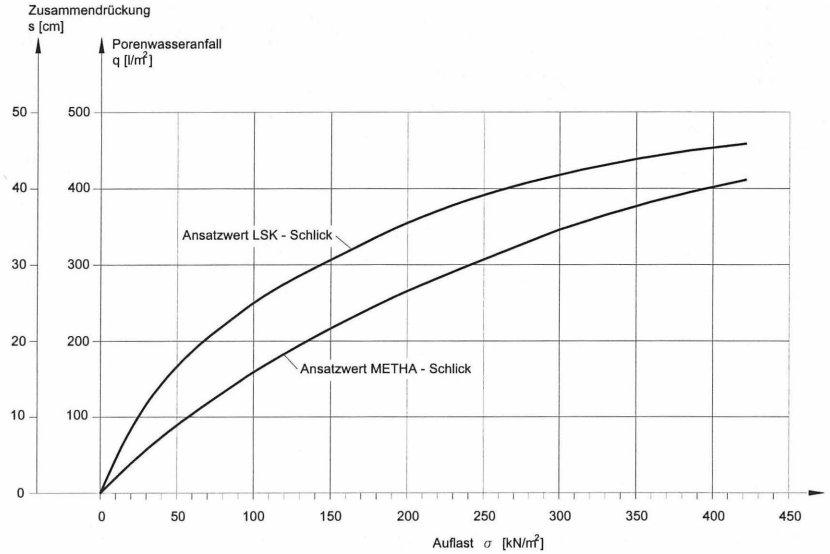


Bild 15: Zusammendrückung und Porenwasserabgabe einer 1,5 m mächtigen Schlickschicht

11 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wird über langjährige Verformungsmessungen an der Schlickdeponie Francop in Hamburg berichtet. An insgesamt 79 Messstellen sind Inklinometerrohre zur Messung horizontaler Verformungen eingebaut worden. Zusätzlich sind die Rohre als Kombinationsmessstellen schichtenabhängig mit Setzungsmessplatten ausgerüstet.

Da die Inklinometerrohre im Zuge des Deponiebaus verlängert werden müssen, sind die daraus resultierenden Einflüsse bei der Analyse der Messergebnisse zu beachten. Dazu gehören u.A. mögliche Rohrverdrehungen, Drehen der Rohre aus der Hauptverformungsrichtung sowie Schiefstellungen der Rohre und Parallelverschiebungen von Inklinometerrohren infolge Setzungen. Mögliche Auswerteszenarien unter Berücksichtigung der genannten Einflussgrößen werden erläutert.

Inklinometer- und Setzungsmessungen in Kombinationsmessstellen sind gut geeignet, Verformungen in Deponiekörpern zu bestimmen. Bei der Bewertung müssen jedoch die

erläuterten Parameter auf die Messwerte berücksichtigt werden. Mit den von den Herstellern der Messinstrumente angebotenen Standardauswerteverfahren ist eine Berücksichtigung der Einflussgrößen nicht möglich. Bei der Auswertung sind demnach Plausibilitätsuntersuchungen, die weit über den Standard hinausgehen, durchzuführen.
Die Entwicklung der Verformungen und die Änderungen der Verformungen werden diskutiert und zu den Alarmwerten in Beziehung gesetzt. Abschließend werden die eingetretenen Setzungen beispielhaft erläutert.

12 Literaturhinweise

[1] ARBEITSGEMEINSCHAFT SCHLICKTECHNIK: Technischer Entwurf der Schlickdeponie Feldhofe, 1999, unveröffenlicht

[2] DÜSER, O., BLÜMEL, W.: Zur Anwendung und zur Messunsicherheit von Inklinometern im Grundbau; Messen in der Geotechnik, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1994, Heft Nr. 44, S. 179-211

[3] FREIE UND HANSESTADT HAMBURG: Prospekte: Sichere Wassertiefen für den Hamburger Hafen

[4] GLÖTZL BAUMESSTECHNIK MBH: Firmenprospekt Inklinometer

[5] STAHLHUT, O.: Aufgabenorientierte Konzeptionierung von Messwerterfassungssystemen; Messen in der Geotechnik `96, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1996, Heft Nr. 50, S. 1-16

[6] VITTINGHOFF, T.: Auswirkung der Rohrverdrehung auf die Qualität von Inklinometermessungen; Messen in der Geotechnik `96, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1996, Heft Nr. 50, S. 59-81

Dr.-Ing. Olaf Stahlhut
iwb Ingenieurgesellschaft mbh
Stubbenhuk 10
20459 Hamburg
o.stahlhut@iwb-ingenieure.de
www.iwb-ingenieure.de

Dipl.-Geogr. Wolfgang Zieler
G.E.O. Monitoring
Umweltschutz- und Bau-Überwachungsgesellschaft mbH
Stubbenhuk 10
20459 Hamburg
w.zieler@geo-monitoring.de
www.geo-monitoring.de

Langzeit-Scherfestigkeit von Geokunststoffen aus mehreren Komponenten[1]

Werner Müller, Stefan Seeger, Martina Thies

1. Einleitung

Geokunststoffe sind oft aus mehreren Komponenten sandwich-artig aufgebaut. Man denke etwa an strukturierte Kunststoffdichtungsbahnen, bei denen in einem zweiten Fertigungsprozess nachträglich Strukturpartikel auf die Oberfläche aufgebracht werden [1], an Bentonitmatten, bei denen trockenes Bentonitpulver zwischen zwei Geotextilien eingepackt wird, die untereinander vernadelt oder vernäht werden [2], oder an Kunststoff-Dränmatten, die in der Regel aus einer Filterschicht, einem Dränkern und einer Schutzschicht bestehen, die mit unterschiedlichen Methoden untereinander verbunden werden [3]. Werden solche Produkte in großflächigen Abdichtungen auf mehr oder weniger steil geneigten und langen Böschungen eingebaut, so hängt die Standsicherheit des ganzen Abdichtungsbauwerks nicht nur von den Reibungskräften zwischen dem Geokunststoff und den benachbarten Komponenten der Abdichtung ab, sondern vor allem auch von der inneren Scherfestigkeit des Geokunststoffs. In welchem Ausmaß dabei Scherkräfte mobilisiert werden, wird durch den Einbauzustand bestimmt. In manchen Fällen mag der Geokunststoff zwischen einem Erdstoff-Auflager und einer darüber liegenden Erdstoff-Deckschicht so eingezwängt sein, dass Aggregate in Auflager und Deckschicht sozusagen formschlüssig übereinander lagern und Scher- und Reibungskräfte gegenüber Kompression und Beigebeanspruchungen nur eine geringe Rolle spielen. In der Regel sind jedoch, gerade bei Dichtungsaufbauten aus mehreren Geokunststoffen, ebene und glatte Gleitflächen vorhanden und die Hangabtriebskräfte müssen in vollem Umfang durch innere Scherkräfte in den Abdichtungskomponenten und Reibungskräfte in den Grenzflächen zwischen den Komponenten ausgeglichen werden.

Die innere Kurzzeit-Scherfestigkeit von Geokunststoffen wird in einem Scherversuch mit einem Kastenschergerät ermittelt [4]. Dazu wird bei sandwich-artigen Produkten deren Ober- und Unterseite auf dem jeweiligen Kasten fixiert und die Kästen mit konstanter Geschwindigkeit gegeneinander geschert. Bei einer vorgegebenen Auflast wird die maximale

[1] Der Aufsatz ist die leicht überarbeitet deutsche Übersetzung des Beitrages zur Third International Geosynthetics Conference, die vom 01. - 03. März 2004 in München stattfand.

Scherspannung aus der dabei aufgezeichneten Scherspannung-Verschiebeweg-Kurve ermittelt. Bei Bentonitmatten wird statt des Scherversuchs oft der einfacher durchzuführende Schälversuch (ASTM D 6496) verwendet, der in Anlehnung an den Zugversuch am breiten Streifen durchgeführt wird. Dabei wird die zum Aufschälen erforderliche Kraft bezogen auf die Breite der Probe (die sogenannte Verbundfestigkeit oder der sogenannte Schälwiderstand) als Kennwert für die Scherfestigkeit gemessen [5].

Gerade in der Geotechnik werden bei der Dimensionierung von Bauwerken gerne solche einfach zu messenden Kurzzeitwerte verwendet, die gegebenenfalls um einen bestimmten Faktor abgemindert werden. Bei allen Baustoffen muss man jedoch damit rechnen, dass die langzeitig tatsächlich erreichbaren Festigkeiten sich wesentlich von den Kurzzeitwerten, d.h. den bei hohen Verformungsgeschwindigkeiten ermittelten Werten, unterscheiden können. Dies gilt natürlich insbesondere bei Baustoffen mit ausgeprägt visko-elastischen Eigenschaften, wie den Kunststoffen [6]. Bei allen Baustoffen werden zudem auch Alterungsvorgänge (Korrosion, Spannungsrisskorrosion oder –bildung, morphologische Veränderung, Oxidation usw.) über lange Zeiträume zu inneren Veränderungen des Werkstoffs führen, die dann auch Auswirkungen auf die Festigkeit haben. Die Festigkeiten können sich dabei sogar abrupt sehr stark verändern. Neben dem „Pfusch am Bau“ ist daher die mangelnde Unterscheidung zwischen den Kurz- und Langzeiteigenschaften von Baustoffen die wesentliche Ursache für Schadensfälle im Bauwesen mit manchmal dramatischen Auswirkungen.

Alterungsbedingte Materialveränderungen lassen sich in der Regel nicht durch Abminderungsfaktoren erfassen. Der Definition eines Abminderungsfaktors liegt die Annahme zugrunde, dass während der Funktionsdauer des ganzen Bauwerkes eine bestimmte konstruktive Eigenschaft des Baustoffes – z.B. seine Scherfestigkeit – nicht kleiner wird als ein vorgegebener Bruchteil des ursprünglichen Kurzzeitwerts. Nun besteht das Wesen von Alterungsvorgängen darin, dass die Baustoffeigenschaften sich allmählich oder auch plötzlich mit der Zeit verändern und dabei früher oder später auch solche vorgegebenen Grenzwerte unterschritten werden. Einen Abminderungsfaktor zu definieren bedeutet also, dass man implizit annimmt, die Zeitdauer bis zum Unterschreiten dieses Bruchteils durch Alterung sei wesentlich länger als die Funktionsdauer des Bauwerks. Die Dimensionierung mit Abminderungsfaktoren bei Geokunststoffen beruht so gesehen auf der (oft unausgesprochenen) Annahme, dass bei den üblichen geotechnischen Beanspruchungen die Lebensdauer von Kunststoffen immer viel größer ist als die Funktionsdauer der geotechni-

schen Bauwerke. Bei Funktionsdauern von einigen Jahrzehnten ist diese Annahme in der Regel auch gerechtfertigt. Es gibt jedoch geotechnische Bauwerke von extrem langer Funktionsdauer - wie z.B. Deponieoberflächenabdichtungen -, wo diese Annahme sicherlich nicht mehr richtig ist. Das Alterungsverhalten der Geokunststoffe und die Rückwirkung auf die Scherfestigkeit muss dann in Zeitstandversuchen explizit überprüft werden.

Im folgenden soll gezeigt werden, wie man diese sogenannte Langzeit-Schwerfestigkeit von Geokunststoffen, die sandwich-artig aus mehreren Komponenten aufgebaut sind, prüfen kann und eine Übersicht geben werden, welche Ergebnisse dabei für strukturierte Kunststoffdichtungsbahnen und Bentonitmatten bisher erzielt wurden. Die in den letzten Jahren gewonnenen Daten sind detailliert in verschiedenen Veröffentlichungen vorgestellt worden [2, 7-9]. Deshalb wird dieser Aufsatz nur eine Aktualisierung der Versuchsergebnisse geben und sich vor allem auf die Darlegung und Illustration einiger allgemeiner Schlussfolgerungen konzentrieren, welche die Ergebnisse und Erfahrungen zusammenfassen. Langzeitversuche an Kunststoff-Dränmatten haben erst begonnen, so dass hier noch keine abschließenden Ergebnisse vorgelegt werden können.

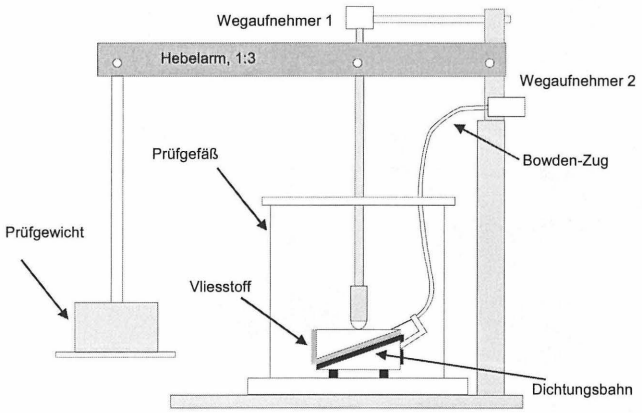


Bild 1: Schema eines Scherzeitstandes zur Ermittlung der Langzeit-Scherfestigkeit (hier von strukturierten Dichtungsbahnen).

2. Prüfverfahren

Die Festigkeit von Kunststoffbauteilen wird in sogenannten Zeitstandversuchen geprüft, bei denen das Bauteil der mechanischen Beanspruchung unter erhöhter Temperatur und unter dem Einfluss von flüssigen oder gasförmigen Prüfmedien ausgesetzt wird. In Abhängigkeit von den Prüfbedingungen wird dann die Zeit bis zum Versagen, die Standzeit, ermittelt. Durch Variation der Prüfbedingungen erhält man einen funktionalen Zusammenhang zwischen Standzeiten und diesen Bedingungen, der dann zur Extrapolation der Funktionsdauer unter Anwendungsbedingungen oder umgekehrt zur Extrapolation einer noch zulässigen Beanspruchung bei einer vorgegebenen Funktionsdauer verwendet werden kann. Die Ermittelung des langzeitig zulässigen Rohrinnendrucks bei Kunststoffrohren in Zeitstand-Rohrinnendruckversuchen ist das vielleicht technisch ausgereifteste Beispiel für die Anwendung von Zeitstandversuchen im Kunststoffbereich. In Anlehnung an solche Zeitstandversuche haben wir Prüfstände konzipiert, mit denen das Langzeitverhalten von Geokunststoffen unter Scherbeanspruchung untersucht werden kann (Bild 1 und Bild 2).



Bild 2: Probenhalter mit Kunststoffdichtungsbahn und Vliesstoff (links unten) und Gesamtansicht der Prüfeinrichtung.

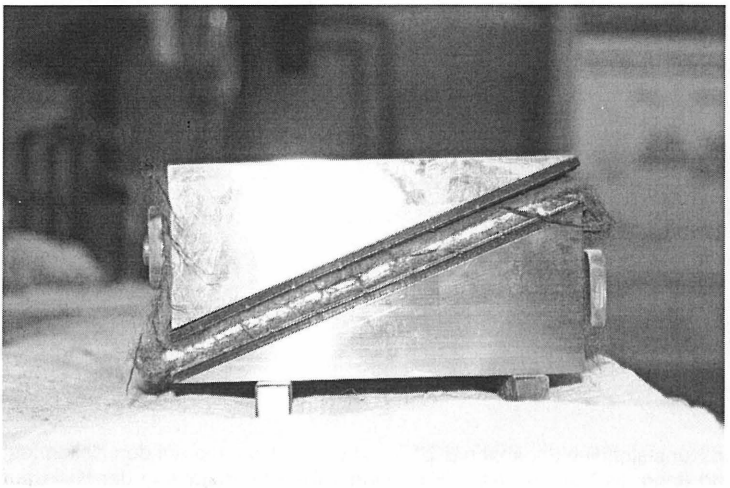


Bild 3: Beispiel eines Probehalters mit eingebauter Bentonitmatte. Als Reibungspartner waren hier zwei strukturierte Dichtungsbahnen auf den Keilen fest montiert worden.

Ein Ausschnitt aus dem zu untersuchenden Produkt (ca. 12 x 13 cm²) wird zwischen zwei Stahlkeile (Steigungswinkel der Stahlkeile in der Regel 21,8°; entsprechend einer Böschungsneigung von 1:2,5) montiert, siehe Bild 3. Über einen Hebelmechanismus wird eine für Oberflächenabdichtungen repräsentative Auflast auf den oberen Keil ausgeübt. Der hangparallele Anteil der Auflast wird als Scherspannung zwischen Ober- und Unterlage in den geotextilen Verbund eingetragen. Der Aufbau befindet sich in einem heizbaren Wasserbad (T_{max} ~ 80°). Durch erhöhte Temperatur wird, analog zu den Rohrinnendruck-Zeitständen, das Kriechen, die Spannungsrissbildung und der oxidative Abbau beschleunigt ablaufen. Versuchsparameter sind Auflast (bzw. Auflast/Scherkraft-Verhältnis) und Temperatur. Es kann jedoch nicht nur Wasser, sondern auch ein anderes flüssiges Prüfmedium verwendet werden. Über zwei Wegaufnehmer kann die vertikale Verschiebung des oberen Keils und die Verschiebung in der Scherebene über lange Zeit mit hoher Präzision ($\Delta s \leq 0{,}1$ mm) automatisch erfasst werden. Daraus können die Kompression und Scherverformung des Geokunststoffes in der Hangebene ermittelt werden. Ein Versagen des Probekörpers, d. h. zum Beispiel Abgleiten der Geotextillagen nach Bruch der Verbindungsfasern, kann hierdurch dokumentiert werden, unabhängig davon, ob sich dieser Prozess eher schlagartig oder sehr langsam vollzieht.

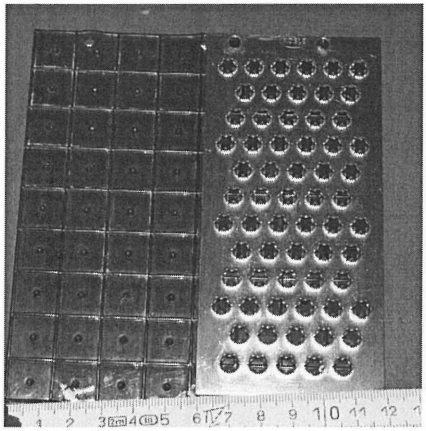


Bild 4: Strukturierte Kunststoffdichtungsbahn (KDB) und Reibeblech, die auf den Keilen fest montiert werden und dann als Reibungspartner für eine vollflächiger Haftung der Keile auf der Ober- bzw. Unterseite der Bentonitmatten dienen.

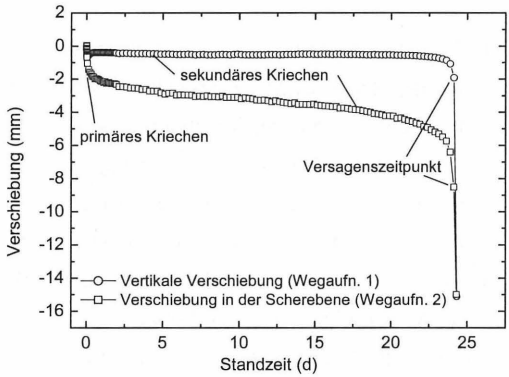


Bild 5: Beispiele von Verschiebungsweg-Standzeit-Kurven, wie sie mit den Wegaufnehmern gemessen werden.

Bei der Untersuchung der strukturierten Kunststoffdichtungsbahnen wurden diese mit Schrauben auf dem unteren Keil und ein dicker Vliesstoff mit Klemmen auf dem oberen Keil montiert. Die Keile wurden daher durch die Reibung zwischen Strukturpartikeln auf der Oberfläche der Dichtungsbahn und Vliesstoff zusammengehalten. Bei den Bentonitmatten oder Kunststoff-Dränmatten wurde die Verbindung von Ober- bzw. Unterseite zu dem jeweiligen Keil durch flächiges Verhaken mit einem auf dem oberen und unteren Keil fest montier-

ten Reibungspartner hergestellt. Als Reibungspartner wurden dabei strukturierte Kunststoffdichtungsbahnen, Reibebleche oder Nagelplatten verwendet (Bild 3).

Bild 5 zeigt den typischen zeitlichen Verlauf der mit den Wegaufnehmern gemessenen Verschiebungen: Nach einer anfänglichen raschen Verformung durch die Auflast (primäres Kriechen) tritt eine stabile Phase mit einer nur allmählichen, stetigen Verformung (sekundäres Kriechen) ein. Erst kurz vor dem Versagen erhöht sich die Verformungsgeschwindigkeit sehr stark (tertiäres Kriechen) und es kommt schließlich zum Bruch der Probe.

Aus den in Zeitstandversuchen ermittelten Standzeiten können Funktionsdauern abgeschätzt werden. Dazu verwendet man die starke Temperaturabhängigkeit der Standzeiten, die im folgenden kurz diskutiert wird. Alterungserscheinungen können einen allmählichen und stetigen zeitlichen Verlauf zeigen. Sie können jedoch auch sehr abrupt auftreten. Im ersten Fall wirken sich die hinter den Alterungserscheinungen stehenden chemischen und physikalischen Vorgänge unmittelbar auf die betrachtete Funktion des Werkstoffs aus. Im zweiten Fall laufen sie zunächst versteckt ab und schlagen erst nach einer gewissen Schadensakkumulation auf die Funktion durch. Man denke z.B. an den allmählichen Verlust von Antioxidantien, die polyolefine Werkstoffe vor der Oxidation schützten. Eine solche mit einem offen oder versteckt ablaufenden Vorgang verbundene Veränderung einer Eigenschaft P kann dabei zumeist durch einen exponentiellen zeitlichen Verlauf angenähert werden:

$$(1) \qquad P(t) = P_0 e^{-kt}.$$

Wird ein bestimmter Schwellenwert P_S unterschritten, so kommt es zum Versagen unter der Einwirkung der Beanspruchungen. Die Standzeit t_S ist also gegeben durch:

$$(2) \qquad t_S = \frac{1}{k} \ln \frac{P_0}{P_S}.$$

Sofern sich die Eigenart des Vorgangs über das betrachtete Temperaturintervall nicht ändert, wird die Temperaturabhängigkeit der Standzeit durch die der Geschwindigkeit k bestimmt. Diese Abhängigkeit hat in der Regel eine einfache Form (ARRHENIUS-Gleichung):

$$(3) \qquad k = k_0 e^{-E/RT}.$$

Solche einfachen Zusammenhänge können die makroskopischen Eigenschaftsveränderungen auch dann beschreiben, wenn die auf mikroskopischer Ebene zugrunde liegenden molekularen Vorgänge im Einzelnen äußerst kompliziert sind und keineswegs einer einfachen Kinetik gehorchen. Durch einen einfachen Gedankengang soll dies (mehr illustriert als) erklärt werden: Man stelle sich vor, dass der Vorgang, der hinter einer Alterungserscheinung steht, sich aus vielen in immer noch makroskopischen Teilsystemen ablaufenden Abbauvorgängen zusammensetzt. Diese bestehen im Prinzip darin, dass ein metastabiler geordneter Nichtgleichgewichtszustand des jeweiligen Teilsystems mit einer bestimmten Abbaurate r in einen stabilen Gleichgewichtszustand übergeht. Der Einzelvorgang wird dabei im zugehörigen Teilsystem im wesentlichen nur dann in Gang gesetzt, wenn dieses Teilsystem eine bestimmte innere Energie E hat, eine „scheinbare" Aktivierungsenergie. Es sei $N(E)$ die Anzahl der in diesem Sinne aktivierten Teilsysteme. Dann werden im Zeitintervall Δt sich ΔN Teilsysteme verändert haben:

$$\Delta N = r \cdot N(E) \cdot \Delta t \,. \tag{4}$$

Im thermischen Gleichgewicht des Teilsystems mit seiner Umgebung bei der Temperatur T ist die Wahrscheinlichkeit w, dass es die innere Energie E hat, gegeben durch:

$$w = \frac{e^{-E/RT}}{Z(T)} \,. \tag{5}$$

R ist die allgemeine Gaskonstante (8,314 J/(mol·K)) und $Z(T)$ ein (von der Temperatur abhängiger) Normierungsfaktor. Dies ist eine universell gültige thermostatistische Beziehung. $N(E)$ ist dann gegeben durch:

$$N(E) = \frac{e^{-E/RT}}{Z(T)} N \,, \tag{6}$$

wobei N die Gesamtzahl der sich im Ausgangszustand befindlichen Teilsysteme ist. Setzt man Gl. (6) in Gl. (4) ein, so erhält man für die zeitliche Änderung von N:

$$(7) \qquad \frac{dN}{dt} = \frac{r \cdot e^{-E/RT}}{Z(T)} N .$$

P ist proportional zu N. Aus Gl. (7) ergibt sich daher der in Gl. (1) angegebene exponentielle zeitliche Verlauf von P mit der in Gl. (3) angegebenen Temperaturabhängigkeit der Geschwindigkeit k. Für die Temperaturabhängigkeit der Standzeit erhält man aus Gl. (2) mit der ARRHENIUS-Gleichung (3):

$$(8) \qquad t_S(T) = \left(\frac{1}{k_0} \ln \frac{P_0}{P_S} \right) e^{E/RT} .$$

Trägt man daher den Logarithmus der bei unterschiedlichen Temperaturen gemessenen Standzeiten über den Kehrwerten der (absoluten) Messtemperaturen auf (ARRHENIUS-Diagramm), so ergibt sich nach Gl.(8) eine Gerade, die man auf Anwendungstemperaturen extrapolieren kann[2].

Die Voraussetzung, dass im betrachteten Temperaturbereich, die Eigenart der Vorgänge sich nicht verändern darf, ist dabei sehr wesentlich. Bei vielen Kunststoffen ist dies oberhalb von 100 °C nicht mehr der Fall. Bei Polyethylen nimmt z.B. der Kristallinitätsgrad, der viele Vorgänge wesentlich beeinflusst, oberhalb von 100 °C stark ab; bei manchen Polypropylen-Formmassen kann sich bei etwa 100 °C die Wirksamkeit der Stabilisatoren stark ändern; weitere Beispiele ließen sich anführen. Eine ARRHENIUS-Extrapolation auf geotechnische Anwendungstemperaturen allein aufgrund von Daten, die bei Prüftemperaturen über 100 °C gemessen wurden, ist daher in der Regel nicht zuverlässig möglich. Man muss daher auch bei tieferen Prüftemperaturen messen, was aber zu sehr langen Prüfzeiten führt.

Die scheinbare Aktivierungsenergie vieler chemischer und physikalischer Vorgänge liegt im Bereich von etwa 50 kJ/mol (bzw. 6000 K). Aus Gl. (8) die schon Ende des vorletzten Jahrhunderts von VAN'T HOFF für chemische Reaktionen aufgestellte Regel, dass eine Erhöhung der Temperatur um 10 °C die Reaktionsgeschwindigkeit um den Faktor 2 bis 3 vervielfacht, sofern man dabei im Bereich der Größenordnung der Ausgangstemperatur bleibt. Diese

---

[2] Nach Gl. (7) sollte in Gl. (3) auch k_0 noch von der Temperatur abhängen. Für $RT < E$, was in der Regel immer der Fall ist, ist diese Temperaturabhängigkeit aber nur sehr schwach und kann gegenüber dem Faktor $\exp(-E/RT)$ zumeist vernachlässigt werden. Bei geringen Abweichungen von der ARRHENIUS-Geraden kann jedoch eine bessere Anpassung an die Daten mit dem Ansatz $k \sim T^n \exp(-E/RT)$ erreicht werden, wobei n eine kleine positive oder negative Zahl ist.

Regel gilt erstaunlich gut für viele hinter Alterungserscheinungen bei Kunststoffen stehende Prozesse. Empirisch liegt der Faktor eher bei 2,5 als bei 2. Dies bedeutet, dass für den Nachweis von Funktionsdauern von mindestens 100 Jahren bei typischen geotechnischen Anwendungstemperaturen von 15-20 °C im Zeitstandversuch bei 80 °C mindestens Standzeiten von einem Jahr erreicht werden müssen.

3. Ergebnisse und Diskussion

3.1 Untersuchte Geokunststoffe

Um einige wesentliche allgemeine Schlussfolgerungen aus unseren Untersuchungen zu diskutieren, präsentieren wir im folgenden Resultate, die an nachträglich strukturierten Dichtungsbahnen und an vernadelten Bentonitmatten gewonnen wurden.

So wurden z.B. strukturierte Dichtungsbahnen untersucht, bei denen die glatten Kunststoffdichtungsbahnen nachträglich in einem eigenen Fertigungsprozess mit zwei unterschiedlichen Formmassen A und B besprüht worden waren. Bei den Formmassen handelte es sich um zwei Polyethylene niedriger Dichte (LDPE) mit vergleichbaren Werten des Schmelzindex, der Dichte und der Oxidations-Induktionszeit (OIT). Die Formmassen wurden mit dem gleichen Verfahren auf die gleichen glatten Dichtungsbahnen aufgebracht: Erhitzt auf eine sehr hohe Temperatur wurden sie mit hohem Luftdruck durch eine Spritzpistole gepresst und die dabei entstehenden fadenartigen Partikel auf eine glatte Dichtungsbahn gesprüht, die bei Raumtemperatur unter der quer dazu hin- und herlaufenden Spritzpistole entlang gezogen wurde.

Weiterhin wurden vernadelte Bentonitmatten untersucht, die z.T. speziell für diese Untersuchungen gefertigt worden waren. Der Deckvliesstoff und der Vliesstoff im Trägergeotextil (ein Vliesstoff-Gewebe-Verbund) waren dazu einmal aus PE-Fasern (im folgenden als GCL 1 bezeichnet) und zum anderen aus PP-Fasern (im folgenden als GCL 2 bezeichnet) gefertigt worden. Beide Produkte wurden in zwei verschiedenen Fertigungsvarianten hergestellt. Als Variante A wird die einfache Vernadelung des Deckvliesstoffes mit dem Trägergeotextil bezeichnet. Bei der Variante B wurde anschließend die durchgenadelten Faserbündel auf der Rückseite des Trägergeotextils zusätzlich thermisch verankert. Dem gemäß wurden also vier Arten von Bentonitmatten, nämlich GCL 1A, GCL1B sowie GCL 2A und GCL 2B in die Scherzeitstände eingebaut.

3.1 Einfluss von Materialauswahl und Modifikationen im Produktionsverfahren auf die Langzeit-Scherfestigkeit

In unseren Untersuchungen wurde zunächst deutlich, dass sich ganz erhebliche Unterschiede im Zeitstandverhalten ergeben können, je nachdem welche Werkstoffe verwendet werden und in welcher Weise ein Produkt gestaltet wird.

Bild 6 zeigt die Summenhäufigkeit der bei 80 °C gemessenen Standzeiten der Dichtungsbahn, die mit der Formmasse A strukturiert wurde. Die Prüflast betrug 50 kN/m², als Reibungspartner wurde ein PP-Vliesstoff verwendet. Die Standzeiten sind logarithmisch normalverteilt, wie man das für Zeitstandversuche erwartet. Der Mittelwert der Standzeit liegt jedoch nur bei 2 Tagen.

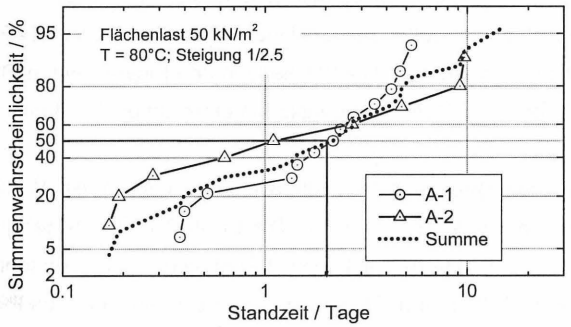


Bild 6: Kumulative Verteilung sämtlicher gemessener Standzeiten der Dichtungsbahn A.

Tabelle 1 zeigt dagegen die Standzeiten der mit der Formmasse B strukturierten Dichtungsbahnen. Unter den gleichen Versuchsbedingungen zeigt dieses Produkt ein völlig anderes Verhalten. Die meisten Versuche wurden hier nach über 1,5 Jahren ergebnislos abgebrochen. Wenn es überhaupt nach sehr langen Standzeiten zum Abrutschen kam, so lag dies an der Versprödung des Vliesstoffes, der dadurch aus seiner Halterung am Keil riss, und nicht an der Struktur der Dichtungsbahn. Selbst eine vorausgehende künstliche Bewitterung von 1500 Stunden, was in etwa einer Freibewitterung von 2 Jahren entspricht, ergab keine messbare Reduzierung der Standzeit im anschließenden Zeitstand-Scherversuch.

Tabelle 1: Standzeiten der Proben aus der Dichtungsbahn B.

Probe	B-3	B-4	B-259*
Standzeit (d)	> 395 > 395 399§ 404§	> 698 > 620 350§	> 396 > 524 > 524

§) Vliesstoff aus der Verankerung gerissen

*) Nach 1500 Stunden künstlicher Bewitterung gemäß DIN EN 12224

Während des Aufsprühprozesses wird das versprühte polymere Material in beiden Fällen durch die sehr hohen thermischen und mechanischen Beanspruchungen sehr stark abgebaut: Der Schmelzindex erhöht sich um fast eine Größenordnung und es ist kein OIT-Wert mehr messbar. Dennoch zeigen sich solch große Unterschiede in den Standzeiten. Es ist bis jetzt nicht genau geklärt, welche geringfügigen Unterschiede in den Eigenschaften der Ausgangswerkstoffe (z.B. Kopolymer) und den Fertigungsparametern dafür die Ursache sind.

Es gibt ein weiteres bemerkenswertes Beispiel dafür, dass allein die Auswahl der Werkstoffe zu ganz unterschiedlichen Standzeiten führen kann. Die Bilder 7 und 8 zeigen jeweils ein ARRHENIUS-Diagramm der Ergebnisse der Langzeit-Scherversuch an Bentonitmatten, deren Vliesstoff einmal aus PE-Fasern (GCL 1, Bild 7) und zum anderen aus PP-Fasern (GCL 2, Bild 8)) gefertigt wurden. Aufgetragen wurde der Logarithmus der mittleren Standzeiten über dem Kehrwert der absoluten Temperatur. Unabhängig von den Details des Zeitstandverhaltens sieht man sofort, dass bei identischen Prüfbedingungen die Standzeiten der PP-Bentonitmatten um wenigstens eine Größenordnung länger sind als die der PE-Bentonitmatten.

Aber auch unterschiedliche Fertigungsmethoden können sich drastisch auf das Versagensverhalten im Zeitstandversuch auswirken. Die nach dem vernadeln noch zusätzlich thermisch verfestigten Bentonitmatten (Proben A) zeigen ein Versagensbild, bei dem die durchgenadelten Faserbündel im Bereich der Verankerung im Trägergeotextil reißen. Die nur vernadelten Bentonitmatten (Proben B) versagen dagegen durch ein allmähliches Entschlaufen der intakten Faserbündel aus dem Trägergeotextil. Zu den unterschiedlichen Versagensbildern gehört auch ein deutlich unterschiedliches Zeitstandverhalten. Die Proben GCL 1A versagen unter allen gewählten Prüfbedingungen wesentlich ra-

scher als die Proben GCL 1B, die Proben GCL 2A wesentlich rascher, wenn sie in entionisiertem Wasser geprüft werden. Extrem lange Standzeiten erreichen die Proben GCL 2B sowohl im Leitungswasser wie im entionisierten Wasser und ebenso die Proben GCL 2A, wenn sie im Leitungswasser geprüft werden. Die Temperaturabhängigkeit der Versagenszeiten der thermisch verfestigten Bentonitmatten bei der Prüfung im entionisiertem Wasser lässt sich dabei durch eine ARRHENIUS-Gerade charakterisieren und diesem Versagensmechanismus ein scheinbare Aktivierungsenergie von 60 kJ/mol für GCL 1A bzw. 70 kJ/mol für GCL 2A aus der Steigung der ARRHENIUS-Geraden zuordnen. Im Falle des allmählichen Entschlaufens scheint dagegen der Logarithmus der Standzeit überproportional stark mit zunehmendem Kehrwert der Temperatur (also mit abnehmender Temperatur) anzuwachsen.

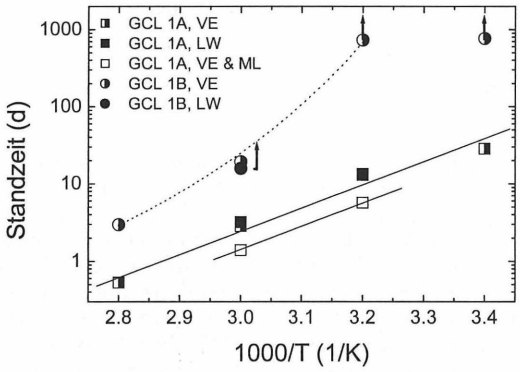


Bild 7: ARRHENIUS-Diagramm der Resultate aus den Zeitstand-Scherversuchen an den Bentonitmatten GCL 1A und 1B in entionisiertem Wasser (VE) und Leitungswasser (LW). Die Temperaturabhängigkeit der Standzeiten der Proben 1A, bei denen die Faserbündel im Bereich der thermischen Verankerung reißen, folgt einem ARRHENIUS-Gesetz. Die Beimischung von Netzmitteln (ML) ins Prüfwasser verringert in diesem Falle die Standzeiten. Im Unterschied dazu zeigen die Proben 1B wesentlich längere Standzeiten und deren Temperaturabhängigkeit weicht stark vom ARRHENIUS-Gesetz ab. Die Proben 1B versagen durch das allmähliche Entschlaufen der Faserbündel aus dem Vliesstoff-Gewebe-Verbund, der als Trägergeotextil dient. Datenpunkte mit Pfeilen geben die mittlere Laufzeit von noch laufenden Versuchen.

Zu beachten ist, dass bei den Versuchsbedingungen und Proben, wo es zum Versagen kommt, die zugehörigen Standzeiten so kurz sind, dass die oxidative Versprödung der Fa-

sern für den Versagensmechanismus keine Rolle spielen kann. Der Versagensmechanismus des Bruches von Fasern im Bereich der Verankerung scheint sich dagegen durch die Beimischung von die Oberflächenspannung herabsetzenden Netzmittel in das Prüfwasser weiter verringern zu lassen.

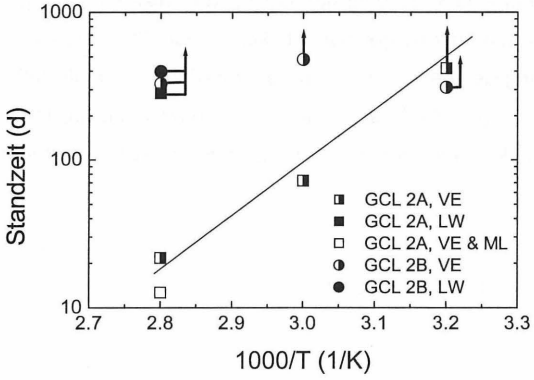


Bild 8: ARRHENIUS-Diagramm der Resultate aus den Zeitstand-Scherversuchen an den Bentonitmatten GCL 2A und 2B. Wie bei den Bentonitmatten GCL 1A, folgt auch die Temperaturabhängigkeit der Standzeiten der Proben GCL 2A einem ARRHENIUS-Gesetz und das Reißen von Fasern im Bereich der Verankerung ist auch hier der relevante Versagensmechanismus, wenn die Proben im entionisierten Wasser (VE) getestet werden. Die Beimischung von Netzmitteln (ML) ins Prüfwasser verringert die Standzeiten wie im Falle GCL 1A. Auch nach weit über einem Jahr Laufzeit wurde für die Proben GCL 2A noch kein Versagen beobachtet, wenn sie im Leitungswasser (LW) getestet werden. Die Proben GCL 2B zeigen solch lange Laufzeiten sowohl im entionisierten, wie auch im Leitungswasser. Datenpunkte mit Pfeilen geben die mittlere Laufzeit von noch laufenden Versuchen.

3.3. Langzeit-Scherfestigkeit im Gegensatz zur Kurzzeit-Scherfestigkeit

Unsere Untersuchungen haben weiterhin belegt, dass, wie erwartet, drastische Unterschiede zwischen der Kurzzeit-Scherfestigkeit und der Langzeit-Scherfestigkeit bestehen. So konnte der allein durch die Wahl der Werkstoffkombination bewirkte Unterschied zwischen Dichtungsbahn A und B in Kurzzeit-Reibungsversuchen nicht festgestellt werden. Auch bei Bentonitmatten zeigt sich dieser Unterschied zwischen Kurzzeit- und Langzeitverhalten. Die Kurzzeit-Scherfestigkeit bei Bentonitmatten wird durch die maximale Scherkraft (Scherfestigkeit) oder die maximaler Schälkraft (Schälwiderstand) ausgedrückt, die im Kurzzeit-Scher-

oder Schälversuch ermittelt wird. Die Langzeit-Scherfestigkeit kann charakterisiert werden durch die Scherspannung, die bei einer vorgegebenen Standzeit und Temperatur von 95 % der Proben erreicht wird. Man kann sie jedoch auch beschreiben durch das geometrische Mittel der Standzeiten, die bei vorgegebener Scherspannung und Temperatur im Zeitstandscherversuch erreicht werden. In Tabelle 2 sind für unterschiedlich hergestellte Bentonitmatten, die mittleren relativen Schälwiderstände den mittleren relativen Standzeiten gegenübergestellt. Als Bezugsgröße wurde der kleinste Schälwiderstand bzw. die kleinste Standzeit willkürlich gleich Eins gesetzt.

Tabelle 2: Vergleich der Schälwiderstände im Kurzzeitversuch mit den Standzeiten im Langzeitversuch. Der jeweils kleinste Wert wurde als Bezugsgröße Eins gesetzt.

Produkt	rel. Schälwiderstand	rel. Standzeit
GCL 1A	3,6	1
GCL 1B	3,3	4,4
GCL 2A	2	24
GCL 2B	1	>270

Offensichtlich kann aus einer hohen Kurzzeit-Scherfestigkeit nicht auf eine bei einer vorgegebenen Beanspruchung erreichbare hohe Standzeit geschlossen werden. Langzeit-Scherversuche sind daher ein unverzichtbares Element der Beurteilung der Eigenschaften von Geokunststoffen aus mehreren strukturellen oder werkstofflichen Komponenten.

3.4 Empfindlichkeit der Langzeit-Scherfestigkeit gegenüber den gewählten Prüfbedingungen

Das Verhalten von Geokunststoffen in Langzeitversuchen lässt sich, dies eine dritte allgemeine Schlussfolgerung aus den Untersuchungen, nicht leicht vorhersagen. So können die Prüfbedingungen großen Einfluss auf die Prüfergebnisse haben. Bei Bentonitmatten wurde z.B. beobachtet, das entionisiertes Wasser oder Leitungswasser als Prüfmedium zu jeweils ganz unterschiedlichen Standzeiten führt. Die thermisch verfestigten Proben GCL 2A versagen im entionisierten Wasser nach Standzeiten, die der Beobachtung noch zugänglich sind. Dagegen erreichen sie im Leitungswasser extrem lange Standzeiten. Bislang (Stand: 15.12.2003) wurde noch gar kein Versagen beobachtet und die mittlere Laufzeit, die nur als untere Grenze für die Standzeit dienen kann, beträgt 427 Tage oder 10.259 Stunden.

Über den Ionenaustausch beeinflusst das Prüfmedium den Bentonit, dessen Eigenschaften offenbar erhebliche Rückwirkungen auf das Scherverhalten haben. Bei der Übertragung von Laborergebnissen auf die Anwendung muss in diesem Zusammenhang bedacht werden, dass die „klinischen" Bedingungen der Zeitstandscherversuche bei hoher Temperatur im Wasserbad maximale Anforderungen an die Produkte stellen. Eine mit solchen Labordaten extrapolierte Funktionsdauer unter Anwendungsbedingungen enthält daher noch erhebliche, aber nicht quantifizierbare Sicherheitsreserven.

4. Zusammenfassung

Das wichtigste Ergebnis unserer Untersuchungen ist jedoch sicherlich, dass ausgewählte Geokunststoffprodukte, die aus hochwertigen Materialien gefertigt und optimal gestaltet worden sind, auch unter kritischsten Prüfbedingungen extrem lange Standzeiten erreichen können. Das Beispiel der nachträglich strukturierten Dichtungsbahn B wurde oben schon diskutiert. Bild 8 zeigt ein weiteres Beispiel aus der Prüfung der Bentonitmatten. Fast alle Probekörper aus nur vernadelten PP-Bentonitmatten zeigen auch nach weit über einem Jahr ein stabiles stationäres Kriechen. Dies gilt auch für die zusätzlich thermisch verfestigten PP-Bentonitmatten, aber nur dann, wenn sie im Leitungswasser geprüft werden.

Oberflächenabdichtungen von Deponien und zur Sicherung von Altlasten sind Bauwerke die sehr lange Funktionsdauern haben müssen und die in der Regel nicht kontrolliert und repariert werden sollen. Geokunststoffe sollten daher nur eingesetzt werden, wenn deren Eignung vor allem im Hinblick auf das Langzeitverhalten nachgewiesen worden ist. Dies ergibt sich auch aus den gesetzlichen Vorschriften (TA Siedlungsabfall in Verbindung mit der Ablagerungsverordnung), die für Abdichtungen einen Gleichwertigkeitsnachweis zur Regelabdichtung fordern. Mit der Deponieverordnung wird die Möglichkeit eröffnet, Kunststoff-Dränmatten in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien einzusetzen. Im Anhang 1, Fußnote 4 zu den dortigen Tabellen über die Abdichtungssysteme wird jedoch auch gefordert: „Die zuständige Behörde kann auf Antrag des Deponiebetreibers Abweichungen von Schichtstärke und Durchlässigkeitsbeiwert der Entwässerungsschicht zulassen, wenn nachgewiesen wird, dass die hydraulische Leistungsfähigkeit der Entwässerungsschicht und die Standsicherheit der Rekultivierungsschicht langfristig gewährleistet ist."

Kunststoffdichtungsbahnen müssen von der BAM zugelassen werden. Die Eignung von Bentonitmatten kann bei Anpassung an den Stand der Technik in Anlehnung an die ehemaligen Zulassungsanforderungen des DIBt geführt werden. Wobei die Bentonitmatten seiner-

zeit nur unter der Voraussetzung zugelassen wurden, dass ergänzend ein Nachweis der Langzeit-Scherfestigkeit geführt wird. Dies ist mit dem hier vorgestellten Prüfverfahren möglich. Dem Eignungsnachweis bei Kunststoff-Dränmatten kann zunächst die Norm DIN EN 13252:2001-04, *Geotextilien und verwandte Produkte, geforderte Eigenschaften für die Anwendung in Dränanlagen*, zugrunde gelegt werden. Die in der Norm aufgeführten Anforderungen an die Beständigkeit gewährleisten jedoch ausdrücklich nur eine Mindestfunktionsdauer von 25 Jahren. Zugleich fehlt in der Norm ganz die Prüfung des Langzeitverhaltens unter Druck-Scherbeanspruchung und deren Rückwirkung auf das Wasserableitvermögen. Nach dieser Norm gekennzeichnete Produkte sind daher ohne weiteres nur für einfache geotechnische Anwendungen geeignet, bei denen die Kunststoff-Dränmatten mit vertretbarem Aufwand repariert oder ersetzt werden können. Für Kunststoff-Dränmatten, die im Deponiebau oder der Altlastensicherung eingesetzt werden, müssen als zusätzliche wesentliche Eigenschaften die Langzeit-Scherfestigkeit und das Langzeit-Wasserableitvermögen unter Berücksichtigung der Alterungsvorgänge der verwendeten Werkstoffe untersucht und beurteilt werden. Auch dies ist mit den Scherzeitständen möglich. Inzwischen liegt eine Prüfrichtlinie vor, auf deren Grundlage die BAM die erforderlichen Eignungsgutachten für Kunststoff-Dränmatten erstellt [10].

Für die von der BAM zugelassenen Kunststoffdichtungsbahnen aus speziellen PEHD-Formmassen ist der Nachweis erbracht, das bei einwandfreiem Einbau die Funktionsdauer nach Jahrhunderten zählt [11]. Für Bentonitmatten-Produkte können inzwischen aus den Untersuchungen abgeleitete gutachtliche Nachweis der Langzeit-Scherfestigkeit vorgelegt werden. Bei Kunststoff-Dränmatten hat die Begutachtung durch die BAM begonnen. Wir hoffen, dass sich viele Geokunststoffhersteller in Zukunft aktiv an diesen Untersuchungen beteiligen. Nur so kann ein vollständiger Überblick über die Leistungsfähigkeit von Geokunststoff auch bei extremen Funktionsdauern erarbeitet werden.

Danksagung

Die hier gezeigten Ergebnisse stammen aus abgeschlossenen und laufenden Forschungsvorhaben der BAM, die finanziell und fachlich von den Firmen GSE Lining Technology GmbH und Naue Fasertechnik GmbH & Co. KG unterstützt wurden.

Literatur

1. *Müller, W. W.*: Handbuch der PE-HD-Dichtungsbahnen in der Geotechnik. Basel: Birkhäuser Verlag 2001.
2. *Thies, M., Gerloff, C., Seeger, S. und Müller, W. W.*: Long-term shear testing of geosynthetic clay liners. In: Clay Geosynthetic Barriers. *Zanzinger, H., Koerner, R. M., und Gartung, E.* (Hrsg.). Lisse, The Netherlands: A.A. Balkema Publishers 2002, S. 97-104.
3. *Müller, W. W.*: Kunststoff-Dränmatten im Deponiebau Teil 1: Eigenschaften und Beurteilung. Bautechnik, 79(2002), H. 3, S. 178-192.
4. *Blümel, W. und Brummermann, K.*: Reibung zwischen Geokunststoffen und Erdstoffen in Deponiedichtungen. Müll und Abfall, 26(1994), H. 5, S. 242-259.
5. *von Maubeuge, K. P. und Luca, S. N.*: Peel and shear test comparison and geosynthetic clay liner shear strength correlation. In: Clay Geosynthetic Barriers. *Zanzinger, H., Koerner, R. M., und Gartung, E.* (Hrsg.). Lisse, Netherlands: A.A. Balkema Publishers 2002, S. 105-110.
6. *Müller, W. W.*: Kunststoff-Dränmatten im Deponiebau Teil 2: Zur Bemessung. Bautechnik, 79(2002), H. 4, S. 232-242.
7. *Seeger, S., Böhm, H., Söhring, G. und Müller, W.*: Long term testing of geomembranes and geotextiles under shear stress. In: Proceedings of the Second European Geosynthetics Conference. *Cancelli, A., Cazzuffi, D., und Soccodato, C.* (Hrsg.). Bologna: Pàtron Editore 2000, S. 607-610.
8. *Seeger, S. und Müller, W. W.*: Langzeitbeständigkeit strukturierter Dichtungsbahnen, BAM-Forschungsbericht 256. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH 2001.
9. *Müller, W. W., Seeger, S., Thies, M. und Gerloff, C.*: Long-term shear strength of mulilayer geosynthetics. In: Proceedings of EuroGeo3, München, 01-04.03.2004. wird veröffentlicht 2004.
10. *Müller, W. W.* (Hrsg.): BAM-Richtlinie: Eignungsnachweis für Kunststoff-Dränelemente in Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten. Berlin: BAM (www.bam.de/deponietechnik.htm) 2003.
11. *Mueller, W. W. und Jakob, I.*: Oxidative resistance of high-density polyethylene geomembranes. Polymer Degradation and Stability, 79(2003), H. 1, S. 161-172.

Einsatz der Photovoltaik im Rahmen der Sicherung und Nachnutzung von Deponien und Altlasten

Dipl.-Phys. Burchard Decker, Dr.-Ing. Ernst Reuter



Autoren:
Dipl.-Phys. Burchard Decker
Solar Engineering Decker und Mack GmbH
Vahrenwalder Straße 7
30165 Hannover
burchard.decker@solar-engineering.de

Dr.-Ing. Ernst Reuter
iwb Ingenieurgesellschaft mbH
Wendentorwall 16
38100 Braunschweig
e.reuter@iwb-ingenieure.de

Deponie Brümmer – von der Planung bis zur Nachsorge

Dr.-Ing. Th. Schulz, Dipl.-Ing. M. Großcurth

1 Einleitung

Die Sanierung der Altlast „Deponie Brümmer" in Hamburg-Billstedt in der Elbmarsch wurde im Sommer mit der Gesamtabnahme 2003 abgeschlossen und damit wurde die Deponie in die Nachsorgephase überführt. Mit einfachen technischen Sicherheitseinrichtungen sind hier unmittelbar neben zwei Oberflächengewässern zwischen 1957 und 1966 auf einer Fläche von rund 4,8 ha ölhaltige Hafenabfälle, Bleicherden und Säureharze abgelagert worden. In dem durch Randwälle eingegrenzten Deponiebereich hat sich ein Stauflüssigkeitskörper gebildet, der aus eingesickertem Niederschlagswasser und abgelagerten öligen Flüssigkeiten besteht. Z.T. weisen die Stauflüssigkeiten sehr hohe organische und anorganische Schadstoffbelastungen auf. Eine künstliche Abdichtung der Deponiesohle oder der Randbereiche sowie eine Sickerwasserfassungseinrichtung waren nicht vorhanden.

Die von der Altlast ausgehende sanierungsrelevante Gefährdung des Grundwassers und der benachbarten Oberflächengewässer veranlassten die Behörde für Umwelt und Gesundheit der Freien und Hansestadt Hamburg (BUG) 1992, die URS Deutschland GmbH mit der Erkundung und zu einem späteren Zeitpunkt mit der Planung der Sicherungs- und Dekontaminationsmaßnahmen sowie mit der Erstellung der in der Nachsorgephase erforderlichen Überwachungsmaßnahmen zu beauftragen.

Ziel der Sanierungsmaßnahmen waren die Vermeidung der langfristigen Verlagerung von Schadstoffen in das Grundwasser und die Oberflächengewässer sowie die Unterbindung des Direktkontaktes von Lebewesen mit den Schadstoffen. Die Sanierung setzte sich im Wesentlichen aus den Elementen Bodenumlagerung und –austausch in den Randbereichen, Profilierung des Deponiekörpers und der Randbereiche, Herstellung einer vertikalen Randabdichtung sowie horizontalen Oberflächenabdichtung mit Rekultivierung zusammen.

Für die Nachsorgephase wurde ein Überwachungsprogramm entwickelt, das zum Nachweis der Einhaltung der Sanierungsziele und der damit verbundenen Gefahrenabwehr für die Schutzgüter dient.

2 Beschreibung der Deponie

Die Deponie Brümmer liegt im Südosten der Freien und Hansestadt Hamburg. Die nördliche Begrenzung des Deponiegeländes bilden die Dämme von Spülfeldern. Ein Unterhaltungs- und Schauweg und die Glinder Au (Gewässer 2. Ordnung) grenzen östlich an die Deponie an. Die Bille (Gewässer 1. Ordnung) befindet sich südlich der Deponie. Im Westen des Gebietes liegt ein bewaldetes Spülfeld.

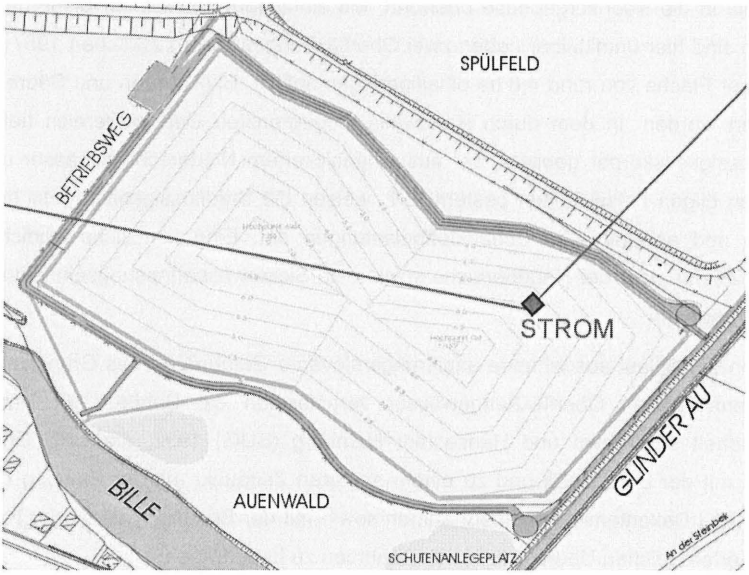


Bild 1: Lageskizze der Deponie Brümmer

Im Rahmen der Sanierungsarbeiten wurde insgesamt eine Fläche von ca. 11 ha gesichert oder dekontaminiert, wobei sich der eigentliche Deponiekörper über ca. 48.000 m² erstreckt. Das ehemalige Deponievolumen betrug ca. 160.000 m³ bei einer mittleren Auffüllungsmächtigkeit von 3,3 m. Im Nordwesten erreichte die Auffüllung mit 4,8 m die größte Mächtigkeit. Neben dem Deponiekörper wurden hauptsächlich Dekontaminierungsarbeiten in den angrenzenden Randbereichen, u.a. Spülfeld III, ehemalige Fabrik und ehemaliger Schutenanlegeplatz, durchgeführt.

Der Deponiekörper selbst sowie die Auffüllungen der Randbereiche werden von bindigen, holozänen Weichschichten unterlagert, die aus Klei, Mudde und Torf mit gelegentlich eingeschalteten Sandlinsen bestehen. Die Weichschichten sind im Mittel etwa 1 bis 2 m mächtig. Sie stellen aufgrund ihrer sehr geringen Durchlässigkeit und ihres Rückhaltevermögens für Schadstoffe durch Adsorptionsvorgänge eine natürliche Basisabdichtung dar.

Unter den Weichschichten steht der erste Grundwasserleiter (gespannt) aus Fein- und Mittelsanden an. Von den Deponieflüssigkeiten wurde kein hydraulischer Kontakt zum Grundwasserleiter und zum Stauwasser der Randbereiche festgestellt. Oberhalb der Weichschichten steht Stauwasser z.T. nur wenige Zentimeter unter der ehemaligen GOK an.

Die Stauflüssigkeiten sind größtenteils stark kontaminiert und weisen in Teilbereichen Öl in Phase auf. Das Gefährdungspotential bestimmen z. T. extrem hohe Belastungen durch MKW, PAK, Phenole, HCH, Chlorbenzol, Chorphenol, Arsen, Schwermetalle, CKW und PCB. Die pH-Werte des Auffüllungskörpers lagen teilweise unter 1.

3 Sanierungsziele

Als Ziel der Sanierungsmaßnahmen wurde der Schutz von Grund- und Oberflächenwasser vor Schadstoffen definiert, um Mensch und Natur dauerhaft vor Kontaminationen zu schützen. Durch eine Oberflächenabdichtung sollte der weitere Eintrag von Niederschlagswasser in den Deponiekörper unterbunden werden, um einen möglichen Schadstoffeintrag in den Grundwasserleiter zu minimieren bzw. zu verhindern. Der laterale Austrag von Schadstoffen aus dem Deponiekörper sollte ebenfalls unterbunden werden. Darüber hinaus war der mögliche direkte Kontakt von Lebewesen mit kontaminierten Deponiematerialien zu verhindern.

Seitens der BUG als Wasserbehörde wurden für die Randbereiche folgende Schadstoffgrenzwerte zur Festlegung der Sanierungsgrenzen vorgegeben (in mg/kg Trockensubstanz):

Mineralölkohlenwasserstoffe (MKW):	1.000 mg/kg TS
Polycyclische Aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK):	50 mg/kg TS
Arsen (As):	50 mg/kg TS

4 Sanierungskonzept und Planung

Zur Unterbindung des lateralen Schadstoffaustrages sollten vertikale Dichtwände errichtet werden, die an ein Oberflächenabdichtungssystem anbinden. Eine Ausbildung der Oberflächenabdichtung nach TA-Abfall bzw. TA-Siedlungsabfall war entsprechend des Sanierungskonzeptes nicht erforderlich, da es sich um eine Altdeponie handelt, die vor 1991 geschlossen wurde. Es sollte ein „einfaches" Abdichtungssystem gewählt werden, dass die folgenden Anforderungen zu erfüllen hatte:

- Dichtigkeit gegen das Eindringen von Niederschlagswasser und Entweichen von Deponiegas,
- mechanische Widerstandsfähigkeit und Standsicherheit (durch das Aufbringen der Rekultivierungsmaterialien stellen sich Setzungen ein, die das System schadlos aufnehmen muss),
- Beständigkeit von Materialien und Systemeigenschaften gegenüber sämtlichen Einwirkungen (u.a. chemisch, physikalisch, biologisch),
- Herstellbarkeit (u.a. Einbaubarkeit, Prüfbarkeit beim Einbau, Anschlüsse z.B. an den Strommasten),
- Gewährleistung an den Arbeits- und Gesundheitsschutz während der Baumaßnahme,
- Wartungs- und Reparaturmöglichkeiten,
- Wirtschaftlichkeit.

Weiterhin sollten sämtliche kontaminierte Randbereiche durch Bodenaustausch vollständig dekontaminiert werden. Hierfür wurden die kontaminierten Randbereiche ausgekoffert, der Aushubboden auf den Deponiekörper umgelagert und zur Profilierung der Deponieoberfläche genutzt. Die sanierten Randbereiche sollten entweder mit unbelasteten Boden verfüllt oder zur Entwicklung auentypischer Lebensräume entwickelt werden.

5 Sicherungs- und Sanierungseinrichtungen

Die Sicherung und Sanierung der Deponie Brümmer erfolgt mit folgenden Elementen:

Natürliche Barriere

Die Weichschichten stellen aufgrund ihrer sehr geringen Durchlässigkeit eine natürliche Basisabdichtung dar, die jedoch nicht den Anforderungen einer technischen Basisabdichtung genügen. Mit den Umlagerungsarbeiten und dem Aufbringen der Oberflächenabdichtung haben auflastbedingte Kompaktierungen bzw. Konsolidationsvorgänge der Weichschichten eingesetzt, die zu einer Verringerung der Schichtstärke verbunden mit einer Verringerung der Durchlässigkeit führen.

Spundwand

Die westliche, südliche und östliche Teil des Deponiekörpers wurde mit gedichteten Spundwänden abgekapselt. Insgesamt wurden Spundwände auf einer Länge von ca. 720 m eingebracht. Die Spundwände wurden in Abhängigkeit von der Lage des Stauwasserstauers ca. 3 m eingerammt. Sie dienen als reine Sperrwände und haben keine statischen Funktionen. Beim Einbringen der Spundwände musste darauf geachtet werden, dass die Spundwandbohlen nur in die Weichschicht einbinden und diese nicht durchstoßen, damit kein hydraulischer Kontakt zwischen Grund- und Stauwasser erzeugt wird. Um die Dichtigkeit der Spundwand zu vergrößern, wurden die Schlösser zusätzlich mit einer Schlossdichtung versehen. Die Spundwand wurde mit Stahlspundbohlen Profil Larssen 601 (Stärke 7,5 mm) erstellt.

Dichtwandsporn

Aufgrund der teilweise geringen Mächtigkeit der Weichschichten im nördlichen Spülfelddammbereich und der geringen Überdeckung der Weichschichten mit Auffüllung wurde im Norden der Deponie ein Dichtsporn als hydraulische vertikale Barriere hergestellt. Als dichtendes Element des Dichtsporns wurde eine zusätzliche Kunststoffdichtungsbahn (KDB) in einem offenen Graben bis in die Weichschichten verlegt, so dass eine annähernd vertikale Barriere entstanden ist. Die Tiefe des Dichtsporns variiert zwischen 3,4 und 3,7 m und wurde jeweils vor Ort nach organoleptischer Ansprache der freigelegten Weichschichten festgelegt. Die Einbindung der KDB in die Weichschichten betrug maximal

0,5 m. Der Dichtsporn verläuft auf einer Länge von ca. 360 m etwa parallel zur nördlichen Deponiegrenze.



Bild 2: Einbau des Dichtsporns

Oberflächenabdichtung

Der gesamte mit einem Oberflächenabdichtungssystem abgedeckte Bereich weist eine Fläche von ca. 69.000 m² auf, wobei ca. 55.100 m² auf den Deponiekörper und ca. 14.000 m² auf den nördlichen Spülfelddamm entfallen. Das Oberflächenabdichtungssystem setzt sich wie folgt zusammen:

Vegetationsdecke	(Grasansaat aus Gräsern und Kräutern)
oberes Decksubstrat	(25 cm mächtig, Humusgehalt ≥ 3 Gew.-%)
unteres Decksubstrat	(75 cm mächtig, Schluffanteil 15-40 Gew.-%, Tonanteil ≤ 10 Gew.-%)
Droptec	4 cm mächtige Drainagematte aus Kunststoffrecyclingmaterial (kombiniert die Funktionen der ursprünglich geplanten Entwässerungsschicht (Flächendrainage) mit denen einer Schutzlage (Trennvlies))
Kunststoffdichtungsbahn	(2,5 mm mächtige PEHD-Kunststoffdichtungsbahn, überlappend verlegt, an allen Stoß- und Überlappungsflächen in Fallrichtung verschweißt)
Sandschutzschicht	(20 cm mächtig, Körnung 0/4, als Auflager für die KDB und Gasentlastungsschicht)
Profilierungsschicht	(in Teilbereichen bis 2,1 m mächtig zur Einhaltung der Mindestneigung von 3,5 %)

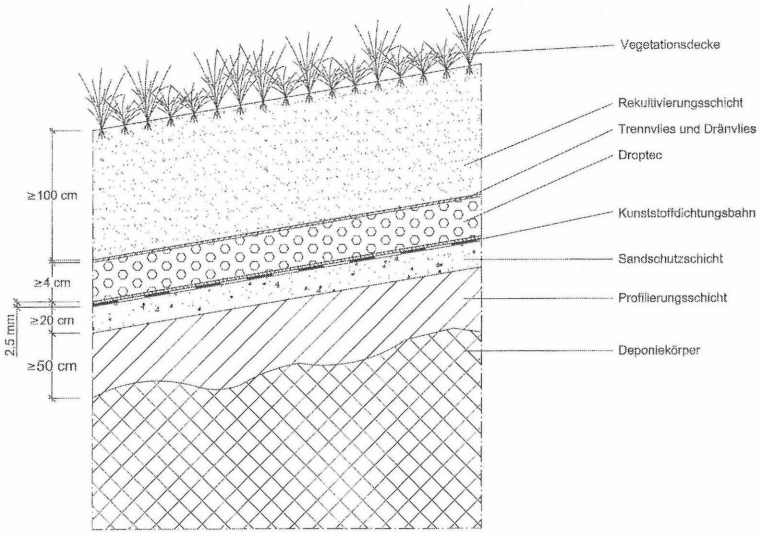


Bild 3: Aufbau der Oberflächenabdichtung

Entwässerungssystem

Das Entwässerungssystem der Deponie Brümmer leitet das Niederschlagswasser in die Vorfluter Glinder Au und Bille. Die Ableitung des Niederschlagswasser wird unterteilt in den

- Oberflächenabfluss, d.h. Wasser, das oberflächig auf der Rekultivierungsschicht abfließt,
- Flächendrainagenabfluss, d.h. Wasser, dass das Decksubstrat durchsickert und oberhalb der KDB in der Flächendrainage zeitlich verzögert abfließt.

Der Oberflächenabfluss wird in einem Ringgraben (Gerinne) und der Flächendrainagenabfluss in einer Ringdrainageleitung gefasst.

Der Ringgraben liegt ca. 1 m oberhalb der Oberkante der Ringdrainageleitung. Die Ringdrainagerohrleitung wurde als Teilsickerrohr aus PEHD mit einem Durchmesser da 250 hergestellt. Die Leitung verläuft entlang der Spundwand bzw. des Dichtsporns.

Das Oberflächen- und Drainagewasser wird an den Einleitstellen getrennt in die Vorfluter Glinder Au und Bille geleitet, so dass an jedem Einleitort jeweils zwei getrennte Einleitvorrichtungen vorhanden sind.

Anlagen zur Stauflüssigkeitsentnahme

Im Rahmen des Betriebs der Kapsel soll der Stauwasserstand innerhalb der Kapsel abgesenkt werden. Hiermit soll das Schadstoffpotential reduziert, der Wasserdruck auf die unterlagernde Kleischicht minimiert und ein hydraulisches Gefälle in die Kapsel erzeugt werden. Somit wird mit der Absenkung des Stauwasserspiegels die Gefahr der Schadstoffausbreitung sowohl in das Grundwasser als auch in das Stauwasser außerhalb der Deponie reduziert.

Die öligen Stauflüssigkeiten werden aus insgesamt sieben Entnahmebrunnen gefördert und mittels Förderpumpen über Sammelleitungen zu einem Sammelbehälter für die Zwischenlagerung der öligen Stauflüssigkeiten gepumpt. Im Sammelbehälter findet eine mechanische Trennung zwischen Öl und Wasser statt. Bei gefülltem Sammelbehälter werden die Flüssigkeiten in einen geeigneten Saugwagen gefördert und zur Verwertung oder Entsorgung abtransportiert. Die gesamte Anlage ist nur für den Sommerbetrieb ausgebildet.

Die Brunnen wurden mit einem Bohrdurchmesser (Ringraumdurchmesser) von ca. 0,5 m hergestellt und mit Brunnenrohren im Durchmesser 6" aus PEHD ausgebaut. Die Brunnen sind im Bereich der Auffüllung verfiltert und mit Förderpumpen ausgerüstet. Am Kopf der Entnahmebrunnen befinden sich Brunnenschächten (∅ 1,5 m), die jeweils mit einer PEHD- Schachtabdeckung versehen wurden. Die Fördereinheiten sind höhenverstellbar gestaltet, um auf die zu erwartenden sinkenden Stauflüssigkeiten reagieren zu können.

Die Steuerung zur Förderung der Stauflüssigkeiten erfolgt vollautomatisch, wobei die Steuerung in einem Steuercontainer untergebracht ist. Bei nicht gefülltem Sammelbehälter fördern nacheinander diejenigen Pumpen, bis der untere Schaltwert (Schwimmerschaltung) erreicht ist. Sollte der Sammelbehälter den oberen Füllstand erreichen, schalten automatisch alle Pumpen aus. Ein Pumpenausfall hat keine schädliche Auswirkungen. Es wird lediglich keine Deponieflüssigkeit mehr aus dem entsprechenden Entnahmebrunnen gefördert.

Das gesamte Steuer- und Fördersystem wird fernüberwacht. Alarmmeldungen wie Leckage oder Pumpenstörung werden an die Leitwarte (BUG) gesendet. Hierfür wurde ein Kommunikationsmodul im Steuercontainer installiert. Bei Alarmmeldungen werden von der BUG sofort die erforderlichen Maßnahmen veranlasst bzw. selbst durchgeführt.

6 Besonderheiten, Randbedingungen

Nachfolgend sind einige Besonderheiten und Randbedingungen der Sanierungsmaßnahme aufgeführt, die im Rahmen der Planung bzw. Bauausführung zu berücksichtigen waren:

- Herstellung einer 1,2 km langen Baustraße als Baustellenzufahrt über die nördlich angrenzenden Spülfelder.
- Zu Beginn der Baumaßnahmen wurde eine Fliegerbombe aus dem 2. Weltkrieg („Blockbuster" mit ca. 1.300 kg Sprengstoff) erfolgreich geborgen und entschärft.
- Im Rahmen der Sanierung der Randbereiche der Deponie wurde die Uferinstandsetzung der Bille realisiert.
- Naturnahe Gestaltung der sanierten Randbereiche "ehemalige Fabrik" und "Schutenanlegeplatz" mit dem Ziel, den dazwischenliegenden Auenwald auszudehnen.
- Im gesamten Baubereich befindet sich auf der Gewässersohle im unmittelbaren Uferbereich ein dichter Bestand von Großmuscheln, die für die Wasserqualität von herausragender Bedeutung sind. Diese Muscheln sind in der „Roten Liste" der Länder Hamburg und Schleswig-Holstein als stark gefährdet (Kategorie 2) ausgewiesen, d.h. die Bestände dieser Muscheln gehen im norddeutschen Raum signifikant zurück. Die Baumaßnahmen war so zu gestalten, dass die Muschelbestände gesichert waren und keinen Schaden nehmen.
- Im Vorfeld der Sanierungsmaßnahme wies die Deponieoberfläche eine relativ flache Morphologie auf. Die Profilierung der Deponie musste so gestaltet werden, dass für die gesamte abgedeckte Fläche nach Abklingen der Setzungen eine Mindestneigung von 3,5 % vorhanden war. In Teilbereichen musste daher eine ca. 2,1 m mächtige zusätzliche Profilierungsschicht eingebaut werden. Da es sich um eine Altdeponie handelte, wurde auch der Einbau von Z2-Materialien, die von außerhalb antransportiert wurden, genehmigt.

- Die Befahrbarkeit der Deponie konnte in Teilbereichen nur mit technischer Hilfestellung bewerkstelligt werden (Lastverteilung durch Baggermatratzen oder durch Aufbringen einer Boden-/Bauschuttschicht).
- Um die mechanische Beanspruchung des Oberflächenabdichtungssystems zu minimieren, durfte dieses erst aufgebracht werden, nachdem die Setzungen, die sich infolge der Profilierung ergeben haben, auf unter $\Delta s < 2$ mm/Woche abgeklungen waren.
- Der Einbau des Decksubstrates erfolgte vor Kopf mit einem Langarmbagger, um Beschädigungen der KDB und der Drainagematte durch Befahren zu vermeiden.
- Die Sicherungs- und Sanierungsbereiche befinden sich teilweise unter der Gefahrenzone einer 110 kV-Hochspannungsfreileitung der Hamburger Elektrizitätswerke (HEW).
- Auf der Altlastfläche befindet sich im nordöstlichen Bereich ein Eckmast der HEW. Im Rahmen der Sicherungsarbeiten wurde das Fundament des Mastes erhöht und vollständig in das Deponieabdichtungssystem integriert.

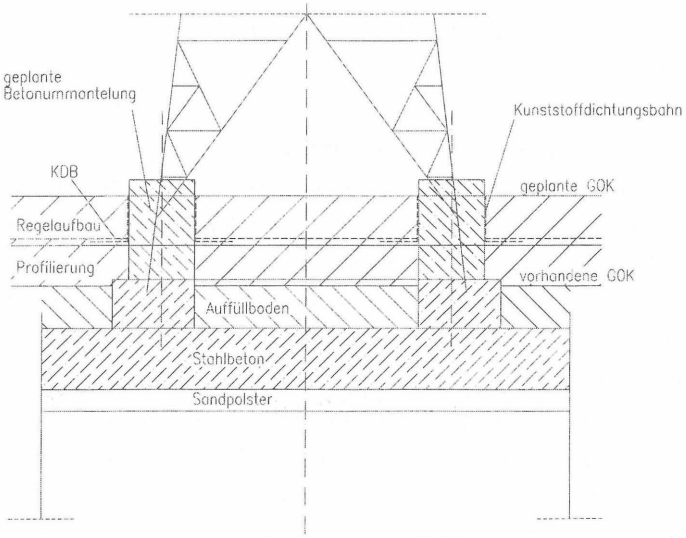


Bild 4: Einbindung des HEW-Eckmastes in das Oberflächenabdichtungssystem

- Auf Sondervorschlag der Bauunternehmung Heilit Umwelttechnik GmbH wurde zur Aufnahme und Ableitung des Niederschlagswasser eine 4 cm mächtige Drainagematte aus Kunststoffrecyclingmaterial der Autoindustrie eingesetzt. Die Drainagematte kombiniert die Funktionen der Entwässerungsschicht mit denen einer Schutzlage. Durch den Einbau der Drainagematte wurden natürliche Ressourcen geschont. Ebenso konnten aufgrund der geringeren Mächtigkeit der Drainageschicht ca. 13.000 m³ belastetes Z2-Material zusätzlich auf der Deponiefläche eingebaut werden.
- Zur Sicherstellung des Langzeitverformungsverhaltens und der Funktionstüchtigkeit der Drainagematte werden die Dickenänderungen der Drainagematten mit einem vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig entwickelten Messgerät von der BUG gemessen und ausgewertet.

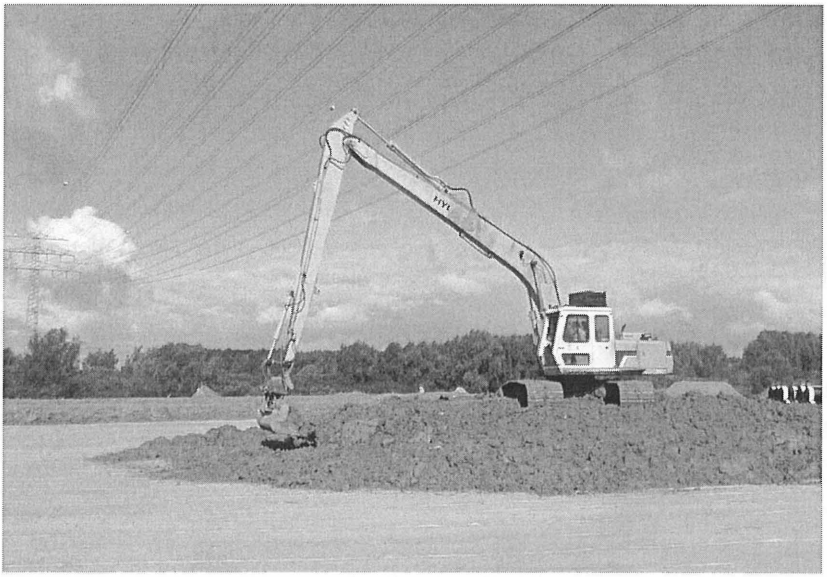


Bild 5: Einbau des Decksubstrates vor Kopf mit einem Langarmbagger unterhalb der 110 kV-Hochspannungsfreileitung

7 Nachsorge

In der Nachsorgephase wird der Sanierungserfolg bezogen auf die wesentlichen Wirkungspfade und Schutzgüter überwacht. Hierfür hat der Verpflichtete Eigenkontrollmaßnahmen durchzuführen. Zusätzlich entscheidet die zuständige Überwachungsbehörde über Art und Umfang der behördlichen Überwachung. Da die Freie und Hansestadt Hamburg (FHH) sowohl Verpflichteter als auch Überwachungsbehörde ist, wurde ein eng mit der BUG abgestimmtes Überwachungsprogramm erstellt, das auch auf Erfahrungen von Überwachungen anderer gesicherter Altlasten der FHH beruht.

Das Deponieverhalten der gesicherten Altlast „Deponie Brümmer" wird u.a. durch die zeitliche Änderung des Stauflüssigkeitsvolumens, der Stauflüssigkeits- und Grundwasserbeschaffenheit, ggf. auftretende Gasemissionen sowie durch das Setzungs- und Verformungsverhalten des Deponiekörpers beschrieben. Mit der im Sommer 2003 durchgeführten Gesamtabnahmeabnahme hat die Nachsorgephase begonnen, in der der Altlastenkörper, die Sicherungsmaßnahmen sowie die Schutzgüter zu überwachen sind. Die Überwachung ist erforderlich, da die Altablagerung nach Abschluss der Sicherungsmaßnahmen immer noch ein Schadstoffpotential aufweist. Die Notwendigkeit der Nachsorge ergibt sich gemäß §15 des BBodSchG. Der Zeitraum der Nachsorgephase ist vom Verhalten des Ablagerungskörpers abhängig und beträgt in der Regel mehrere Jahrzehnte.

Die wesentlichen Ziele der Überwachung der gesicherten Altlast „Deponie Brümmer" sind:

- Einhaltung der Genehmigungsauflagen
- Erfolgskontrolle der Sanierungs- und Dekontaminationsmaßnahmen
- Überwachung möglicher Schadstoffaustritte ins Grund- und Stauwasser sowie in die Oberflächengewässer
- Überwachung der Absenkung des Stauflüssigkeitsspiegels innerhalb der Kapsel
- Überwachung der Dichtigkeit der Pfadunterbrechungssysteme
- Kontrolle der Funktionstüchtigkeit der Entwässerungseinrichtungen insbesondere der Drainagematte und
- Ermittlung des Langzeitverhaltens des Altlastkörpers im Hinblick auf eine Änderung des Schadstoffpotentials.

Im Rahmen der Überwachung müssen zur Beschreibung des Deponieverhaltens über die Zeit sowie zum Nachweis der Einhaltung der zulässigen Emissionen regelmäßige Kontrollmessungen an den Mess- und Kontrolleinrichtungen durchgeführt werden, mit denen sämtliche notwendigen Daten der Deponie erfasst werden können. Ferner wurden bei der Erstellung des Überwachungsprogramms die Genehmigungsauflagen sowie die wasserrechtlichen Erlaubnisse berücksichtigt. Grundvoraussetzung einer zielorientierten Überwachung ist, dass alle Mess- und Kontrolleinrichtungen funktionstüchtig sind.

Die Grobgliederung des Überwachungsprogramms, die auch auf weitere von der BUG betreute gesicherte Altlasten angewendet werden soll, enthält die nachfolgende Tabelle. Zusätzlich zu dem aufgeführten Überwachungsprogramm sind Betriebs- und Unterhaltungsmaßnahmen wie z.B. die Pflege und Kontrolle der Vegetationsflächen, die Überwachung und Instandhaltung der Anlagen zur Stauflüssigkeitsentnahme und der Entwässerungseinrichtungen durchzuführen.

Tabelle 1: Grobgliederung Überwachungsprogramm

A: Altlastkörper	**B: Pfadunterbrechungssysteme**	**C: Schutzgüter**
I Deponiegas	I Vegetation / Oberflächenschäden	I Grundwasserhydraulik
II Stauflüssigkeitshaushalt	II Wasserhaushalt (Oberflächensicherung)	II Grundwasserbeschaffenheit
III Stauflüssigkeits-beschaffenheit	III Abflussbeschaffenheit (Oberflächensicherung)	III Oberflächengewässer-beschaffenheit
IV Setzungen	IV Dichtsystemlangzeit-beständigkeit (Oberflächensicherung)	
	V Durchströmung (Dichtwand)	
	VI Langzeitbeständigkeit (Dichtwand)	
Dokumentation		

Zur Umsetzung des Überwachungsprogramms sind u.a. folgende Maßnahmen geplant:

- Begehungen
- Überwachung des Gaspfades
- Ermittlung der Abfluss-, Stauflüssigkeits- und Grundwasserbeschaffenheit
- Einmessung der Stau- und Grundwasserspiegelhöhen
- Messung der Ölschichtdicke
- Ermittlung der Verformungen des Oberflächenabdichtungssystems
- Erstellung einer Stauwasserbilanz mit Berücksichtigung des Stauflüssigkeitsvolumens, der Stauflüssigkeitsneubildung sowie des Stauflüssigkeitsin- bzw. –output
- Erstellung einer Wasserbilanz für den Wasserhaushalt der Oberflächenabdichtung
- Durchführung von Aufgrabungen insbesondere zur Ermittlung des Langzeitverhaltens der Drainagematte
- ggf. Aufgrabungen im Bereich der Spundwände

Nach Vorlage der ersten Überwachungsdaten werden diese in eine Datenbank eingepflegt werden. Mit Hilfe der Datenbank sollen die Ergebnisse der Überwachung und die sich daraus ableitenden Änderungen schnell visuell erfasst werden können. Des Weiteren können die Ergebnisse verschiedener Nachsorgeprojekte miteinander verglichen werden und es besteht auch die Möglichkeit der Anbindung an weitere Datensysteme der BUG.

8 Literatur

„ENTWURF – Nachsorge und Überwachung von sanierten Altlasten", Vollzugshilfe -H1-1 des ITVA, Entwurf Stand Dezember 2002

„Verordnung über Deponie und Langzeitlager (Deponieverordnung - DepV)" vom 24. Juli 2002

„GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponie und Altlasten", Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 1997

„Deponie Brümmer Sicherungs- und Sanierungsmaßnahmen -Baubeschreibung-", vom Ingenieurbüro Dames & Moore Hamburg, 25. Februar 2000

„Überwachungskonzept für die gesicherte Deponie Neuhöfer Straße (Entwurf)", von BUG FHH, Kurzzeichen R 330 /853.99-006/800 vom 15. Januar 2002

„Wasserhaushalt von Oberflächenabdichtungssystemen", Melchior, Berger und Sokollek, aus: Müll-Handbuch, Hösel, Bilitewski, Schenkel und Schurer, Erich Schmidt Verlag, Januar 2001

„Wasserhaushalt und Abflussverhalten eines Oberflächenabdichtungssystems (Deponie Georgswerder auf der Basis zehnjähriger Messungen", Sokollek, aus: Hamburger Bodenkundliche Arbeiten Band 47 (2000), S. 235-249

„Sanierung der Deponie Brümmer", Schulz, Carstensen, Kürten, in: Tiefbau Februar 2003, S. 73-76

Anschrift der Verfasser:

Dr.-Ing. Thomas Schulz
URS Deutschland GmbH
Goernestraße 32
20249 Hamburg

Tel.: 040 / 460 760 14
thomas_schulz@urscorp.com

Dipl.-Ing. Marion Großcurth
Freie und Hansestadt Hamburg
Behörde für Umwelt und Gesundheit
Amt für Umweltschutz, Altlastensanierung
Billstraße 84
20539 Hamburg

Tel.: 040 / 42 845 34 86
marion.grosscurth@bug.hamburg.de

Qualitätssicherung bei der Herstellung von Soilcrete-Sohlen

Dr.-Ing. Ulrich Trunk, Keller Grundbau GmbH, Germendorf
Dipl.-Ing. Georg Breitsprecher, Keller Grundbau GmbH Offenbach

1 Einleitung

Aufgrund der gestiegenen Anforderungen an die einzuhaltende Restwassermenge von tief liegenden und halbhoch liegenden Düsenstrahl- bzw. Soilcrete-Dichtsohlen und der nicht immer zufrieden stellenden Ergebnissen wurden seit Ende der 90er Jahre des letzten Jahrhunderts erhebliche Anstrengungen unternommen, die Qualität von Dichtsohlen durch qualifizierte Planung, Kontrollen und Überwachung während der Herstellung zu verbessern. Eine Software gestützte Auswertung der Herstelldaten zeitnah zur Herstellung und geeignete Methoden zur nachträglichen Beprobung ermöglichen eine gesicherte Überprüfung des Produktes, so dass die vertragliche Zusicherung von Eigenschaften für den anbietenden Bauunternehmer nicht den Charakter eines Lotteriespiels besitzt.

2 Anforderungen an das Gewerk Dichtsohle und Qualitätssicherung

Vor allem in Berlin hat sich als „Standardwert" im Rahmen der wasserrechtlichen Genehmigung ein Wert von 1,5 l/s und 1000 m² benetzter Sohl- und Wandfläche etabliert. Dieser Wert wird sehr häufig in Ausschreibungen gefordert und in Verträgen festgeschrieben, ohne dass hierbei die Notwendigkeit dieser Forderung, die physikalischen Zusammenhänge und die Auswirkungen einer gegebenenfalls höheren Wassermenge vorab geprüft werden.

So gilt der o. g. Wert für Baugruben mit 2 m Wasserspiegeldifferenz ebenso wie für Baugruben mit einer Wasserspiegeldifferenz von 20 m. Ferner werden diese Werte für Baugruben gefordert, bei denen eine größere Pumpmenge auch bei geringfügiger Beeinflussung des umgebenden Grundwasserspiegels keinerlei nachteilige Folgen für die Umwelt hätte. Oft wäre die Ableitung bzw. Wiederversickerung höherer Restwassermengen ohne Einschränkungen genehmigungsfähig und darüber hinaus kostengünstiger.

Die unabhängig von der wirksamen Wasserdruckhöhe „starr" formulierten Anforderungen hinsichtlich der Restwassermenge können dazu führen, dass die effektive Durchlässigkeit einer Dichtsohle mit großer Wasserdruckdifferenz bei großen Bohrtiefen gegenüber einer mit geringer Wasserdruckdifferenzen um den Faktor 3 bis 8 geringer sein muß. Im Gegensatz dazu steht, dass die „Fehlertoleranz" des Systems Dichtsohle mit zunehmender Bohrtiefe überproportional abnimmt.

Daraus folgt, dass vor allem bei Sohlen in größerer Tiefenlage und bei den genannten „starren Planungsvorgaben" die Anforderungen an die Qualitätssicherung sehr hoch sind. Der Verzicht auf diese Maßnahmen birgt das unkalkulierbare Wagnis, ob am Ende der Arbeiten eine Dichtsohle mit den vertraglich zugesicherten Eigenschaften übergeben werden kann.

Wie von Trunk und Otterbein (1999) bereits dargestellt, erreichen die Aufwendungen einer umfassenden Qualitätskontrolle, die im Weiteren näher erläutert wird, unabhängig von den jeweiligen eingesetzten Messverfahren, eine Größenordnung von 20 bis 25 % der Herstellkosten. Angesichts des Schadensrisikos und der damit verbundenen Folgen für Auftraggeber, Bauherr und Auftragnehmer, kann dieses Geld als „gut angelegt" bezeichnet werden. Bei entsprechendem Preisdruck sind jedoch die Maßnahmen zur Qualitätssicherung das Erste, an dem „gespart" werden kann, ohne zumindest die Fertigstellung aller Säulen zu gefährden, unabhängig vom erzielten Ergebnis.

3 DIN EN 12716 „Düsenstrahlverfahren"

In der seit dem Jahr 2003 geltenden Europäischen Norm sind die Möglichkeiten zur Qualitätssicherung und –überprüfung aufgeführt. Es ist in der Norm jedoch nicht geregelt, welche Elemente der Qualitätssicherung gerade bei Dichtsohlen mit hohen Anforderungen hinsichtlich der einzuhaltenden Restwassermenge zwingend auszuschreiben und auszuführen sind.

Die Überschreitung der zulässigen Restwassermenge stellt ein erhebliches wirtschaftliches Risiko dar. Bei halb hoch und hoch liegenden Dichtsohlen kommt als zusätzliches Risiko neben der hydraulischen auch noch eine statische Beanspruchung hinzu. In Anbetracht dessen verwundert es, dass der Anforderungskatalog bezüglich der qualitätssichernden Maßnahmen noch nicht vergütungswirksam am Markt durchgesetzt werden konnte, auch im Interesse der Versicherer einer Baumaßnahme.

Eine neuerliche Zunahme von Projekten, bei denen die zugesicherten Restwassermengen nicht eingehalten werden konnten, zeigt, dass hier eine Vernachlässigung bereits erkannter Zusammenhänge und Notwendigkeiten in relativ kurzer Zeit zu beobachten ist.

4 Elemente der Qualitätssicherung

4.1 Baugrunderkundung und Geotechnischer Bericht

Mit der im September 2003 neu erschienenen DIN 4020 „Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke" liegt jetzt eine Norm vor, die klare und eindeutige Vorgaben hinsichtlich Umfang und Tiefe des zu erstellenden Baugrundgutachtens beinhaltet. In dieser Norm sind die Verantwortlichkeiten und organisatorischen Abläufe im Rahmen der Erstellung eines Baugrundgutachtens sowie die Schnittstellen zwischen Bauherr und Gutachter während der Planung und Ausführung eines Bauvorhabens klar geregelt.
Die Herstellung einer Dichtsohle stellt aufgrund des damit verbundenen Risikos eine besonders anspruchsvolle Bauaufgabe dar und ist somit bis auf Ausnahmefälle der Geotechnischen Kategorie 3 (GK 3) nach DIN 4020 zuzuordnen.
Eine ausreichende Erkundung der Baugrundverhältnisse bis in die Tiefenlage der Dichtsohle ist damit zwingende Voraussetzung. Das Düsenstrahlverfahren liefert nur indirekte Aufschlüsse und Hinweise auf die vorhandenen Baugrundverhältnisse und ersetzt deshalb keine umfassende und flächendeckende vorlaufende Baugrunderkundung, auch wenn Ausschreibungstexte dies häufig implizieren. Fehler und Mängel in der Baugrunderkundung können bei Ausführung der Düsenstrahlarbeiten nur bedingt und in geringem Umfang oder mit erheblichem Mehraufwand – Zeit und Geld -ausgeglichen werden.
Durch die Veröffentlichung der DIN 4020 ergibt sich eine Prüf- und Hinweispflicht für den anbietenden und bauausführenden Bauunternehmer. Im Rahmen der Angebotabgabe und Vertragsannahme muss er prüfen, ob das übergebene Baugrundgutachten den normativen Regelungen und Forderungen entspricht. Andernfalls läuft er Gefahr zumindest Teile des unechten Baugrundrisikos zu übernehmen.

4.2 Planung der Düsenstrahlarbeiten

Aus den Bauwerksabmessungen, dem ungestörten Grundwasserspiegel, der erforderlichen Aushubtiefe für die Baugrube und dem Dichtsohlensystem – tief liegend oder halbhoch liegend - folgt unter Beachtung der anstehenden Baugrundverhältnisse die Festlegung der Tiefenlage der Dichtsohle. Die Dichtsohle wird auch bei ausreichender Auftriebs-

sicherheit nicht in einer vorhandenen Stein- oder Geröllschicht geplant oder in der Übergangszone Organik zu rolligem Boden angeordnet. Wird gegen diese Grundsätze verstoßen, kann keine kontrollierte Herstellung erfolgen, mit den zum Teil bekannten Ergebnissen. Den anbietenden bzw. ausführenden Unternehmen bleiben an dieser Stelle selten große Gestaltungsspielräume, sieht man einmal davon ab, dass tief liegende Sohlen als halbhoch liegende Sohlen oder umgekehrt angeboten werden mit den erforderlichen Veränderungen bei den Umschließungswänden und ggf. erforderlichen Zusatzmaßnahmen zur Sicherstellung der Auftriebssicherheit der Dichtsohle.

Forderungen nach EN DIN 12716 und DIN VOB/C 18321

Mit Einführung der geltenden Normen EN DIN 12716 und der DIN VOB/C 18321 sind seitens des Auftraggebers oder Planers Anzahl der Säulen, Bohrtiefen und Durchmesser der Säulen anzugeben. Dies ist eine erhebliche Änderung ggü. der früher und auch noch heute üblichen Praxis, dass seitens des Planers die Sohle nur mit Tiefenlage, zulässiger Restwassermange und der entsprechenden Fläche ausgeschrieben wird.

Die Bauherren mit ihren Fachplanern kommen dieser Forderung der DIN nur sehr zögerlich nach. Ohne technische Notwendigkeit werden dann für tiefliegende Sohlen häufig Festigkeiten entsprechend einem B5 oder B10 gefordert.

Der in der erforderlichen Tiefe erreichbare Säulendurchmesser ist einerseits vom anstehenden Boden, andererseits vom Düsverfahren und der einzusetzenden Gerätetechnik abhängig.

Der Planer muss sich deshalb für die Ausschreibung der Arbeiten durch eigene Untersuchungen davon überzeugen, dass bei dem anstehenden Baugrund und der erforderlichen Bohrtiefe unter Berücksichtigung der zu erwartenden Bohrabweichung und des geplanten bzw. erzielbaren Säulendurchmessers die geforderte Dichtigkeit der Sohle sicher erzielt und gewährleistet werden kann.

Bei ausreichender Erkundung, qualifizierter Planung, sorgfältiger Ausführung und einer durchgehenden Qualitätssicherung ist eine Dichtsohle im Düsenstrahlverfahren zielsicher herstellbar. Gegenwärtig bleibt jedoch festzustellen: Selten vertraut man im Spezialtiefbau so auf den Zufall und ist „guter Hoffnung" wie bei der Herstellung von Dichtsohlen.

Bohrabweichungen und Säulenraster

Die für eine entsprechende Tiefe bei der Planung zu berücksichtigende Bohrabweichung ist abhängig von der Art des anstehenden Bodens, ggf. von vorhandenen Stein- und Blocklagen, Auffüllungen o. ä, vom Bohrverfahren, von der Geräteausrüstung und auch vom Ausbildungsstand des Gerätefahrers.

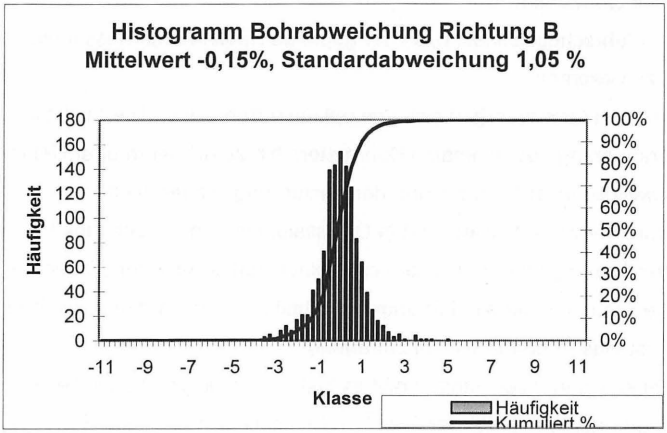
Auch die Sicherheit bzw. Wahrscheinlichkeit, dass der geplante Säulendurchmesser wie geplant erreicht wird, ist zu beachten.

In Abhängigkeit der genannten Größen ergibt sich das optimale Bohrraster. Hierbei ist anzumerken, dass eine Veränderung des optimalen Bohrrasters hin zu größeren oder kleineren Säulenabständen jeweils zu einer Reduzierung der Ausführungssicherheit führt. Vor allem bei schwierigen Baugrundverhältnissen wird in Diskussionen immer wieder ins Feld geführt, dass mit einer Verdichtung des Bohrrasters bzw. einer Verkürzung der Säulenabstände grundsätzlich eine Erhöhung der Ausführungssicherheit erreicht werden kann. Wie nachfolgend ausgeführt, ist diese Annahme nicht zutreffend.

Hinsichtlich der gemessenen Bohrabweichungen gibt es bisher wenige veröffentliche Untersuchungen oder Auswertungen ausgeführter Projekte. Bei rolligem Baugrund, Sande und Kies ohne Steine und Blocklagen oder Einflüssen aus Altbebauung, kann im Mittel eine Bohrabweichung zwischen 0,5 und 1 % erzielt werden, sofern die Bohrtiefen nicht über 25 m liegen. Auf Basis dieser Erfahrungswerte wird bei der Wahl des Bohrrasters üblicherweise eine Bohrabweichung von 1 % der Bohrtiefe berücksichtigt. Sind im Baugrund jedoch Stein- und Blocklagen vorhanden, so beeinflusst dies je nach Tiefenlage die auftretenden Bohrabweichungen unter Umständen erheblich. In Abhängigkeit vom erzielbaren Säulendurchmesser und der Tiefenlage der Sohle ist dann zu prüfen, ob bereits vorab das Bohrraster auf die größere mittlere Bohrabweichung anzupassen ist, oder im Zuge der Auswertung der Messwerte entsprechende Kontrollmaßnahmen und Zusatzpunkte ausgeführt werden.

Beispielhaft sind in Abb. 1 die Auswertungen der mit Inklinometer gemessenen Bohrabweichungen eines Bauvorhabens mit Stein- und Blocklagen abgebildet. Es sind die Häufigkeitsverteilungen der beiden senkrecht zueinander stehenden Meßrichtungen A und B aufgetragen. Die Standardabweichungen beider Richtungen sind mit jeweils ca. 1,1% in etwa gleich groß. Hierbei wurden alle Meßwerte ohne Unterscheidung nach der Bohrtiefe, die zwischen 18 m und 32 m betrug, erfaßt. Aufgrund der Stein- und Blocklagen sind die Abweichungen größer als bei Bohrungen gleicher Tiefe ohne diese Bohrhindernisse. Bei

einem weiteren Bauvorhaben konnte der Einfluß vorhandener, nicht rückbaubarer alter Gründungspfähle auf die mittlere Bohrabweichung nachgewiesen werden. Eine Bohrabweichung kleiner 1% war bei 75% aller Bohrungen vorhanden, eine unter 2% bei 93% aller Bohrungen.



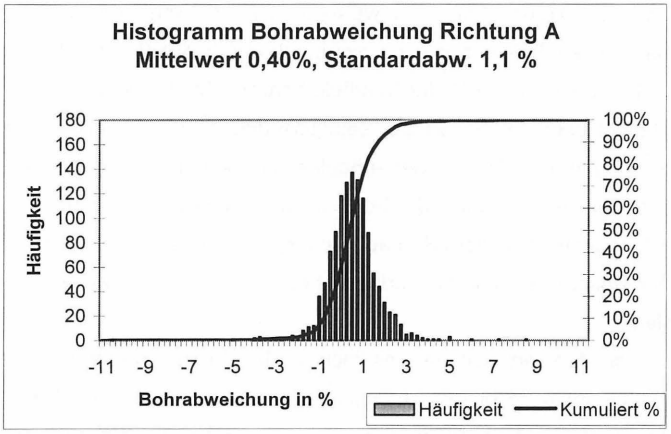


Abb. 1 Häufigkeitsverteilung gemessener Bohrabweichungen für die Meßrichtungen A und B, Bohrtiefen zwischen 18 m und 30 m.

Von entscheidendem Einfluss hinsichtlich der Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit eines Bohrrasters ist der der Planung zugrunde zu legende Säulendurchmesser, der mit ausreichender Sicherheit im Baugrund hergestellt werden kann.

Da die Bohrabweichung i. d. R. unabhängig ist von dem während des anschließenden Düsvorganges zu erzielenden Säulendurchmesser, kann mit der Herstellung größerer Säulendurchmesser die Ausführungssicherheit von Sohlen deutlich verbessert werden, siehe hierzu auch Trunk und Otterbein (1999). Bei dem in Abb. 2 b) dargestellten Raster ergeben sich für einen Säulendurchmesser von 3,50 m 50% weniger Säulen wie bei einem Säulendurchmesser von 2,60 m. Vor allem beim Auftreten größerer Bohrabweichungen, bieten größere Säulendurchmesser eine höhere Ausführungssicherheit. Dies gilt sowohl im Hinblick auf den Mittelwert aller gemessenen Bohrlochabweichungen wie auch auf vereinzelte Extremwerte. Die Wahrscheinlichkeit, dass Fehlstellen oder nicht erodierte Bodenbereiche verbleiben, ist deutlich geringer.

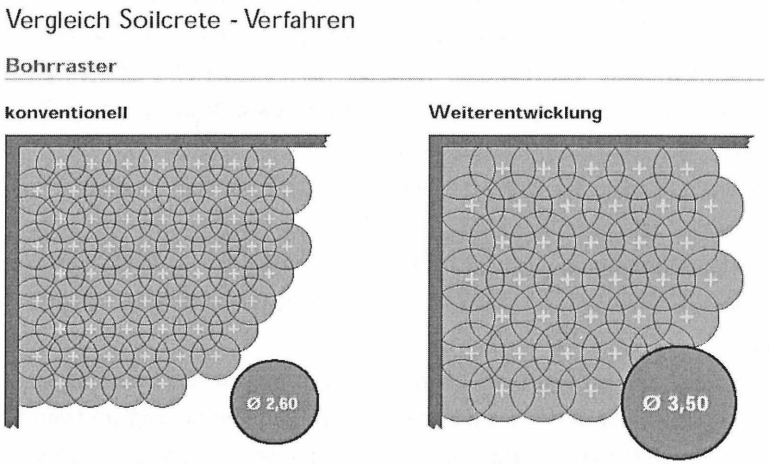


Abb. 2 a) und b) Bohrraster für Säulendurchmesser 2,60 m (a) und 3,50 m (b) bei gleicher Bohrtiefe. Bei b) 50% weniger Säulen als bei a).

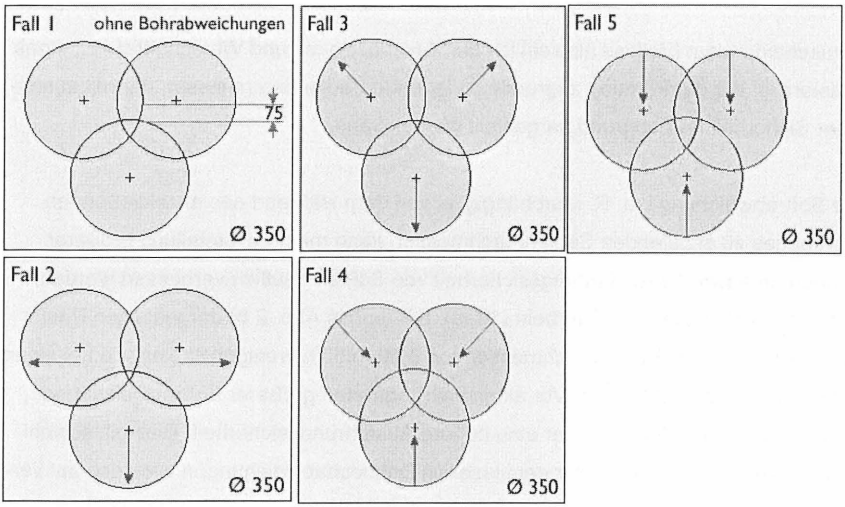


Abb. 3 Bohrraster und zu berücksichtigende „Kombinationen" von Bohrabweichungen

Üblicherweise wird für die Herstellung von Dichtsohlen ein Raster gleichseitiger Dreiecke gewählt. Bild 3 zeigt verschiedene Fälle der Bohrlochabweichungen für ein derartiges Dreiecksraster. Im Hinblick auf das maximal oder minimal herzustellende Raster müssen insbesondere die Fälle 3 und 4 untersucht werden, bei denen alle Bohrungen eines Dreiecks zusammen oder auseinander laufen. Das maximale Raster ergibt sich im Fall 3, wenn sich alle drei Säulen gerade noch im Dreiecksmittelpunkt berühren. In diesem Fall droht eine Lücke zwischen den Säulen. Das minimale Raster ergibt sich im Fall 4, wenn der Säulenmittelpunkt bereits den Umkreis der Nachbarsäule berührt. In diesem Fall drohen Strahlschatten, wenn eine Sekundärsäule in einer bereits hergestellten Nachbarsäule hergestellt wird.

Stellt man unter Ansatz einer bestimmten Bohrlochabweichung und eines bestimmten Säulendurchmessers das maximale und minimale Bohrlochraster in Abhängigkeit von der Tiefe gegenüber, so ergibt sich eine kritische Grenztiefe, bei der maximales und minimales Bohrraster identisch sind, siehe Abb. 4.

So ergibt sich zum Beispiel unter Ansatz einer Bohrabweichung von 1,5 % und eines Säulendurchmessers von 3,50 m eine maximale Tiefe von 20 m, Zusatzmaßnahmen ausgenommen. Hierbei wird angenommen, daß die genannte Bohrabweichung bei allen drei betrachteten Säulen gleichzeitig in der ungünstigsten Richtung auftritt.

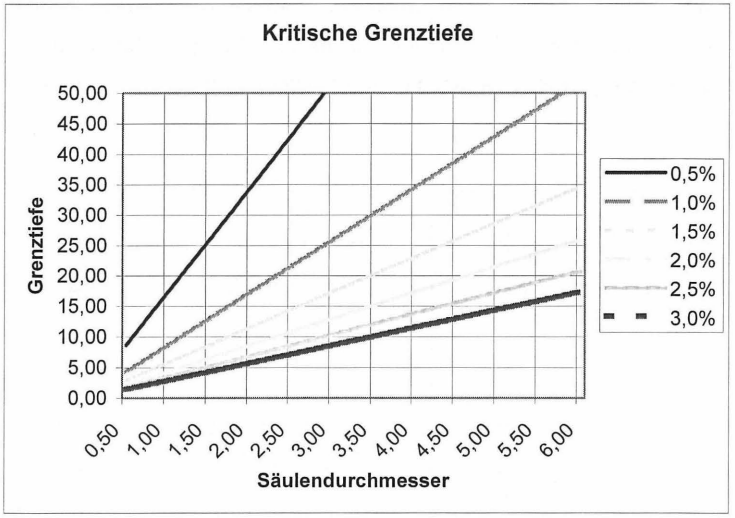


Abb. 4:Kritische Grenztiefe in Abhängigkeit von Bohrabweichung und Säulendurchmesser

4.3 Herstellabfolge

Es hat sich mittlerweile als Stand der Technik etabliert, dass Dichtsohlen in so genannten Primär- und Sekundärreihen hergestellt werden, wobei hierbei sowohl die Primär- als auch die Sekundärreihe jeweils „frisch in frisch" hergestellt werden. Diese Herstellabfolge „frisch in frisch" bietet den Vorteil, dass das Risiko von Fehlstellen bei größeren Bohrabweichungen in Richtung der herzustellenden Säulenreihe gegenüber einer Herstellung als Einzelsäulen deutlich minimiert werden kann. Als weitere Sicherheit werden die Sekundärsäulen mit einer größeren Säulenlänge als die Primärsäulen hergestellt, wobei hierbei unterschiedliche Ausführungsvarianten diskutiert und praktiziert werden. Bei dem so genannten Nietprinzip werden die Sekundärsäulen mit einem Über- und Unterschnitt von jeweils mindestens 20 cm ggü. den Primärsäulen hergestellt.

Eine Variante dieses Nietprinzips ist es, nur einen Unterschnitt herzustellen, diesen jedoch mit einer größeren Höhe bzw. Länge. An freigelegten Säulen kann beobachtet werden, dass die Untersicht von Düsenstrahlsäulen, vor allem bei solchen mit größeren Durchmessern, wie sie bei Sohlen Anwendung finden, eine gekrümmte oder konvexe Begrenzungsfläche aufweisen, d. h. der Düsenstrahl entwickelt erst über die ersten 10 bis 30 cm der Säulenhöhe seine volle Reichweite. Diese Strahlentwicklung ist auch erforderlich,

wenn der Düsenstrahl bei Herstellung der Sekundärsäulen oberhalb der vorhandenen Primärsäulen wieder seine volle Reichweite aufbaut. Aus dieser Überlegung heraus erscheint es zweckmäßiger, die geplante Mehrlänge nur als Unterschnitt herzustellen, siehe hierzu Abb. 5.

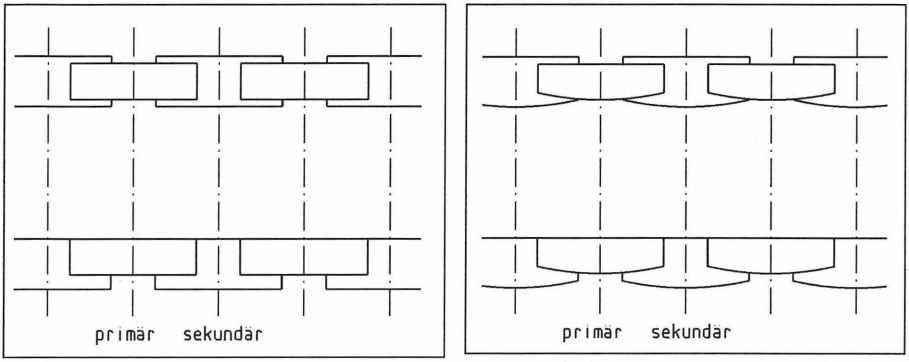


Abb. 5: Nietprinzip mit Über- und Unterschnitt oder nur Unterschnitt bei a) konvexer und b) gerader Untersicht der Säulen

4.4 Kontrolle während der Herstellung

4.4.1 Probesäulen

Wie in der o. g. Norm für das Düsenstrahlverfahren und in den bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt, sind vor Produktionsbeginn Probesäulen in der entsprechenden Einbautiefe herzustellen und zu vermessen, so dass der herstellbare Säulendurchmesser und seine Schwankungsbreiten vor Beginn der eigentlichen Düsarbeiten dokumentiert werden. Hierbei ist es durchaus üblich, Produktionssäulen als Probesäulen auszuführen. Die Herstellung von Probesäulen in anderen Tiefenlagen als der späteren Einbautiefe ist in aller Regel nicht zielführend und repräsentativ für die Baugrundverhältnisse in Einbautiefe. Bei veränderlichen Baugrundeigenschaften in Sohltiefe müssen in den jeweiligen Homogenbereich Probesäulen ausgeführt werden. Nach Auswertung der Ergebnisse der Probesäulen sind die Entwurfsgrößen Säulendurchmesser, mittlere Bohrabweichung und Raster ggf. nochmals anzupassen. Für die Durchmesserbestimmung von Soilcrete-Säulen in großer Tiefe stehen neben indirekten Messmethoden wie Stangenpegel, Hydrophon oder Tastbohrungen auch direkte Messungen mit Durchmessermessgeräten zur Verfügung, die je-

doch bei entsprechend großen Säulendurchmessern oberhalb 2,5...3,0 m zum Teil nicht mehr angewendet werden können. Gerade in rolligem Baugrund ist das Sedimentationsverhalten des Bodenbindemittelgemisches bei der Planung und Ausführung der Durchmessermessungen zu beachten.

4.4.2 Einmessung der Bohrpunkte

Die Einmessung der Bohransatzpunkte, erfolgt mit Hilfe von Vermessungsinstrumenten. Bewährt haben sich Theodolith, automatisches Tachymeter, Global Positioning System (GPS) mit Satellitenempfänger und Referenzstation oder andere teilautomatisierte Messsysteme wie das sog. Capsy-System. Die mit diesen Geräten erzielbaren Genauigkeiten von ca. ± 1 cm reichen im Hinblick auf die gesamte Systemgenauigkeit aus.

4.4.3 Vermessung des Bohrlochverlaufes

Die Vermessung des Bohrlochverlaufes erfolgt bei entsprechenden Bohrtiefen für jede Säule mit einem am Bohrgestänge montierten Bohrinklinometer oder mit einem Inklinometer, das nach Abteufen und Brechen des Gestänges in dieses eingeführt wird. Beide Messtechniken haben ihre Vor- und Nachteile. Zu beachten ist hierbei der mögliche Verlust des Bohrgestänges bei entsprechenden harten Schichten bzw. Steinen und Blöcken im Baugrund sowie der Einfluss des Baugrundes auf die Ausfallrate bei Erfassung der Messwerte während des Bohrvorganges. Vor allem in diesen Fällen ist die Ausfallrate konventioneller Inklinometer deutlich geringer. Sie sollte 3 % nicht übersteigen.

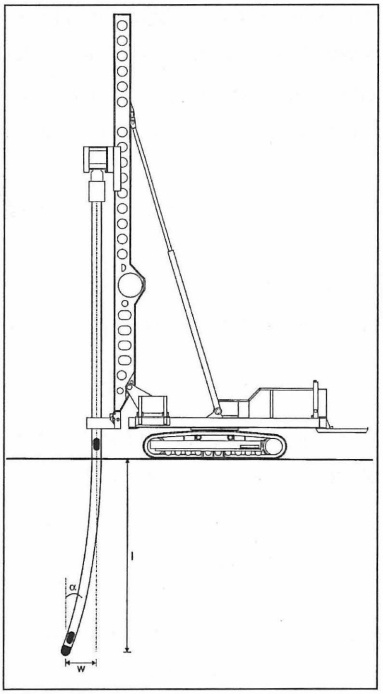


Abb. 6:Messen des Bohrlochverlaufs mit Inklinometer

Die Bohrungen für die Herstellung von Düsenstrahlsäulen für Dichtsohlen werden in der Regel lotrecht ausgeführt. Die mit der Neigung des Bohrgestänges zunehmenden Fehlereinflüsse auf die Messwerte der Inklinometer erreichen nicht die Größenordnung wie bei geneigten Bohrungen mit 10 oder 15°. So ist es bei geringen Bohrabweichungen (< 3 %) innerhalb der Entwurfstoleranz bzw. innerhalb der Toleranz die bei Entwurf des Rasters berücksichtigt wurde, in der Regel ausreichend nachzuweisen, dass die gemessene Bohrabweichung unterhalb der zulässigen liegt. Bei größeren Bohrabweichungen ist die Richtung auf jeden Fall möglichst genau zu erfassen. Eine Auswertung und Ermittlung der unvermeidlichen Messfehler für Bohrungen mit 30 m Tiefe kommt zu dem Ergebnis, dass bei einer 1%igen Bohrabweichung der Messfehler im Bereich von 1‰ der Bohrtiefe und bei 3% Bohrabweichung in der Größenordnung von 1,5 ‰ liegt und somit bei ca. 1/10 der zu erwartenden Bohrabweichung.
Die Messgenauigkeit des Inklinometers bei nahezu lotrechten Bohrungen reicht aus, um auch die Bohrabweichungen genügend genau zu erfassen. Vergleichbare Fehlerbetrachtungen für Bohrinklinometer sind bisher nicht veröffentlicht worden bzw. liegen nicht vor. In diesem Zusammenhang ist darauf hinzuweisen, dass in regelmäßigen Abständen und vor allem nach dem Durchteufen von Schichten mit höherem Bohrwiderstand wie Stein- oder Blocklagen oder grundsätzlich nach jeder mechanischen Beanspruchung des Inklinometers eine Überprüfung dieses Messgerätes erfolgen muss. Sie muss Bestandteil der im QS-Plan festgelegten Aktionen sein.
Eine Auswertung von Baustellenmessungen ist in Abbildung xxx dargestellt. Daraus wird ersichtlich, dass die Bohrabweichungen in beiden Meßrichtungen A und B in etwa einer Normalverteilung folgen. Eine ausreichende Datenbasis vorausgesetzt, kann auch der Einfluss von einzelnen Schichten auf die mittlere Bohrabweichungen nachgewiesen werden.

4.4.4 Tiefenkontrolle

Die Kontrolle der Bohr- und Düslängen erfolgt zweckmäßigerweise mit unabhängig vom Gerätestandort angebrachten Messgeräten für einzuhaltende Referenz, bzw. Bohrtiefen. Üblicherweise werden Horizontallaser eingesetzt.

4.4.5 Kontrolle der Herstellparameter

Während des Bohr- und Düsvorganges werden über geeignete elektronische Aufzeichnungsinstrumente die in der Norm EN DIN 12716 geforderten Parameter aufgezeichnet,

wie Bohrtiefe, Umdrehungsgeschwindigkeit und Ziehgeschwindigkeit, Suspensionsdruck, Luftdruck und Suspensionsmenge. Darüber hinaus können ggf. weitere Parameter aufgezeichnet werden, siehe Abb. 7. Eine automatische Aufzeichnung der Rückflussmenge, wie verschiedentlich in Ausschreibungen gefordert, ist mit den gegenwärtig zur Verfügung stehenden Messgeräten und auch verfahrensbedingt nicht möglich bzw. die mit entsprechenden Fehlern gewonnenen Messwerte besitzen keine Aussagekraft.

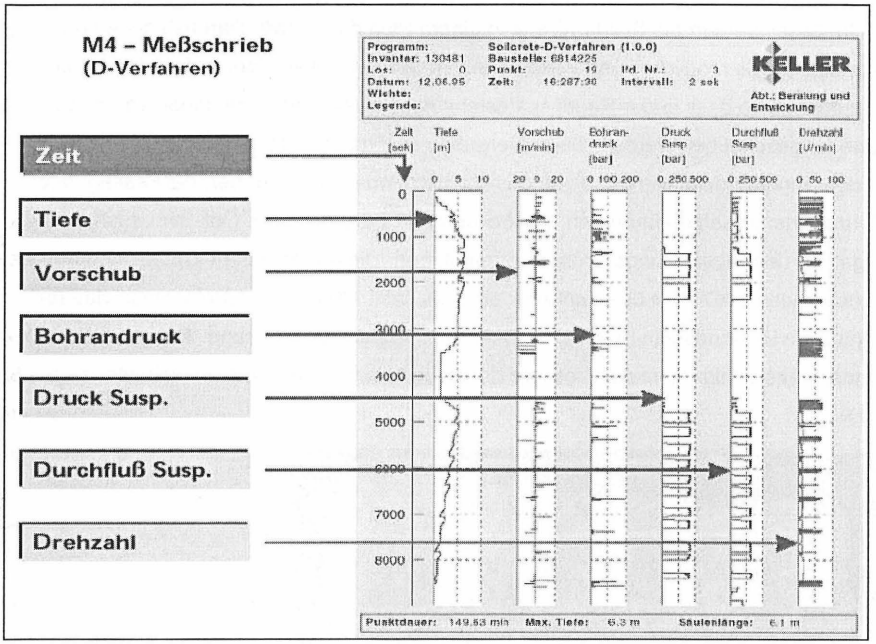


Abb. 7 Automatische Aufzeichnung der Herstellparameter

4.4.6 Toleranzen für die Herstellparameter

In einem so genannten Qualitätsplan werden vor Beginn der Maßnahme die einzuhaltenden Ober- und Untergrenzen für die o. g. Herstellparameter festgelegt. Werden diese Toleranzen überschritten, sind zeitnah, d. h. spätestens am nächsten Arbeitstag, entsprechende Korrektur- und Zusatzmaßnahmen festzulegen und zu einem geeigneten und festzulegenden Zeitpunkt auszuführen, um mögliche Fehlstellen infolge abweichender Herstellparameter zu überprüfen und ggf. zu schließen. Generell ist anzumerken, dass allein

die Einhaltung der geforderten Toleranzen nicht hinreichend ist für den Erfolg der Maßnahme, jedoch notwendig.

4.4.7 3-D-Auswertung der Vermessungsergebnis

Die gemessenen Ist-Bohransatzpunkte und die zugehörigen Bohrabweichungen werden über eine Datenbank in einem CAD-Plan eingespeist. Auf Basis des einzuhaltenden Säulendurchmessers bzw. zu berücksichtigender Ober- und Untergrenzen für den Säulendurchmesser werden die Soll-Ist-Werte in einem Plan dargestellt. Daraus können dann Lage und Größe möglicher Fehlstellen ermittelt werden. Diese Überprüfung ist zeitnah auszuführen, so dass in der Regel spätestens nach zwei Produktionstagen vorhandene Pläne fortgeschrieben werden. Daraus ergeben sich dann vorzugsweise in Abstimmung mit dem Baugrundsachverständigen des Bauherrn oder Auftraggeber, die Festlegungen erforderlicher Zusatzmaßnahmen, Kontrollen und Überprüfungen. Ggf. sind auch Änderungen an dem Ausführungskonzept vorzunehmen. Die ausgeführten Zusatzmaßnahmen werden in den CAD-Plan übernommen, so dass nach Abschluss der einzelnen Bauabschnitte ein Bestandsplan, auch als 3-D-Ansicht, erstellt werden kann. Anhand dieses Bestandsplanes erfolgt dann die Freigabe der Baugrube für den Pumpversuch, siehe Abb. 8 und 9.

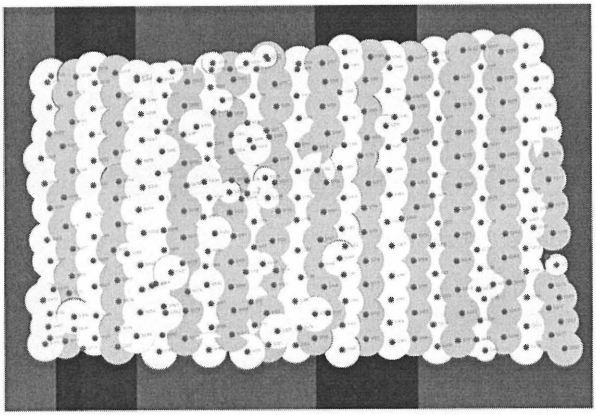


Abb. 8 3D-Auswertung der Meßergebnisse – Ist-Plan

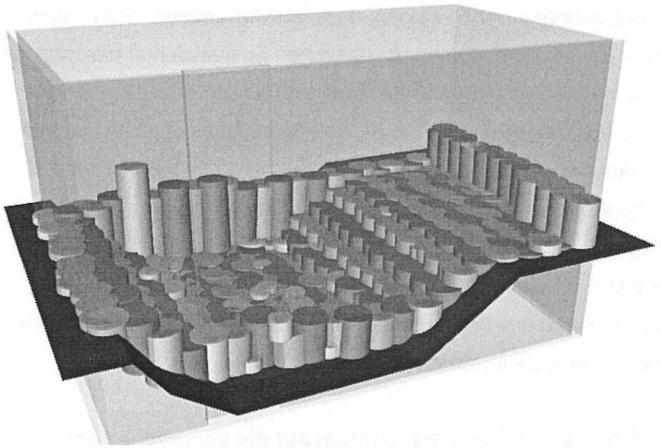


Abb. 9 3D-Darstellung der hergestellten Säulen

4.4.8 Konstantes Bohrraster – dynamische Planung

Von Weber und Kogler (2000) und anderen wurde das Verfahren der Säulenanordnung nach dynamischer Planung vorgestellt, bei dem Bohransatzpunkte der nachfolgend herzustellenden Säulen in Abhängig von den Messergebnissen der zunächst hergestellten Säulen ggf. verändert und angepasst werden. Bei diesem Verfahren der dynamischen Planung ist zu beachten, dass die Änderung ggü. dem Ursprungsraster anhand fehlerbehafteter Messwerte vorgenommen wird, so dass bei diesem Vorgehen grundsätzlich eine Fehlerbtrachtung angestellt werden sollte.

Angesichts der zu verarbeitenden Datenmenge und den nicht auszuschließenden Fehlereinflüssen erscheint es deshalb zweckmäßiger, auf Basis eines sinnvoll gewählten Grundrasters zunächst unabhängig von den Messergebnissen alle Säulen wie geplant auszuführen, und erst danach über die Erfordernis von Zusatzmaßnahmen und Zusatzbohrungen zu entscheiden.

4.4.9 Wahl des Bindemittels und Suspensionskontrolle

Die Suspensionskontrolle ist neben der Überprüfung der geometrischen Daten und der Herstellparameter ein weiterer wichtiger Bestandteil der Qualitätskontrolle.

Mit zunehmendem Säulendurchmesser und abnehmender Einbautiefe nimmt die Wichtigkeit der Sedimentationsstabilität in der frischen Säule bis zum Abbinden zu. Die Untersu-

chungen von Kirsch und Sondermann (2002) zeigen, dass bei vorhandener Stützung der frisch in frisch hergestellten Säulen durch den hydrostatischen Suspensionsdruck auch bei großen Säulendurchmessern eine ausreichende Säulenstabilität gewährleistet werden kann. Die einzuhaltenden Sedimentationsraten bei Bindemittelsuspensionen im frischen Zustand und an den Rücklaufsuspensionen müssen für diesen Anwendungsfall bei 1 % bis 2 % innerhalb von 2 Stunden, gemessen im Standzylinder, liegen. In der Regel können diese erforderlichen geringen Sedimentationsraten mit reinen Zementsuspensionen nicht eingehalten werden. Vor allem bei statischer Beanspruchung der Sohle durch Wasserdruck und Auftriebspfähle werden die zulässigen Beanspruchungen von Dichtsohlen, die mit Bindemittelsuspensionen hergestellt werden, schnell erreicht.

5. Abschätzung des Einflusses geometrischer Größen auf die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Zuverlässigkeit von Dichtsohlen

Mit der First Order Reliability Method (FORM) wurden an einem zunächst einfachen Modell der Einfluss der geometrischen Größen Bohrabweichung, Säulendurchmesser und des Bohrrasters auf die Zuverlässigkeit von Dichtsohlen untersucht. Hierbei wurden in einem Modell 2 x 3 Primärsäulen und 4 Sekundärsäulen abgebildet, siehe Abb. 10.

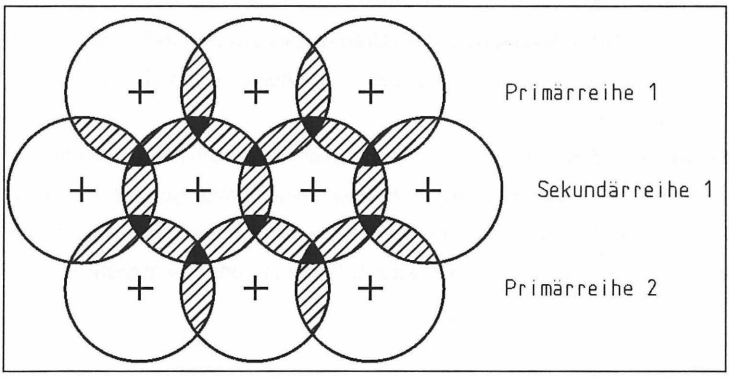


Abb. 10 Modell zur Berechnung der Zuverlässigkeit in Abhängigkeit geometrischer Größen

Als streuende Größen wurden bei diesem Modell die Bohrabweichungen und der Säulendurchmesser eingeführt, wobei Säulendurchmesser und Bohrabweichungen aller Säulen

unabhängig voneinander streuen, d. h. es wurde keine Autokorrelation o. ä. berücksichtigt. Die Bohrtiefe, die Durchlässigkeit des erhärteten Säulenmaterials und die Durchlässigkeit des anstehenden Bodens, die in auftretenden Fehlstellen maßgebend wird, wurden aufgrund des geringeren Einflusses dieser Parameter gegenüber den geometrischen auf die Restwassermenge deterministisch festgelegt. Das Bohrraster für die Untersuchungen wurde anhand des oben geschriebenen Entwurfsgrundsatzes ermittelt, so dass für eine vorgegebene mittlere Bohrabweichung von 0,5% oder 1% ein ausreichender Überschnitt bei dem gleichzeitigen Auftreten des ungünstigsten Abweichens aller Säulen noch gegeben ist, siehe Abb. xxx. Anhand vorhandener Auswertungen und grundsätzlicher Überlegungen wurden die Verteilungsfunktionen und die Mittelwerte und Standardabweichungen für den Säulendurchmesser und die Bohrabweichung festgelegt. Zu den Bohrabweichungen liegen u. a. die o. g. Untersuchungen vor. Zu den Säulendurchmessern in entsprechender Tiefenlage kann bisher nicht auf einen entsprechenden Datenbestand von Dichtsohlen zurückgegriffen werden. Hier wurden entsprechende Annahmen auf Basis freigelegter Soilcrete-Kubaturen getroffen. In einem Untersuchungsschritt wurde auch die Standardabweichung des Säulendurchmessers variiert, um den Einfluss dieses Parameters auf die Zuverlässigkeit zu untersuchen. So wird für den Säulendurchmesser eine Normalverteilung mit einer Standardabweichung von z. B. 5 cm angesetzt, d. h. 97 % aller Säulen haben bei z. B. einem Mittelwert von 3,50 m einen Durchmesser zwischen 3,40 und 3,60 m.

Bei dem hier vorgestellten Modell wurden zwei unterschiedliche Versagensformen berücksichtigt, bei denen es durch Fehlstellen infolge zu großer Bohrabweichungen zu einem Zutritt von Grundwasser durch nicht erodierte Bodenbereiche kommen würde. Bei der ersten Versagensform sind die Mittelpunkte der beiden Düsenstrahlsäulen so weit voneinander entfernt, dass aufgrund des nicht ausreichenden Überschnittes eine Fehlstelle auftritt, siehe Abb. 11. Bei der zweiten Versagensform wird das Entstehen einer Fehlstelle modelliert, die dann entsteht wenn die Bohrung für eine sekundäre Säule in eine bereits bestehende und erhärtete primäre Säule abgeteuft wird, so dass dann der zu bearbeitende Bodenbereich nicht erodiert werden kann. Bei dem Modell wurde Einfluss von Über- und Unterschnitt, wie er bei Sekundärsäulen ausgeführt wird, nicht berücksichtigt. Dies ist in einer weiteren Bearbeitungsstufe des Modells vorgesehen.

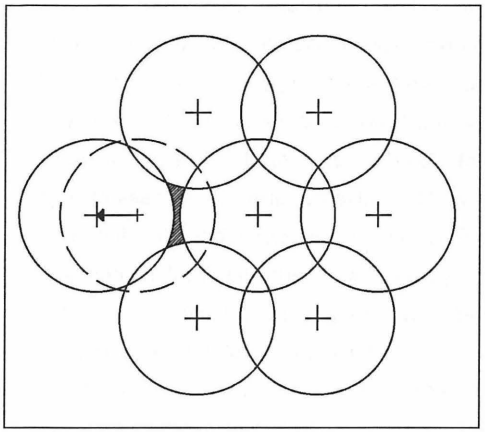


Abb. 11 Fehlstelle infolge zu geringen Überschnitts

Die Ergebnisse, die im gesamten zu einem späteren Zeitpunkt vorgestellt werden, können hier schon einmal in Grundzügen zusammengefasst werden.

- Bei gleicher mittlerer tiefenabhängiger Bohrabweichung und gleichen Verteilungsparametern für den Säulendurchmesser ist die Zuverlässigkeit in starkem Maß abhängig von der Tiefenlage der Sohle.
- Bei vorgegebener Tiefenlage der Sohle und gleich bleibenden Verteilungsparametern für den Säulendurchmesser gibt es jeweils ein optimales Bohrraster, bei denen die Zuverlässigkeit am größten ist, bei geringeren oder größeren Säulenabständen nimmt die Zuverlässigkeit jeweils ab.
- Das optimale Bohrraster weist gleichseitige Dreiecke auf.

Es ist somit nicht zutreffend, dass mit einer Verdichtung des Bohrrasters grundsätzlich eine Erhöhung der Ausführungssicherheit erzielt werden kann. Es gilt vielmehr, dass grundsätzlich in Abhängigkeit von der mittleren Bohrabweichung und dem erreichbaren Säulendurchmesser und dessen Schwankungen das „optimale Bohrraster" zu ermitteln ist. Die Zuverlässigkeit der Sohle ist abhängig von der mittleren Bohrabweichung. Ohne einen Anspruch auf die Richtigkeit der absoluten Zahlenwerte zu erheben, kann jedoch festgestellt werden, dass die Zuverlässigkeit der Sohle – hier über den Sicherheitsindex ß (Gru-

SiBau, 1981; Schueller, 1981) dargestellt - bei Zunahme der Bohrabweichung von 1% auf 2% bei einem mittleren Säulendurchmesser von 3,5 m im gleichen Maß abnimmt wie bei einer Vergrößerung der Bohrtiefe bzw. Einbautiefe der Sohle von 15 auf 25 m, siehe Abb. 12.

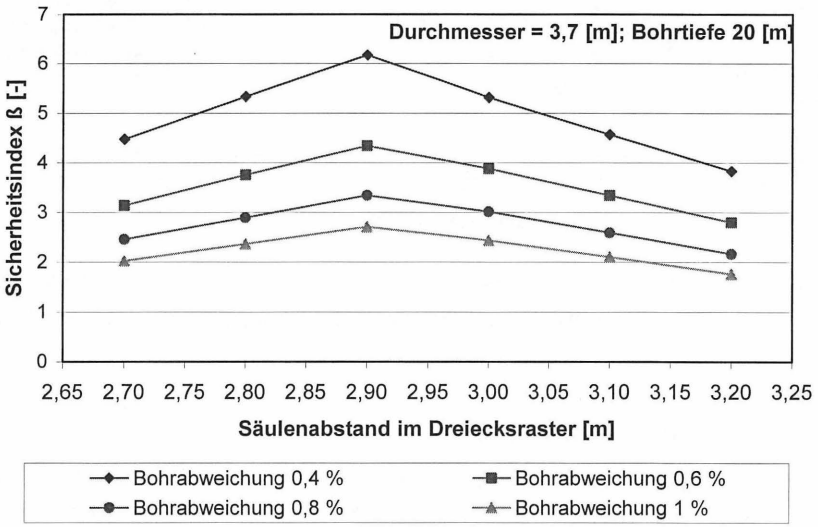


Abb. 12: Zuverlässigkeit bzw. Sicherheitsindex ß in Abhängigkeit von Säulenabstand und Bohrabweichung, mittlerer Säulendurchmesser von 3,7 m, Bohrtiefe 20 m.

Der Einfluss des Säulendurchmessers auf die Zuverlässigkeit der Sohle nimmt mit wachsender Bohrtiefe zu. Besonders bei größeren Bohrtiefen über 15 m zeigt sich der günstige Einfluss größerer Säulendurchmesser auf die erreichbare Zuverlässigkeit.

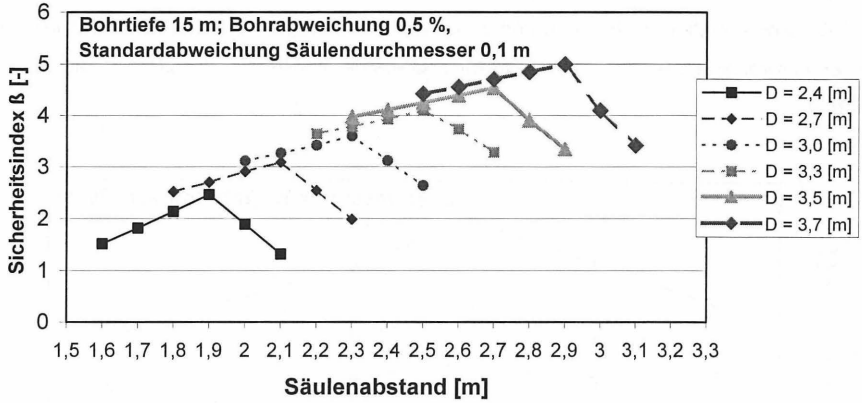


Abb. 13: Zuverlässigkeit bzw. Sicherheitsindex ß in Abhängigkeit von Säulendurchmesser und Säulenraster, Bohrabweichung 0,5%, Bohrtiefe 15 m, Standardabweichung des Säulendurchmessers 0,10 m.

6. Zusammenfassung und Schluß

Aufgrund der in den 90er Jahren extrem gestiegenen Anforderungen an die Dichtigkeit von Sohlen wurden von Keller Grundbau GmbH ineinander greifende Messungen, Kontroll- und Überprüfungsprozeduren und rechnergestützte Onlineauswertungen entwickelt, um zeitnah zur Herstellung die Qualität von Dichtsohlen und mögliche erforderliche Zusatzmaßnahmen beurteilen zu können. Ebenso wurden die Herstellart und die Soilcrete®-Technik weiter entwickelt, um zum einen durch die Herstellung von Sohlen im Niet-Prinzip bzw. mit ausreichendem Unterschnitt und zum anderen durch die Herstellung von Säulen mit großem Durchmesser die Ausführungssicherheit zu erhöhen.

Probabilistische Analysen zeigen, daß die Zuverlässigkeit bzw. Ausführungssicherheit mit größeren Säulendurchmessern gerade bei zunehmender Tiefenlage der Sohle deutlich gesteigert werden kann. Da sowohl bei einem zu engen wie auch bei einem zu weiten Raster die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Fehlstellen überproportional zunimmt, ist ein auf den jeweiligen Säulendurchmesser, die Bohrtiefe und die mittlere Bohrabweichung bezogenes optimales Raster zu wählen.

Die Einzelelemente der Qualitätssicherung wie Lagekontrolle der Bohransatzpunkte mit Soll-Ist-Vergleich, Höhenkontrolle der Säulen, Messung des Bohrlochverlaufs und Kontrolle des Säulendurchmessers werden vorgestellt und diskutiert.
Die genannten Maßnahmen führen bei konsequenter Anwendung nachweislich zu einer Erhöhung der Ausführungssicherheit. Der dafür erforderliche und in den Normen geforderte Aufwand ist jedoch nicht zum Nulltarif erhältlich.

Dr.-Ing. Ulrich Trunk
Keller Grundbau GmbH
Bereich Nord, Berlin – Brandenburg
Veltener Straße 31
16767 Germendorf
U.Trunk@KellerGrundbau.com

Dipl.-Ing. Georg Breitsprecher
Keller Grundbau GmbH
Abteilung GBI, Beratung und Entwicklung
Kaiserleistraße 44
63067 Offenbach
G.Breitsprecher@KellerGrundbau.com

7. Literatur

GruSiBau (1981) Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Hrsg. Deutsches Institut für Normung e.V., NaBau, Normenausschuß Bauwesen im DIN „Sicherheit von Bauwerken", Berlin.

Kirsch, F.; Sondermann, W. (2002) Zur Gewölbestabilität über Soilcrete-Körpern, 9. Darmstädter Geotechnik Kolloquium, Mitteilungen Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik TU Darmstadt, Heft 58, 2002, S. 85-101

Schueller, G.I. (1981) Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Bauwerken, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München.

Trunk, U., Otterbein, R. (1999) Einfluß der Qualitätssicherung auf Ausführungssicherheit und Wirtschaftlichkeit bei schwierigen Düsenstrahl-Maßnahmen, Inject 99, Zeche Zollverein, Essen, Seite 177-189

Unveröffentliche Baustellendaten der Keller Grundbau GmbH, Bereich Nord

unveröffentliche Diplomarbeit am Institut für Geotechnik, Prof. Katzenbach, TU Darmstadt

Weber, A., Kogler, K. (2000) Neuentwicklungen zur Qualitätssicherung von tiefen Hochdruckinjektionssohlen, 15. Chr. Veder Kolloquium 2000, Heft 7, Technische Universität Graz, S. 131-142

Die Herstellung einer Weichgelsohle mit Feinstzementunterdeckelung in Berlin, Lehrter Bahnhof/Hauptbahnhof

Michael Baltruschat, BAUER Spezialtiefbau (BST – PB – FA – PIN / SDW)

Zusammenfassung

Im Zentrum von Berlin gibt es seit den 90-er Jahren große Spezialtiefbaumaßnahmen, bei denen die Deutsche Bahn AG als Bauherr vertreten ist. Absolutes Highlight dieser Maßnahmen ist der Kreuzungsbahnhof, der den Nord-Süd- mit dem Ost-West- Bahnverkehr in der deutschen Hauptstadt verbindet. Der Bahnhof wird einen ober- und einen unterirdischen Teil haben und neben den Fernbahngleisen auch S-Bahn- und U-Bahn-Gleise beinhalten. Der berühmt-berüchtigte Berliner Baugrund, die unterschiedlich großen Baugruben, große Aushubtiefen und die Koordination der Arbeit an den Baugruben in verschiedenen Bauphasen erfordern große ingenieurtechnische Leistungen. Berichtet wird hier von der Herstellung einer Dichtsohle für die Baugrube B-West.

Standort

Im Zentrum von Berlin – in unmittelbarer Nähe des Reichstagsgebäudes, des Bundeskanzleramtes und der neu errichteten Abgeordnetengebäude – entsteht der große Bahnhof (s. Abb. 2). Wir befinden

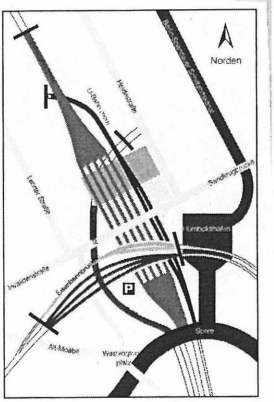


Abb. 1: Übersicht

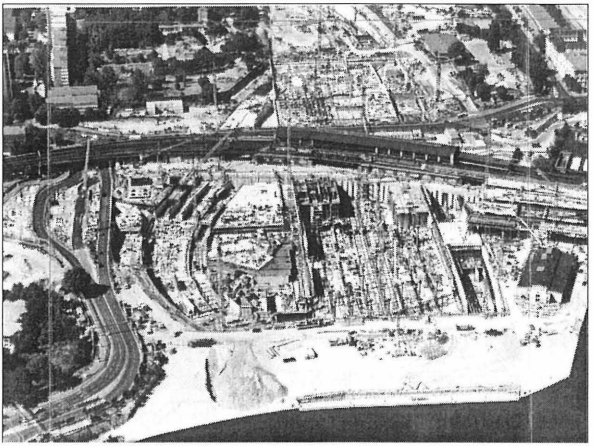


Abb. 2: Luftbild aus dem Jahr 1999

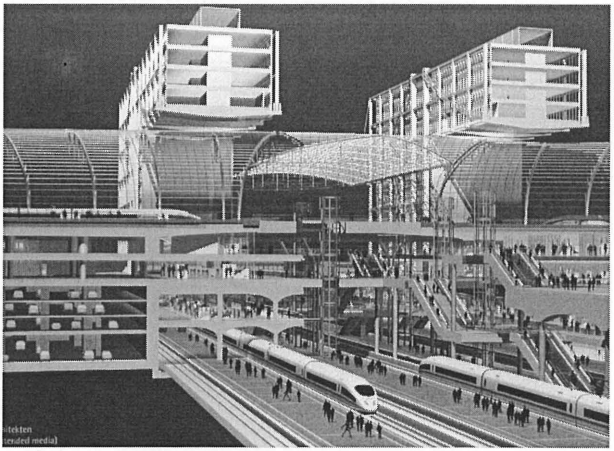
uns im Bezirk Mitte - Stadtteil Wedding. Im Süden wird das Areal von der Spree, im Norden von der Stromstraße begrenzt. Im Westen grenzen die Gebäude der Lehrter Straße, im Osten die der Heidestraße an den Bau der Zukunft an (s. Abb. 1).

Baumaßnahme



Abb. 3: Der alte Lehrter Bahnhof mit dem Hauptportal (um 1900)
Abb. 4: Modell vom neuen Bahnhof

Am Standort des alten Lehrter Bahnhofes, der wie alle historischen Bahnhöfe in Berlin als Kopfbahnhof konzipiert war (s. Abb. 3) und des bis zum Jahre 2002 in Betrieb befindlichen S-Bahnhofes entsteht der rund 130 Meter breite und bis zu 1000 Meter lange Bahnhof. Zum ersten Mal in der Berliner Geschichte werden hier die regionalen und überregionalen Verkehrsflüsse aus allen vier Himmelsrichtungen zusammengefasst. Der Nord-Süd-Verkehr wird in einem unterirdischen Bahnhof, der West-Ost-Verkehr durch einen aufgeständerten Bahnhof aufgenommen (s. Abb. 4 und 5). Parallel werden Bauwerke für die S-Bahn, die U-Bahn (U 5) und den Straßenverkehr (B-96-Tunnel) erstellt. Das moderne



Glasdach soll von zwei Bürohochhäusern flankiert werden. Zu diesem Zwecke existiert im Moment eine Lücke zwischen den beiden Glasdächern.

Die Firma BAUER Spezialtiefbau war an der Herstellung der Baugruben N, M1, M2/M3, D2, C/D1 und B beteiligt. Zur Ausführung kamen Schlitzwände, Spundwände, Anker, UW-Betonsohlen, HDI-Sohlen, Weichgelsohlen, Auftriebsanker usw.

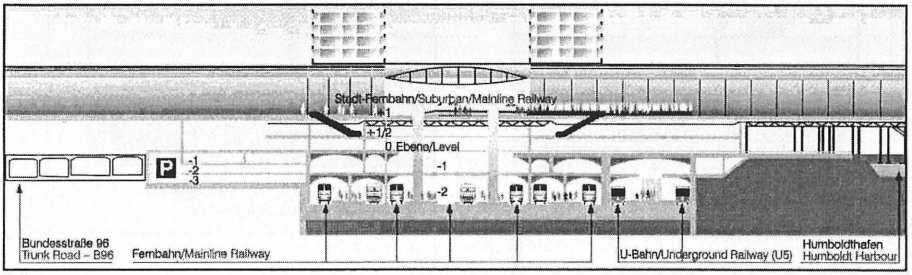


Abb. 5: Systemskizze des Komplexes

Herstellung der Weichgelsohle mit Feinstzementunterdeckelung

Die Herstellung einer Injektionssohle erfolgt – schematisch – in folgenden Arbeitsschritten (Abb. 6)

- Abteufen des Bohrgestänges auf die statisch erforderliche Tiefe
- Ziehen des Bohrgestänges und Auffüllen des Bohrloches mit einer stützenden Suspension
- Einbau der Verpresslanze mit Ventil in das suspensionsgestützte Bohrloch
- Injektion des Baugrundes mit Weichgel/Feinstzement

Die Baustelleneinrichtung für die ersten drei Arbeitsschritte besteht aus einer Mischanlage, die das im Vorratssilo bevorratete Bentonit und Zement wiegt, mit Wasser anrührt und die entstandene Suspension temporär bevorratet. Dosiert werden i.d.R. 220 kg Feststoff pro Kubikmeter Suspension. Als Bohrgeräte stehen uns für die Injektionssohle eine Vielzahl von Geräten zur Verfügung; die Auswahl erfolgt in Abhängigkeit von der Bohrtiefe und dem

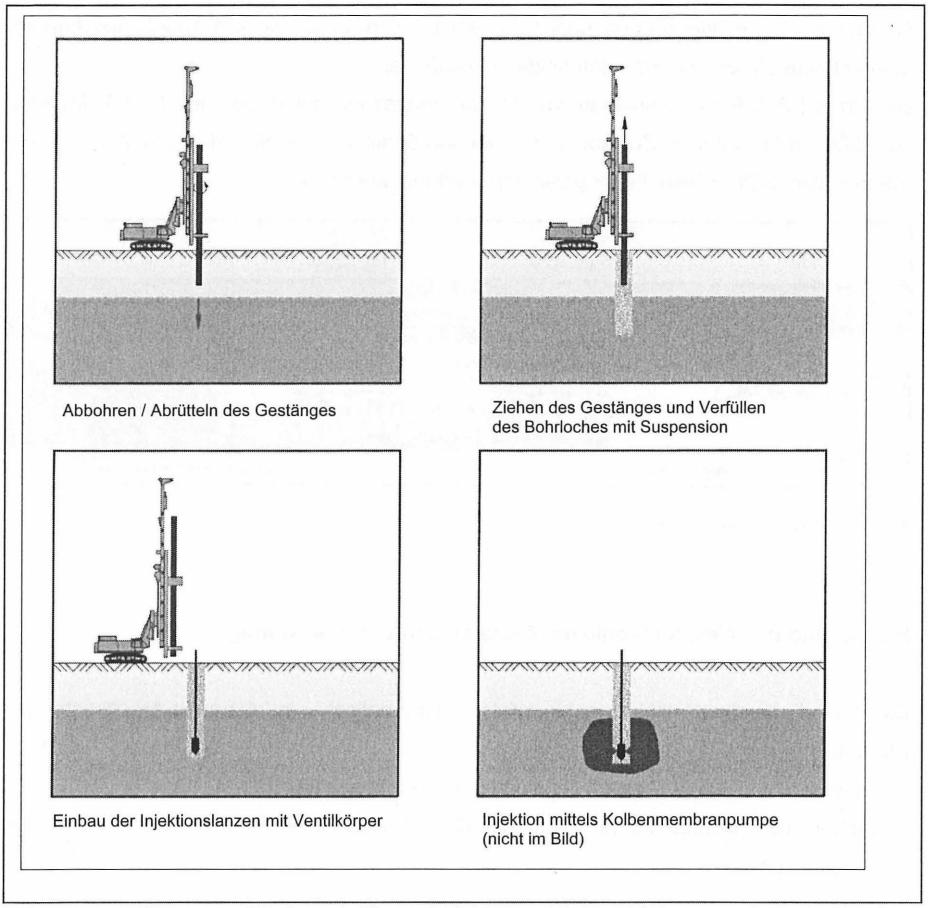


Abb. 6: Herstellung – schematische Darstellung der Arbeitsschritte

Baugrund. Im vorliegenden Fall wurde mit einem Hitachi KH 180, der mit einem VRZ 700-Rüttler ausgerüstet war, gearbeitet. Von der Mischanlage wird die angerührte Suspension zum Bohrgerät gepumpt und über den Hohlraum im Innern des Gestänges zur Spitze gepumpt. In das Bohrloch werden von uns i.d.R. 3/8-Zoll-PVC-Lanzen mit festgeschraubtem 1-Zoll-Ventilkörper eingestellt.

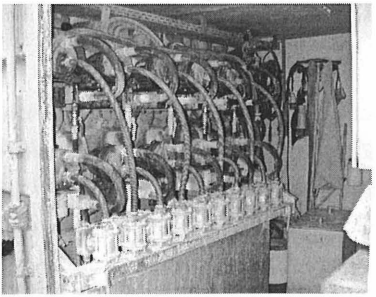
Die Baustelleneinrichtung für die Injektion von Weichgel besteht aus Vorratssilos für die Grundkomponenten Wasserglas und Reaktiv, einem Wasserbehälter und dem Injektionscontainer. Die Zusammensetzung der Weichgellösung lautet:

- 80 Vol. % Wasser
- 18 Vol. % Wasserglas, chem. Natronwasserglas; x * Na_2O + y * SiO_2
- 2 Vol. % Reaktiv/Härter, chem. Natriumaluminatlauge; $(Na_2Al_2O_4)n$* $(NaOH_3)$ 0,5n * H_2O

Das Wasserglas und das Reaktiv werden in Edelstahlsilos bevorratet. Der Injektionscontainer ist in einen Steuer- und einen Maschinenraum aufgeteilt. Im Maschinenraum befinden sich die Pumpen und die Mischer zur Dosierung, Vermengung und zum Pumpen des Weichgels. Im Steuerraum werden die Injektionsdaten (Menge, Druck usw.) an einem computergestützten Arbeitsplatz eingegeben und die Ist-Daten registriert und protokolliert.

Für die in Berlin beauftragte Unterdeckelung der Weichgelsohle mit Feinstzement war zusätzlich eine Mischanlage für Suspensionen aufgebaut. Das angemischte Feinstzement wurde ebenfalls mit dem Injektionscontainer verpresst.

Der große Vorteil der Injektionscontainer ist, dass die Geräusche außerhalb des Containers sehr gering sind und deshalb die Injektion auch in Wohngebieten in Tag– und Nachtschicht erfolgen kann.



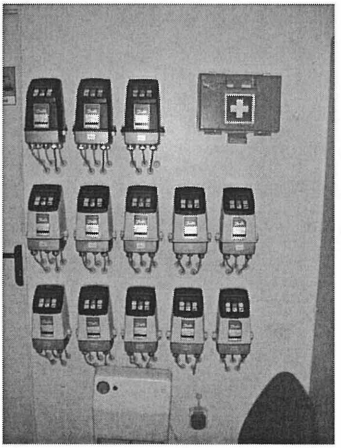
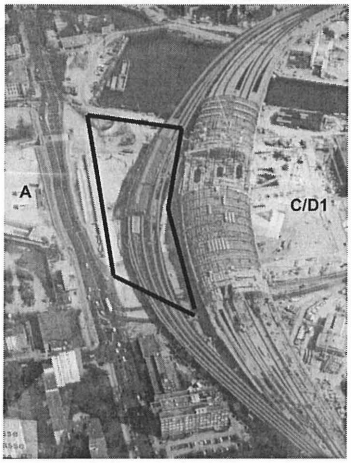


Abb. 7: Blick in den Maschinenraum eines Injektionscontainers
Abb. 8: Blick in den Steuerraum eines Injektionscontainers

Baugrube B

Die Baugrube B stellt den Lückenschluss zwischen den bereits hergestellten Baugruben und Bauwerken im Süden und im Norden des bisherigen S-Bahnhofes dar. Bevor der alte Klinkerbau abgerissen werden konnte, waren die Fern- und S-Bahngleise auf die neuen Gleise umzulegen. Seit Sommer 2002 rollen die Züge durch den neuen Bahnhof - unter den Glasdächern hindurch. Die Baugrube B besteht aus dem ca. 120 Meter breiten Baufeld Ost und dem ca. 55 Meter breiten Baufeld West; s. Abb. 9, 10 und 12.



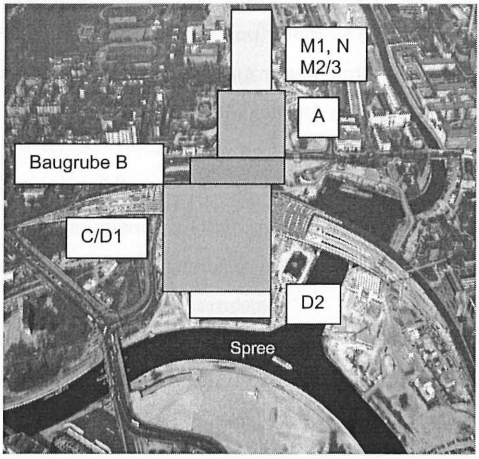


Abb. 9 und 10: Die Baugrube B am Ort des ehemaligen S-Bahnhofes; Baugrube B als Lückenschluss zwischen den Baugruben im Norden und Süden

Der Unterschied zwischen den beiden Baufeldern besteht in der unterschiedlichen Aushubtiefe. B-Ost wird tiefer ausgehoben, da hier die Fernbahn integriert wird. Im B-West-Baufeld verläuft der B-96-Tunnel, der im Süden am Potsdamer Platz/Landwehrkanal beginnt.

Baugrund

Das Gelände des Bauvorhabens liegt im Berliner Urstromtal. Dieses stellte in der Weichselkaltzeit einen der Hauptabflusswege für die Schmelzwässer dar. Unter der bis zu 5 Meter mächtigen anthropogenen Aufschüttung der letzten 100 Jahre treten rund 50 Meter mächtige pleistozäne Ablagerungen auf. Bei diesen handelt es sich um mitteldicht bis dicht gelagerte Tal- und Schmelzwassersande, partiell sind Lagen von Kiesen vorhanden. In größeren Tiefen befinden sich die Geschiebemergellagen der Grundmoränen. Auf diesen Mergellagen können im Berliner Baugrund Gerölle und Findlinge auftreten. Das Grundwasser steht nur wenige Meter unter dem Gelände an.

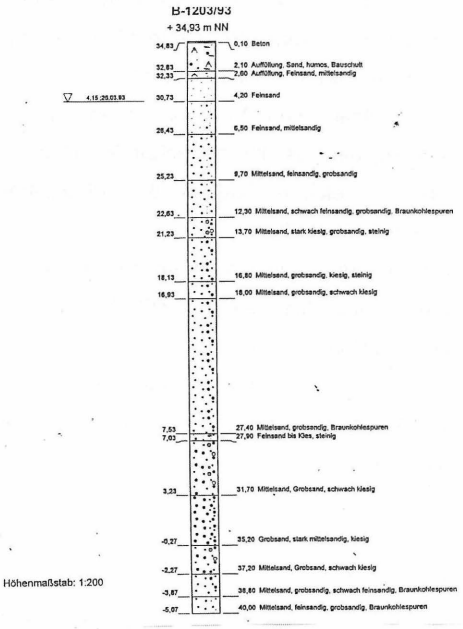


Abb. 11: Repräsentativer Baugrundaufschluss

Baugrube B-West

Das ca. 80 x 55 Meter große Baufeld wird im Norden durch die Baugrube A, im Süden durch die Baugrube C/D1 und im Osten vom Baufeld B-Ost begrenzt.

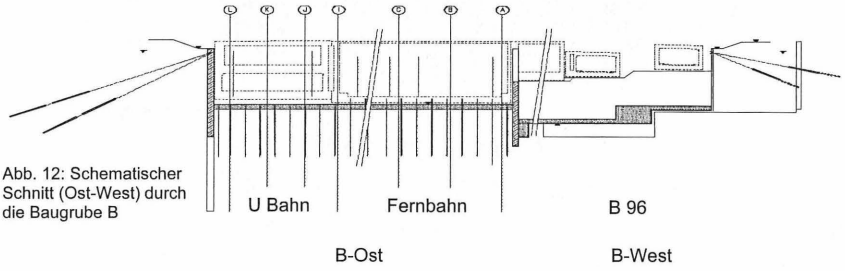


Abb. 12: Schematischer Schnitt (Ost-West) durch die Baugrube B

Die Besonderheiten

an dem B-West-Baufeld sind

- die Aufgabe, neue und alte Verbauwände zu kombinieren, da bestehende Wände z.T. von anderen Firmen hergestellt wurden (Abb. 14 und 15)
- die Vielzahl von Verpresskörpern und Litzen der Ankern, die aus den benachbarten Baugruben in das Baufeld reichen und nicht zurückgebaut werden konnten (Abb. 13)

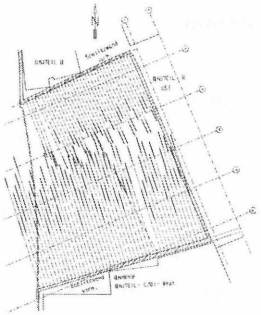


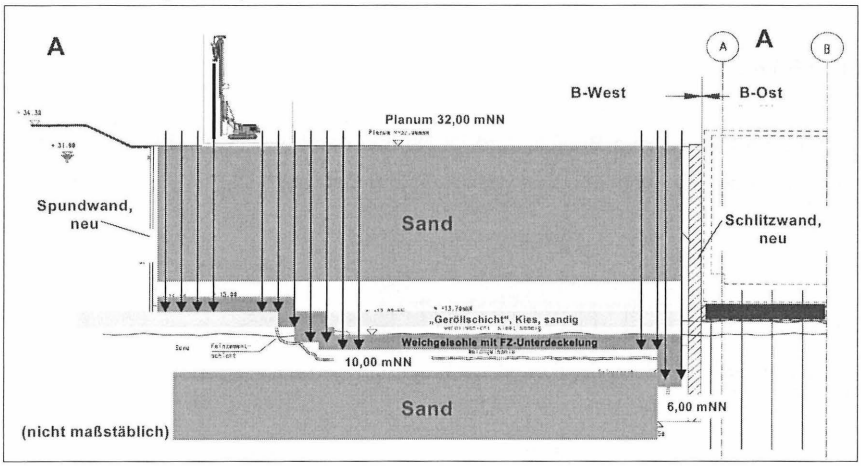
Abb. 13: Anker im Baufeld B-West

- die unterschiedlichen Aushubtiefen, die zur Folge hatten, dass die Injektionssohle in unterschiedlichen Tiefen – inkl. Versatzsprünge – herzustellen war (Abb. 14)
- die „Trennwand" zum Baufeld B-Ost – eine Schlitzwand – die am Fuß ertüchtigt werden musste, um prognostizierten Bewegungen am Fuß der Wand vorzubeugen (Abb.12)

Schnitt A – A

Im Schnitt ist erkennbar, dass die Unterkanten der Injektionssohle und des Injektionskörpers an der „Trennwand" zum Baufeld B-Ost in unterschiedlichen Tiefen

Abb. 14: Schnitt A-A (Ost-West)



liegen. Der flachste Bereich liegt bei 14,00 mNN, der tiefste bei 6,00 mNN. Das Arbeitsplanum lag bei 32,00 mNN. Somit ergaben sich Bohrtiefen von 18 bis 26 Meter.

Schnitt B – B

Im Schnitt B-B wird deutlich, dass sowohl die nördliche als auch die südliche Verbauwand Bestandteile ehemaliger Baugruben sind und die Anker der Baugruben A und C-West mit den Verpresskörpern und Stahl-Litzen ober- und unterhalb der Injektionssohle liegen.

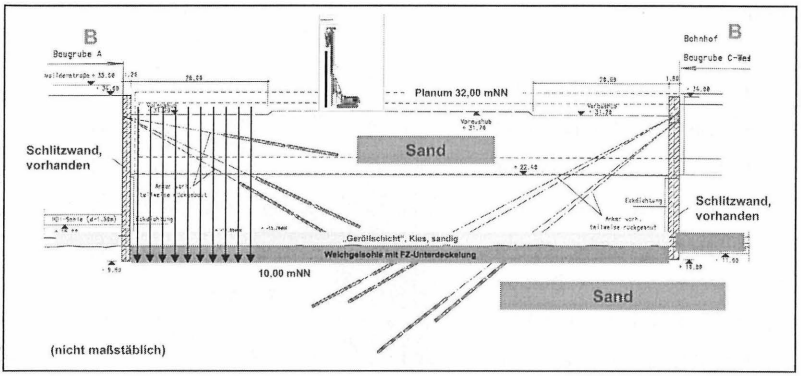


Abb. 15: Schnitt B–B (Nord-Süd)

Injektionsrasterplan

Für die rund 4.300 m² große Grundfläche wählten wir das Raster, welches bei der Baugrube C/D1 erfolgreich angewendet wurde. Dort stellte BAUER im Jahre 1996 die Weichgelsohle her. Aus einem Abstand von 1,60 Meter zwischen den einzelnen Bohr-/Injektionspunkten und unter Berücksichtigung von Zusatzpunkten an den Verbauwänden ergaben sich 2.178 Punkte. Die Zusatzpunkte am Übergang zwischen

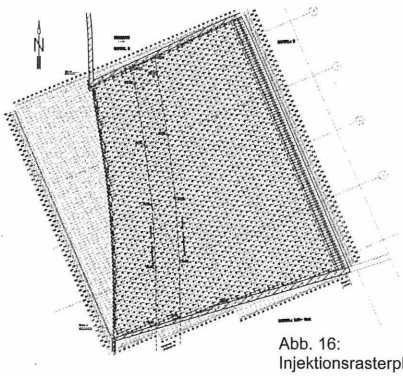


Abb. 16: Injektionsrasterplan

Sohle und Wand werden dann hergestellt, wenn der Abstand zwischen dem Randpunkt und der Verbauwand einen kritischen Wert überschreitet. Jeder Punkt hat im Rasterplan einen bestimmten Nummerncode (z.B. 110 – 78) und ist somit eindeutig festgeschrieben. In die Bohrlöcher des normalen Bereiches, d.h. gleiche Unterkante der Injektionssohle, wurden zwei miteinander verbundene PVC-Lanzen mit Fußventil eingestellt. Der Versatz zwischen den oberen – für die Weichgelinjektion – und dem unteren Ventil – für die Feinstzementinjektion – betrug 70 cm.

Höhensprünge

Im Übergangsbereich zwischen der Injektionssohle mit UK 14,00 mNN und 10,00 mNN legten wir fest , dass der Höhensprung von vier Metern über eine Breite von 11 Metern herzustellen ist. In jedes Bohrloch stellten wir ein Bündel aus vier miteinander verbundenen PVC-Lanzen ein, wobei das untere Ventil für Feinstzement und die oberen drei für die Weichgelinjektion vorgesehen waren.

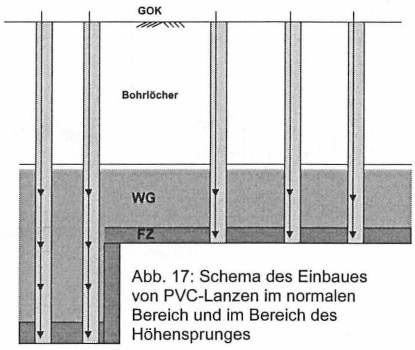


Abb. 17: Schema des Einbaues von PVC-Lanzen im normalen Bereich und im Bereich des Höhensprunges

(Schema)

Qualitätssicherung

Die Qualitätssicherung ist, wie bei allen Spezialtiefbautechniken, die wichtigste Aufgabe für die ausführende Firma. Bei der Herstellung der Injektionssohle wurde u.a. auf folgende Aspekte sehr großer Wert gelegt:

Arbeitsschritte Bohren bzw. Rütteln

- Eingangskontrolle und Prozesskontrolle der Materialien
- Einmessen des Injektionsrasters mittels Capsy-System
- Vertikalitätsmessung der Bohrungen mittels Inklinometer

- Solltiefe der Bohrungen mittels vorgegebener Lanzenlänge und Horizontallaser

Injektion

- Injektionsmenge mittels elektronischer Durchflussmesser
- Injektionsdruck mittels elektronischer Druckmesser
- Gelierzeit mittels Rückstellproben

Die bei der Herstellung gemessenen Daten werden täglich gesammelt, aufbereitet, protokolliert und an den Bauüberwacher weitergeleitet. Somit ist eine zeitnahe Kontrolle durch Dritte gewährleistet.

Ergebnis

Das Ergebnis bei der Baugrube B-West ist positiv. Betrachten wir drei Aspekte, so ist Folgendes festzustellen:

- Restwassermenge:
  Soll: max. 1,5 ltr/sec./1.000m² wasserbenetzte Fläche
  Ist: 0,8 ltr/sec./1.000m² wasserbenetzte Fläche

- Bauzeit für die Weichgelsohle:
  Soll: Oktober 2002 – Februar 2003
  Ist: November 2002 – Januar 2003

- Wasserchemie
  ph-Wert des Baugrubenwassers: max. pH 8,5

Vorteile für den Kunden

Im Bereich der Dichtsohlen – künstlichen horizontalen Sperrschichten – im Spezialtiefbau kommen drei verschiedene Systeme in Betracht. Zu nennen sind UW-Betonsohlen, Hochdruckinjektionssohlen und Weichgelinjektionssohlen. Wir können bei Weichgelsohlen Folgendes feststellen

- Preis: In Kombination mit dem sinnvollsten Verbausystem (MIP-Wand, Spundwand, Schlitz- und Dichtwände) entstehen dem Kunden geringe Kosten.

- Zeit: Die hohen Produktivitäten beim Bohren/Rütteln und die mögliche Tag- und Nachtschicht bei der Injektion führen zu äußerst kurzen Ausführungszeiten.

- Hindernisse im Baugrund können berücksichtigt werden; durch entsprechende Maßnahmen minimiert sich das Risiko.

- Qualität: Das umfassende System sorgt dafür, dass Weichgelsohlen als die technisch sicherste Variante der horizontalen Dichtelemente gelten.

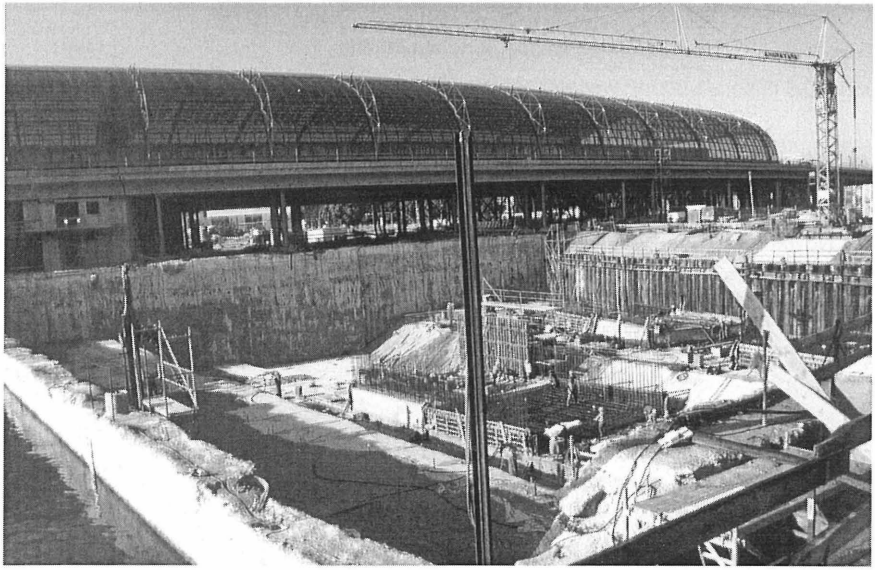


Abb. 18: Blick in die Baugrube B-West (Sommer 2003)



Abb. 19: Blick in die Baugrube B-Ost – Nassbaggerarbeiten (Sommer 2003)

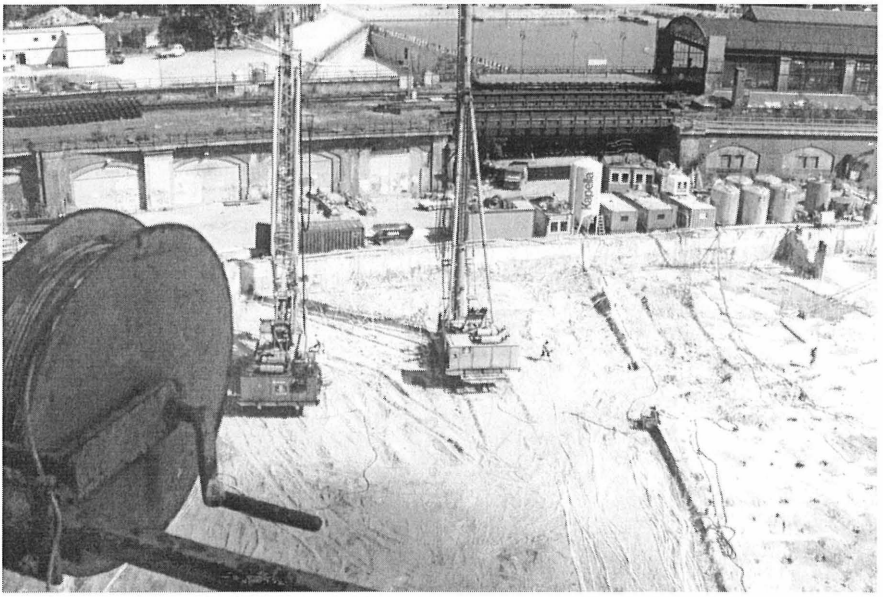


Abb. 20: Blick aus dem Personenkorb eines Rütteltraggerätes; im Bild oben die alte S-Bahnstrecke (Sommer 1997)

Autor: Michael Baltruschat; Görschstraße 9 in 13187 Berlin

Herstellung einer Schlitzwand als Dauermaßnahme für die Unterführung einer Bundesbahnstrecke in Alfter-Impekoven

Dipl.-Ing. Thomas Hahn, Dipl.-Ing. H.-G. Haugwitz

BAUER Spezialtiefbau GmbH, Niederlassung Rhein-Ruhr, Essen

1. Anlass der Baumaßnahme ... 1
2. Baugrundverhältnisse ... 3
2.1. Baugrund, Schichtenaufbau ... 3
2.2. Bodenmechanische Kennwerte ... 4
2.2.1. Bodenklassifizierung, Bodenkennwerte ... 4
2.2.2. Durchlässigkeit ... 4
2.3. Grundwasserverhältnisse ... 4
3.0 Dichtwand ... 5
3.1. Ausschreibung ... 6
3.1.1. Anforderungen an die Frischsuspension ... 6
3.1.2. Anforderungen an die erhärtete Dichtwandmasse ... 6
3.2. Ausführung ... 7
3.2.1. Rezeptur ... 7
3.2.2. Eigenüberwachung ... 7
3.2.2.1. Materialeingangsprüfung ... 7
3.2.2.2. Bentonit- und Frischsuspension ... 8
3.2.2.3. Suspension aus dem Schlitz ... 8
3.2.2.4. Prüfung der erhärteten Proben ... 9
4. Geplanter Bauablauf ... 9
5. Vorkommnisse während der Bauausführung ... 9
5.1. Schlitzeinbrüche im nördlichen Abschnitt ... 10
5.1.1. Ereignis ... 10
5.1.2. Eingeleitete Maßnahmen ... 11
5.1.3. Versagensmechanismus ... 12
5.2. Schlitzeinbrüche auf Grund bereichsweise anstehender breiiger Böden ... 12
5.2.1. Ereignis ... 12
5.2.2. Eingeleitete Maßnahmen ... 13
5.2.3. Versagensmechanismus ... 14
5.3. Anschneiden von artesischen Grundwasserleitern ... 16
5.3.1. Ereignis ... 16
5.3.2. Eingeleitete Maßnahmen ... 17
5.3.3. Schadensursache ... 18
6. Schlussfolgerungen ... 18

Herstellung einer Schlitzwand als Dauermaßnahme für die Unterführung einer Bundesbahnstrecke in Alfter-Impekoven

Dipl.-Ing. Thomas Hahn, Dipl.-Ing. H.-G. Haugwitz
BAUER Spezialtiefbau GmbH, Niederlassung Rhein-Ruhr, Essen

1. Anlass der Baumaßnahme

Zur Beseitigung eines Bahnüberganges der Bahnstrecke Bonn-Euskirchen wurde im Streckenabschnitt der Bundesstraße B56 zwischen Euskirchen und Bonn bei Impekoven ein Dichtwandtrog geplant. Die Bundesstraße wird dabei unter die Bahntrasse geführt. Da die geplante Gradiente der Bundesstraße größtenteils unter der Grundwasseroberfläche liegt, wurde der Bau eines Dichtwandtroges erforderlich.

Die spätere Bundesstraße kommt somit maximal 8,0 m unter GOK zu liegen. Die Neigungen der anzulegenden Böschungen wurden in einer Steigung von 1:2 bzw. 1:1,5 geplant. Damit ergab sich ein Trassenverlauf der Dichtwand in einem Abstand von 0 - 3 m hinter der Böschungsoberkante.

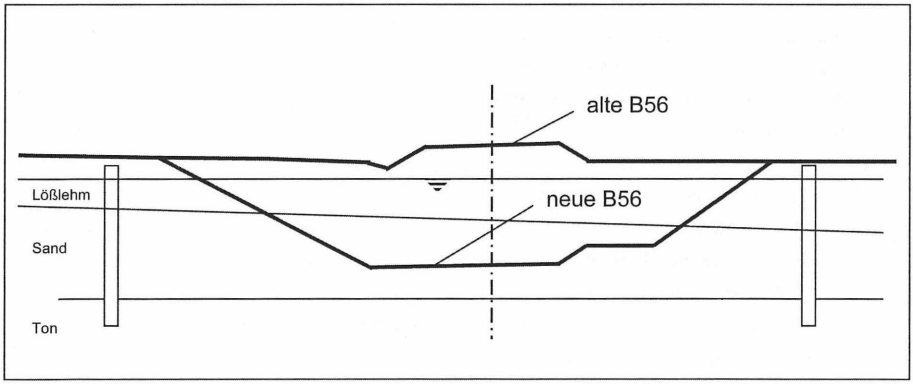


Abbildung 1 Querprofil Dichtwandtrog

Die geometrischen Daten des Bauvorhabens sind im folgenden zusammengefasst:

- Länge des Dichtwandtroges ca. 450 m
- max. Breite des Dichtwandtroges ca. 60 m
- die von der Dichtwand eingeschlossene Fläche ca. 22.600 qm
- Abwicklungslänge der Dichtwand ca. 1.000 m
- Ausführungsfläche der Dichtwand ca. 20.000 qm
- mittlere Schlitztiefe 25 m

Der Einbindehorizont der Dichtwand lag mindestens 3,0 m in den sehr gering durchlässigen Tone der Unterflöze und erforderte Schlitztiefen von bis zu 32,0 m.

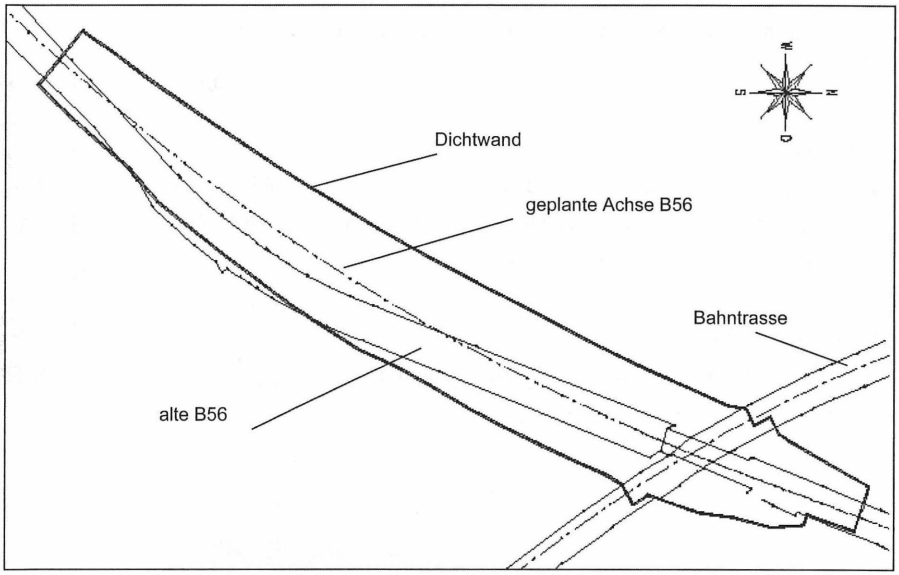


Abbildung 2 Grundriss Übersicht

2. Baugrundverhältnisse

2.1. Baugrund, Schichtenaufbau

Der Baugrund wurde im Vorfeld erkundet und die Aufschlüsse ergaben folgendes Bodenprofil:

	A
▪ Auffüllungen	
▪ Lößlehm/Schwemmlehm Lößlehme sind als stark schluffige Feinsande oder stark feinsandige Schluffe ausgebildet. Mächtigkeiten 3 - 4m bis 6,5 - 8,5 m	UL TM
▪ Fischbachschichten und Unterflözgruppe, sandig enggestufte Mittel- und Feinsande sowie Sand-Kies-Gemische mit bereichsweisen bindigen Beimengungen, Mächtigkeiten von 1,5 - 21 m	SE SW
▪ Unterflözgruppe, tonig Einbindehorizont der Dichtwand, schluffige Tone mit Braunkohleeinlagerungen, halbfeste Konsistenz, teilweise Einlagerungen von schluffigen Feinsanden und feinsandigen Schluffen	TM TA
▪ Liegende Sande sandige-kiesige Schichten, Mächtigkeit unbekannt	S,G



Abbildung 3 Baustellenüberblick

2.2. Bodenmechanische Kennwerte

2.2.1. Bodenklassifizierung, Bodenkennwerte

In der folgenden Tabelle sind die charakteristischen Bodenkennwerte zusammengefasst.

Schicht	Boden-gruppe DIN18196	Boden-klasse DIN18300	Wichte $\gamma(\gamma')$ [kN/m³]	Steifemodul E_s [MN/m²]	Reibungs-winkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m²]
Auffüllung	A		18 - 20 (10 - 12)	i.M. 60	i.M. 25	0
Lößlehm	UL, TM	4	19 - 20 (9 -10)	5	22,5 - 27,5 i.M. 25	0 - 5
Fischbach-schichten u. Unterflözgruppe (sandig)	SE, SW, (TL)	3, (4)	18-20 (10 -12)	40 - 80 i.M. 60	32,5 - 37,5 i.M. 35	0
Unterflözgruppe (tonig)	TM, TA, (OT)	4, 5	19-20,5 (9-10,5)	10 - 20 i.M. 15	17,5 - 22,5 i.M. 20	10 - 25

Tabelle 1 Bodenklassifizierung, mittlere Bodenkennwerte

2.2.2. Durchlässigkeit

Der Durchlässigkeit der Lößlehme wurde anhand der Bodenansprache und Erfahrungswerten ein k-Wert von $k \leq 1 * 10^{-6}$ m/s zugeordnet.

Für die Durchlässigkeit der Fischbachschichten wurde an zwei Grundwassermessstellen Pumpenversuche durchgeführt sowie anhand der Kornverteilung nach BEYER Werte von $k = 2 * 10^{-5} - 1 * 10^{-3}$ m/s ermittelt. Der Mittelwert beträgt $k = 1 * 10^{-4}$ m/s.

Die Durchlässigkeit der Tone der Unterflözgruppe wurde anhand von in Triaxialzellen eingebauten und durchströmten U-Proben bestimmt. Der Mittelwert der Versuche beträgt $k = 2,6 * 10^{-11}$ m/s. Für hydraulische Berechnungen wurde ein Wert von $k = 5 * 10^{-10}$ m/s angesetzt.

2.3. Grundwasserverhältnisse

Der obere Grundwasserleiter wird durch die Fischbachschichten und die Schichten der Unterflözgruppe in sandiger Zusammensetzung gebildet. Die Grundwasserdruckhöhe des

Grundwasserleiters 1 (GWL1) liegt im südlichen Abschnitt in den Sanden, im mittleren und nördlichen Dichtwandabschnitt zumeist in der Lößüberdeckung. Hier herrschen dann gespannte Grundwasserverhältnisse.

Die Basis des ersten Grundwasserleiters stellen die sehr gering durchlässigen Tone der Unterflözgruppe dar. Diese trennen den oberen Grundwasserleiter (GWL1) hydraulisch vom zweiten Grundwasserleiter (GWL2), der von mächtigen Sand- und Kiesschichten gebildet wird.

Der Druckspiegel des zweiten Grundwasserleiters liegt im gesamten Dichtwandbereich über den Druckspiegeln des ersten Grundwasserleiters und ist weitflächig artesisch gespannt. Die Druckhöhen können bis zu 8,0 m über GOK liegen.

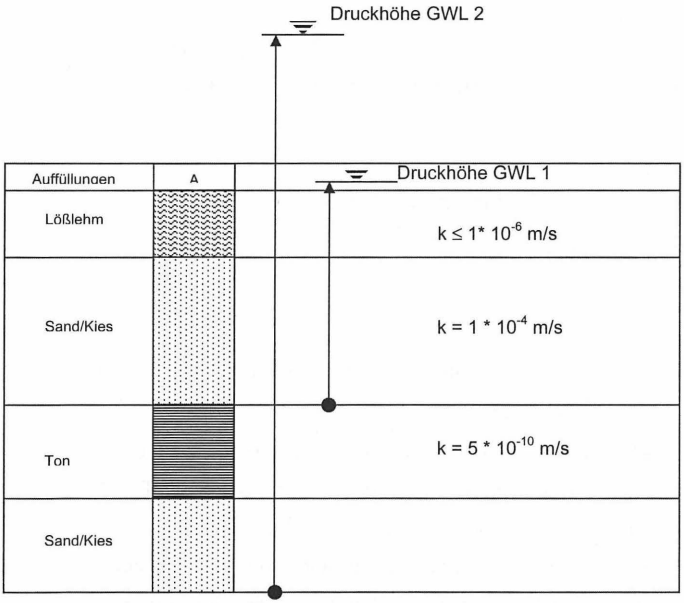


Abbildung 4 Grundwasserverhältnisse

3. Dichtwand

Der Entwurf sah vor die Dichtwand in einer Einphasenmassen und einer Stärke von 80 cm auszuführen. Neben den im Folgenden aufgeführten Anforderungen an die Dichtwandmasse wurden weitere Anforderungen an die Vertikalität und Überschneidung der Lamellen gestellt. Die zulässige Vertikalitätsabweichung war mit 1 % der Wandhöhe festgelegt.

Die axiale Einzelstich- bzw. Lamellenüberschneidung war mit mindestens 2/3 der Wanddicke einzuhalten. Das Überschnittmaß zwischen den einzelnen Lamellen bzw. Stichen sollte unter Berücksichtigung der maximalen Vertikalitätsabweichung an der tiefsten Stelle der Überschneidung mindestens 2/3 der Wanddicke betragen.

3.1. Ausschreibung

In der Ausschreibung wurden die Anforderungen an die Frischsuspension sowie an die erhärtete Dichtwandmasse sehr genau beschrieben und sollten wie folgt erfüllt werden:

3.1.1. Anforderungen an die Frischsuspension

- Feststoffgehalt: ca. 250 kg/m3 Dichtwandmasse
- Dichte: $\approx$ 1,15 t/m³
- Auslaufzeit: $40 \leq t_M \leq 45$ s
- Filtratwasserabgabe: $\leq$ 30 cm³
- Fließgrenze: Grenzwert aus der Standsicherheitsberechnung
- Absetzmaß: $\leq$ 3 %
- pH-Wert: $\geq$ 12,0
- Temperatur: $\geq$ 5°C
- Verarbeitbarkeit: $\geq$ 16 h d.h. Scherfestigkeit $\leq$ 50 Pa

3.1.2. Anforderungen an die erhärtete Dichtwandmasse

- Druckfestigkeit: $q_{u,\,28d} \approx$ 200 kPa
  $q_{u,\,90d} \approx$ 300 kPa
- Durchlässigkeit (Labor): $k_{f,28d} \leq 1 * 10^{-10}$ m/s (Eignungsprüfung und Frischsuspension)
  $k_{f,28d} \leq 1 * 10^{-9}$ m/s (Schlitzproben)
- Elastizitätsmodul: $E_{s,28d} \leq$ 50 MPa
  $E_{s,\,90d} \leq$ 75 MPa
- Bruchstauchung: $\geq$ 4 %

3.2. Ausführung

Eine Überprüfung der auf dem Markt erhältlichen Fertigprodukte ergab, dass kein Fertigprodukt diese Anforderungen erfüllte. Erfahrungen zeigten, dass bei einer Druckfestigkeit von lediglich $q_{u, 28d}$ = 200 kPa die Durchlässigkeitsbeiwerte sowie die geforderte Erosionsbeständigkeit nicht einzuhalten waren. Weiterhin erschwerte die hohe Ausgangsviskosität das Einhalten einer Verarbeitungsspanne der Suspension von 16 h. Desweiteren hätte der hohe pH-Wert ein Ansteigen der Filtratwasserwerte und Fließgrenze innerhalb der Verarbeitungszeit zur Folge.
Durch die Überbestimmung der einzuhaltenden Werte konnte keine Rezeptur gefunden werden, die alle Anforderungen hätte erfüllen können. Man ging dazu über, die Einhaltung der Forderung nach einer Dichtwandmasse mit einer hohen Verformbarkeit als primäres Ziel anzusetzen. Die angegebenen Forderungen galten nunmehr als Richtwerte mit dem Ziel der Einhaltung des Elastizitätsmoduls und der Durchlässigkeitsbeiwerte.

3.2.1. Rezeptur

Zur Ausführung kam schließlich eine Eigenmischung. Die Bestandteile der Rezeptur waren Bentonit, Zement, Hüttensand, Kalksteinmehl, Zusätze und Wasser.

3.2.2. Eigenüberwachung

Die Eigenüberwachung war durch einen Qualitätssicherungsplan geregelt. Sie erstreckte sich über die Materialeingangsprüfung, Überprüfungen der Frischsuspension und der Suspension aus dem Schlitz sowie die Überprüfungen an der erhärteten Dichtwandmasse. In den nachfolgenden Abschnitten wird der Umfang der Überprüfungen sowie die einzuhaltenden Forderungen dargestellt.

3.2.2.1. Materialeingangsprüfung

Bentonit

Von jeder Liefercharge wurden Rückstellproben des Trockenmaterials genommen und folgende Werte überprüft:

Marsh-Zeit	37 ± 4 sec (für 946 ml)
Fließgrenze	Kugel 2 ± 1
Filtratwasserabgabe	≤ 13 ml (7bar/7,5 min)

Die Überprüfung des Wasseraufnahmevermögens erfolgte im zentralen Baustofflabor.

Bindemittel

Von jeder Liefercharge wurden Rückstellproben des Trockenmaterials genommen. Blaine-Wert und Hüttensandanteil konnten über den Lieferschein kontrolliert werden.

3.2.2.2. Bentonit- und Frischsuspension

Bentonitsuspension

Die Dichte der Bentonitsuspension wurde zu Schichtbeginn direkt am Mischer und mindestens 3-mal täglich am Vorratsbehälter überprüft. Eine Soll-Dichte von 1,027 [t/m³] war einzuhalten.

Frischsuspension

Häufigkeit	zu Schichtbeginn und zweimal während der Schicht
pH-Wert	> 11,5
Temperatur	> 5°C
Dichte	1,14 ± 0,005 [t/m³]
Marsh-Zeit	32 - 38 [sec/l]
Fließgrenze	Kugel 5 ± 1
Filtratwasserabgabe	< 35 [ml]
Absetzmaß [24h]	< 3 % (1-mal je Schicht)
Rückstellproben	3 Stk. je Schicht

3.2.2.3. Suspension aus dem Schlitz

Die Überprüfung erfolgte bei jeder hergestellten Lamelle jeweils für den Kopf- und Fußbereich. Das eingesetzte Tiefenentnahmegerät verhinderte eine Vermischung der Probe mit Suspension aus anderen Tiefen der Lamelle.

pH-Wert	> 11,5
Dichte	> 1,14 t/m³
Fließgrenze	mind. Kugel 4

Rückstellproben je 3 Stk. aus Kopf- und Fußbereich

3.2.2.4. Prüfung der erhärteten Proben

einaxiale Druckfestigkeit	$q_{u,14d}$ von den ersten 5.000m² alle 1.000m² (jeweils 1 Probe aus Kopf- und Fußbereich, mindestens 1-mal wöchentlich)
	$q_{u,28d}$ alle 1.000 m² (jeweils 1 Probe aus Kopf- und Fußbereich)
	Grenzwerte: $q_{u,28d}$ = 0,4 - 0,8 N/mm²
Durchlässigkeit	$k_{f,28d}$ alle 1.000m² (jeweils 1 Probe aus Kopf- und Fußbereich)
	Grenzwert: $k_f \leq 1 * 10^{-9}$ m/s
Elastizitätsmodul	E-Modul 28d: alle 4.000 m²
	(jeweils 1 Probe aus Kopf- und Fußbereich)
	Grenzwert: Bruchstauchung ≥ 4% nach 28 Tagen

4. Geplanter Bauablauf

Eine Vorbemessung der Standsicherheit ergab, dass bei einem Greifer mit einer Breite von 3,40 m die Herstellung einer aus drei Stichen bestehenden Lamelle möglich ist.
Von Seiten des Bauablaufes waren zwei wesentliche Zwangspunkte und Termine einzuhalten. Die beiden sich mit der Bahntrasse kreuzenden Bereiche der Dichtwand sollten jeweils an einem Wochenende zu festen Zeiten erfolgen. In diesen Sperrzeiten wurden zunächst die Gleise entfernt, um die Dichtwand herstellen zu können. Nach Abschluss der Dichtwandarbeiten wurden jeweils vorgefertigte Hilfsbrücken eingebaut.
Der Ablauf sah vor, im ersten Bauabschnitt den westlichen Bereich des Troges sowie die beiden Gleisquerungen herzustellen. Vor Herstellung des östlichen Bereiches im zweiten Bauabschnitt sollte die Bundesstraße auf die Westseite des Troges verlegt werden.

5. Vorkommnisse während der Bauausführung

Im Folgenden werden drei wesentliche Vorkommnisse dieses Bauvorhabens vorgestellt, die man zum Zeitpunkt der Planung und Arbeitsvorbereitung noch nicht erkennen konnte.

In Abschnitt 5.1. wird über Schlitzeinbrüche berichtet, die zu einem Zeitpunkt auftraten als ungünstige hydrologische Verhältnisse vorlagen.
Abschnitt 5.2. befasst sich mit weiteren Schlitzeinbrüchen, die auf Grund von bereichsweise anstehenden breiigen Böden zurückzuführen waren.

In Abschnitt 5.3. wird über einen Wasseraustritt am Dichtwandkopf berichtet, der auf eine Verbindung mit dem artesisch gespannten zweiten Grundwasserleiter (GWL2) zurückzuführen war.

5.1. Schlitzeinbrüche im nördlichen Abschnitt

Eine nähere Betrachtung der Schlitzstabilitäten in den Bereichen der Bahntrasse ergab, dass eine Grundwasserabsenkung erforderlich wurde. Da der anstehende Grundwasserspiegel oberhalb der geplanten Leitwandoberkante anzutreffen war, musste das Grundwasser um 2,5 bzw. 3,0 m abgesenkt werden. Die Absenkung war sowohl für die mit der Bahn kreuzenden Primärlamellen sowie für die anschließend herzustellenden Sekundärlamellen erforderlich.

Die Grundwasserabsenkung sollte durch die innerhalb des Troges angeordneten Brunnen BR1 und BR2 erfolgen. Für die erste Gleisquerung (Westseite) konnte an einer vorhandenen Grundwassermessstelle (P9F) der Grundwasserspiegel beobachtet und gesteuert werden.

5.1.1. Ereignis

Nach Fertigstellung der westlichen Gleisquerung wurde mit den Arbeiten nördlich der Gleise begonnen. Die Arbeiten verliefen zunächst ohne irgendwelchen Auffälligkeiten bis jeweils die drei letzten Sekundärlamellen nach Abschluss der Arbeiten im Nordbereich zeitgleich eingebrochen sind.

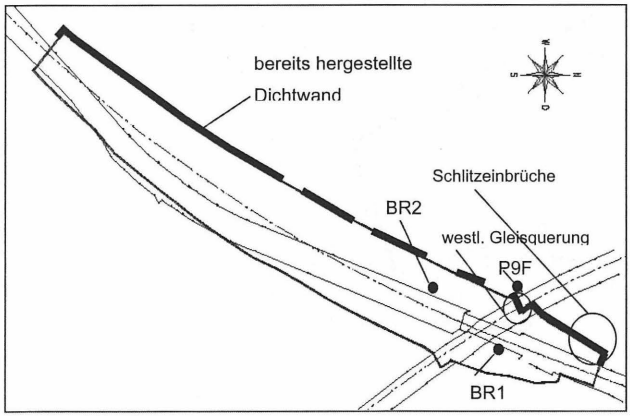


Abbildung 5 Bauzustand zum Zeitpunkt der Schlitzeinbrüche im nördlichen Abschnitt

5.1.2. Eingeleitete Maßnahmen

Eine Überprüfung der Suspension ergab keine Abweichungen der Herstellungsparameter. Zum Zeitpunkt der Schlitzeinbrüche war Brunnen BR1 in Betrieb. Es wurde vermutet, dass das Grundwasser einen Einfluss auf das Versagen des Schlitzes hatte. Zu diesem Zeitpunkt waren jedoch keine genaueren Aussagen über die Grundwasserstände möglich. Es waren lediglich zwei Messstellen (P9F, P11) in einem Abstand von 90 m vorhanden, aus denen die dazwischen liegenden Wasserstände auf Grundlage einer angenommenen homogenen Bodenschichtung linear interpoliert wurden. Die gemessenen Wasserstände an den Pegeln P9F und P11 ergaben ein Druckgefälle von ca. 4,0 m.

Um Aussagen über die realen Grundwasserstände zu erhalten, wurden zusätzliche Grundwassermessstellen hergestellt. Des weiteren wurden Rammkernsondierungen durchgeführt um weitere Aufschlüsse des Bodens zu erhalten.

Die zusätzlichen Sondierungen zeigten, dass im Schadensbereich bis in eine Tiefe von 5,5 bis 6,7 m feinsandige, tonige Schluffe anstehen, die im Baugrundgutachten als Lößlehm/Schwemmlehm angesprochen wurden. Die Konsistenz konnte auf Grund von Wassergehaltsbestimmungen als steif bzw. weich bezeichnet werden. Hier gab es demnach keine Veränderungen. Die wasserführenden Schichten wurden in einer Mächtigkeit von ca. 1,0 m angetroffen.

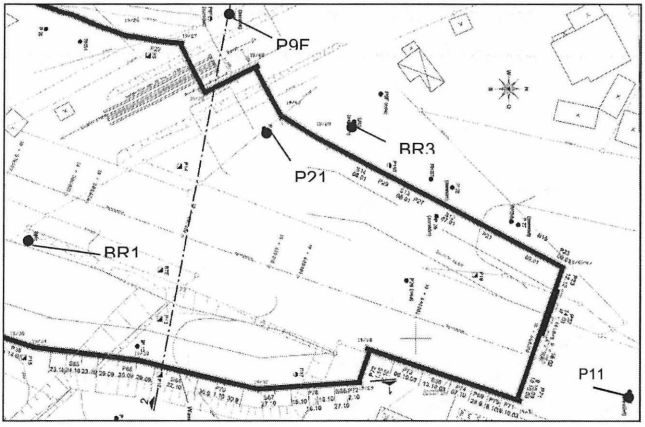


Abbildung 6 Lageplan der Grundwassermessstellen im nördlichen Bereich

Nach Herstellung der neuen Pegel zeigte sich jedoch, dass die bislang linear angenommenen Grundwasserstände zwischen den Pegeln P9F und P11 nicht der Realität entsprachen.
Es wurde ein nahezu horizontaler Grundwasserverlauf zwischen P9F und BR3 aufgezeigt, der erst nach P11 um 3,5 m abfiel. Weiterhin zeigte der innenliegende Pegel P21 einen 3,5 m geringeren Wasserspiegel als BR3 an. Es herrschten also auf kleinstem Raum sehr inhomogene Grundwasserverhältnisse.

5.1.3. Versagensmechanismus

Zum Zeitpunkt der Herstellung der Sekundärlamellen waren die Grundwasserstände auf Grund von starken Niederschlägen sehr hoch. Durch die neuen Erkenntnisse, dass zwischen den Pegeln P9F und BR3 ein horizontaler Grundwasserverlauf herrschte, musste man davon ausgehen, dass die Druckhöhe des GWL 1 im Schadensbereich unmittelbar unter der Geländeoberkante anstand. Eine Überprüfung ergab, dass für diese Verhältnisse die Standsicherheit nicht nachzuweisen war. Erschwerend kam hinzu, dass durch die Grundwasserabsenkung zusätzlich noch eine Druckdifferenz von außen nach innen von ca. 3,5 m erzeugt wurde.

5.2. Schlitzeinbrüche auf Grund bereichsweise anstehender breiiger Böden

5.2.1. Ereignis

Am 27.11.02 wurden erste Anzeichen sichtbar, dass in einem Teilbereich des Baugrundes ungünstigere Bodenverhältnisse vorlagen, als dies im Vorfeld angenommen werden konnte. Bei der Herstellung der Lamelle P13, bestehen aus 5 Stichen, kam es beim Stich P13/5 zu Verschiebungen der Leitwand, so dass der Stich nicht herzustellen war. Erste Vermutungen, dass die Leitwand fehlerhaft hergestellt wurde, konnten zu einem späteren Zeitpunkt ausgeräumt werden. Eine Überprüfung der Suspension ergab ebenfalls keine Abweichungen in den Parametern und erfüllte die Anforderungen.
Am 05.12.02 kam es in unmittelbarer Nähe an der Lamelle P17 zu weiteren Verschiebungen der Leitwand und erstmalig zu Schlitzeinbrüchen. Die statischen Berechnungen ergaben auch hier, dass eine 5-Stich-Lamelle hätte hergestellt werden können. Während der Greiferarbeiten wurden jedoch breiige Böden gefördert, so dass nun Vermutungen aufkamen, dass Baugrundverhältnisse vorlagen, die von den Annahmen abwichen. Eine Überprüfung der Suspensionsparameter ergab auch hier keine Abweichungen.

Der vorhandene Brunnen BR1 wurde mit maximaler Förderleistung betrieben. Die Bereiche, bei denen breiige Böden angetroffen wurden, mussten in Einzelstiche aufgelöst ausgeführt werden. Dennoch kam es auch mit dieser Vorgehensweise am 06.01. und 08.01.03 bei der Herstellung der Einzelstiche zu Schlitzeinbrüchen.

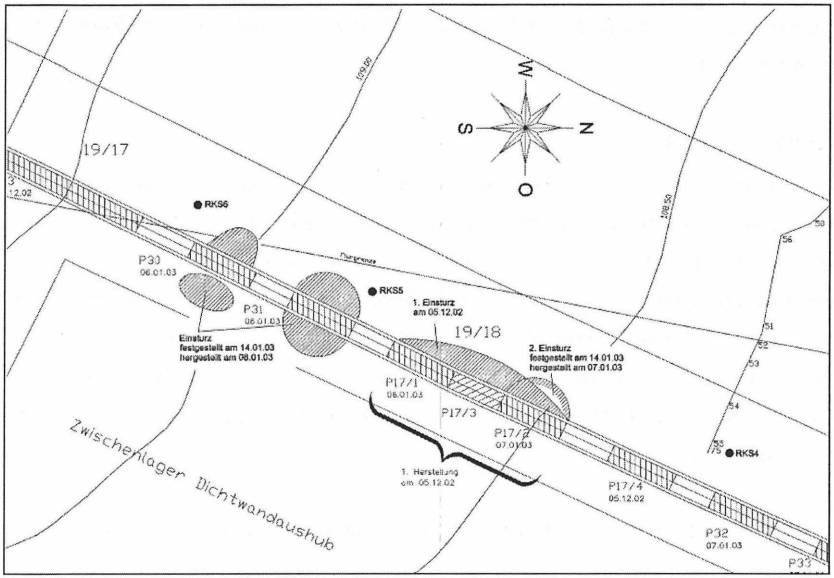


Abbildung 7 Übersicht der Schlitzeinbrüche

5.2.2. Eingeleitete Maßnahmen

Da die bislang eingeleiteten Maßnahmen keinen Erfolg brachten, wurden zunächst zusätzliche Bodenerkundungen vorgenommen. Zusammenfassend wurde festgestellt, dass in diesem Bereich Böden in breiigen Konsistenzen vorlagen, die der Bodenklasse 2 zugeordnet werden konnten.



Abbildung 8 Schlitzeinbrüche

5.2.3. Versagensmechanismus

Um den Versagensmechanismus aufzudecken, wurden zusätzliche Schürfe an den Einsturztrichtern vorgenommen. Es konnte festgestellt werden, dass während bzw. nach Herstellung der Dichtwand, in den Bereichen der anstehenden Böden der Klasse 2, Erdreich in die Lamelle gedrungen ist und hierdurch die an der Geländeoberfläche sichtbaren Einbrüche verursacht wurden. Folgende Abbildung zeigt in vereinfachter Darstellung den Versagensmechanismus.

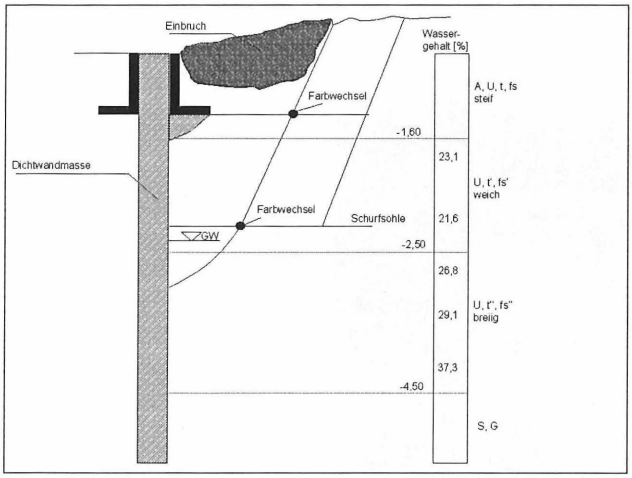


Abbildung 9 Versagensmechanismus bei BKL 2

Um diese Lamellen dennoch herstellen zu können, wurde der Boden durch Vakuumlanzen entwässert. Zunächst wurde bis zu einer Tiefe von ca. 2,50 m der bereits gestörte Boden ausgetauscht und mit Lava-Material bzw. bindigem Boden neu aufgebaut. Die Vakuumlanzen wurden in einem Abstand von 0,80 m zur Dichtwand und einem Abstand zueinander von 1,50 m in die weichen bis weich-breiigen Böden eingebracht. Fünf Tage nach Inbetriebnahme der Anlage konnten die Lamellen in Form von Ein-Stich-Lamellen erfolgreich hergestellt werden.

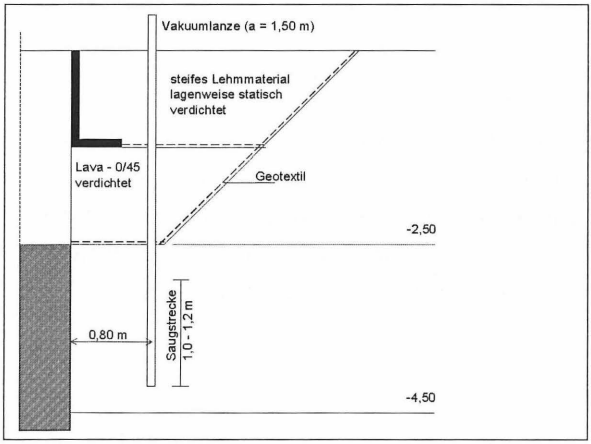


Abbildung 10 Anordnung der Vakuumlanzen

5.3. Anschneiden von artesischen Grundwasserleitern

Nach den vorliegenden Bodenerkundungen konnte man davon ausgehen, dass die Dichtwandarbeiten nicht von dem zweiten Grundwasserleiter beeinflusst werden. Der Einbindehorizont für die Dichtwand war nach den vorliegenden Bodenaufschlüssen in einer ausreichenden Mächtigkeit vorhanden, so dass Beeinträchtigungen während der Herstellung der Dichtwand nicht zu erwarten waren.
Wie bereits anfangs erläutert, war der zweite Grundwasserleiter artesisch gespannt.

5.3.1. Ereignis

Im zweiten und letzten Bauabschnitt war vorgesehen, im ersten Durchgang die Primärlamellen herzustellen und anschließend von Süden in Richtung Norden mit den Sekundärlamellen den Trog zu schließen. Im Vergleich zum ersten Abschnitt verlief der zweite Abschnitt reibungslos und ohne besonderen Vorkommnisse. Nach Fertigstellung der letzten Sekundärlamellen kam der Zeitpunkt, dass die Lamellen stichfest wurden und das Nachstützen beendet werden konnte. An einer Lamelle trat jedoch mittig zwischen den Leitwänden Wasser aus.

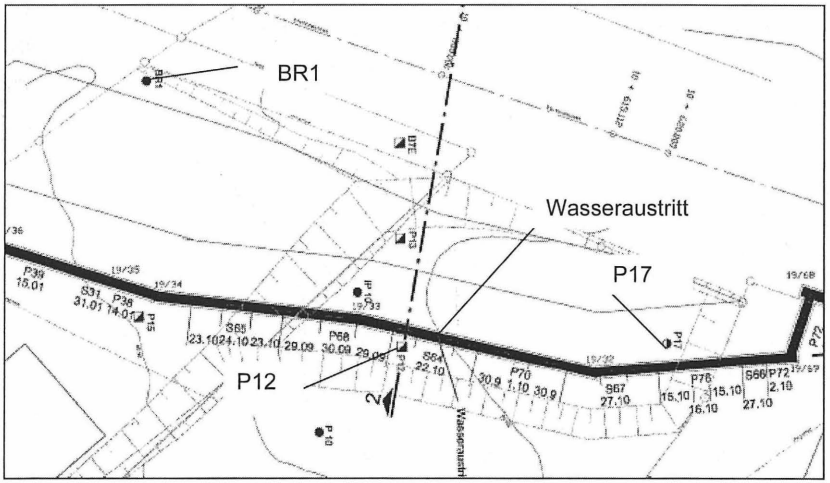


Abbildung 11 Lageplan Wasseraustritt und Pegelanordnung

5.3.2. Eingeleitete Maßnahmen

Eine Überprüfung der Suspensionsparameter ergab auch hier keine Abweichungen. Die umliegenden Grundwassermessstellen im Grundwasserleiter 1 zeigten einen niedrigeren Wasserstand an, als die Höhe der Wasseraustrittsstelle.

Um dennoch zu überprüfen, ob der erste Grundwasserleiter mit der Wasseraustrittsstelle korrespondiert, wurden die Brunnen BR1 und BR4 aktiviert. Die umliegenden Pegel zeigten schon nach kurzer Zeit einen um 2,0 m gefallenen Wasserstand an. Der Wasseraustritt in der Lamelle blieb jedoch unbeeinflusst.

Eine Mengenmessung an der Schadensstelle ergab eine Wasseraustrittsrate von ca. 170 bis 180 l/h. Um zu klären, ob der zweite Grundwasserleiter mit der Schadensstelle korrespondiert, wurde der nahe liegende Pegel P17 geöffnet. P17 war bis in den zweiten Grundwasserleiter geführt worden und mit einem Wasserhahn verschlossen. Der Druck in P17 fiel nach Öffnen des Wasserhahns schlagartig von 0,45 bar auf 0,2 bar ab und blieb während des Versuchszeitraumes konstant. Die Austrittsrate aus der Lamelle sank von 176 l/h vor Öffnen des Wasserhahns langsam bis auf 144 l/h. Nach Schließen des Wasserhahns stieg die Austrittsrate wieder langsam an, erreichte jedoch nach einer Stunde mit 164 l/h noch nicht den Ausgangswert vor Versuchsbeginn. Eine spätere Messung zeigte wieder die ursprüngliche Rate von ca. 170 l/h an. Durch diesen Versuch konnte belegt werden, dass das aus der Lamelle austretende Wasser mit dem zweiten Grundwasserleiter in Verbindung stand.

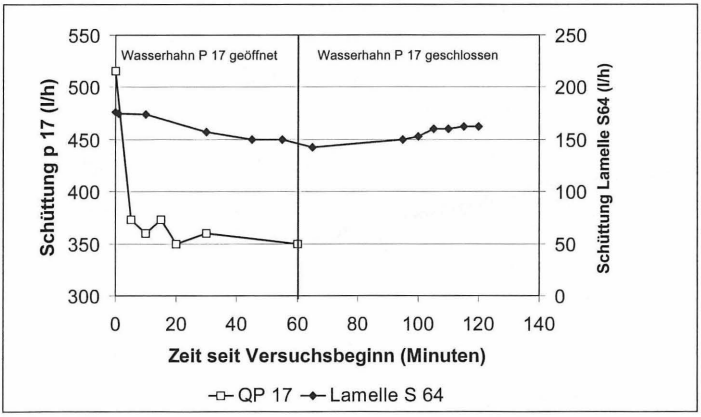


Abbildung 12 Verlauf der Wasseraustrittsmengen bei geöffnetem Wasserhahn

5.3.3. Schadensursache

Als wahrscheinlichste Schadensursache kam eine alte Aufschlussbohrung P12 in Betracht. P12 wurde bis in den zweiten Grundwasserleiter abgeteuft und sollte im Fußbereich über die gesamte Tonmächtigkeit mit quellfähigem Ton verfüllt werden. Die Lage dieser Aufschlussbohrung war nicht genau vermessen worden, lag aber im Anschnittsbereich der gegreiferten Dichtwand oder war im Falle von Bohrlochabweichungen in die Dichtwandtrasse abgewichen. Ob die Bohrung ordnungsgemäß verfüllt wurde, konnte nicht mehr eruiert werden.
Um die Lamelle sanieren zu können wurde über Pegel P17 der zweite Grundwasserleiter entspannt. Die erneute Herstellung verlief erfolgreich.

6. Schlussfolgerungen

Bei der Herstellung der feststoffarmen Einphasen-Dichtwand in Alfter-Impekoven können als Resümée folgende Punkte festgehalten werden :

1. Einphasendichtwände können auch in breiigen Böden hergestellt werden, wenn genaue Aufschlüsse über Lage und Tiefe der betreffenden Bereiche sorgfältig dokumentiert werden und mit Zusatzmaßnahmen, wie z. B. Vakuumlanzen, die notwendige Stabilität des anstehenden Bodens zumindest während der Herstellung gewährleistet wird. Es wäre für alle Beteiligten an solchen Projekten sinnvoll, wenn die entsprechende Normung sich mit diesem Thema etwas detaillierter befassen würde, um somit vor und während der Bauausführung besser mit solchen Aufgaben zurecht zu kommen.

2. Wie auch in vielen anderen Bereichen des Tiefbaus, besonders im Spezialtiefbau, sind ausreichende Voruntersuchungen des anstehenden "Baustoffes" Baugrund dringend erforderlich.
   Dies hat auch dieses Bauvorhaben mit seinen speziellen Besonderheiten während der Ausführung wieder gezeigt. Insbesondere sind die Grundwasserverhältnisse bei sehr inhomogenen Verhältnissen nur durch ein enges Raster von Pegeln ausreichend zu beschreiben. Bekannterweise hat dies große Bedeutung für Schlitzarbeiten, die systembedingt stark von den anstehenden Grundwasserverhältnissen abhängig sind, um eine einwandfreie Leistung gewährleisten zu können.

Autoren: Dipl.-Ing. Thomas Hahn, Thomas.Hahn@bauer.de
Dipl.-Ing. H.-G. Haugwitz, Hans-Gerd.Haugwitz@bauer.de

BAUER Spezialtiefbau GmbH
Niederlassung Rhein - Ruhr
Frankenstraße 72
45134 Essen

Innovative Sicherungsmaßnahmen für Deponien – Ausführung der Kammerdichtwand Deponie Vorketzin

Dipl. Ing. Claudius Kellner, Dipl. Ing. Brigitte Scheibel
Bilfinger Berger AG, NL Spezialtiefbau

1 Einleitung

Die Deponie Vorketzin liegt im Bundesland Brandenburg, 25 km westlich von Berlin im Landkreis Havelland. Betreiber der Deponie ist die Märkische Entsorgungsanlagen Betriebsgesellschaft mbH (MEAB).

Von 1974 an wurden auf der Deponie Siedlungsabfälle und Bauschutt aus dem damaligen West-Berlin eingelagert. Der Deponiekörper setzt sich aus unterschiedlichen industriellen, gewerblichen und häuslichen Abfällen zusammen. Für den Betrieb der Deponie wurde in den letzten Jahrzehnten ein Sicherungskonzept entwickelt und durch das Landesumweltamt Brandenburg genehmigt .

Im Auftrag der MEAB wurde von der AICON AG & Co. KG ein Sicherungskonzept bestehend aus einer Kammerdichtwand, einem hydraulischen System zur Kammerbewirtschaftung mit Grundwasserüberwachung und einer Grundwasserumleitung geplant und zur Genehmigung im Mai 2001 beim Landesumweltamt Brandenburg eingereicht. Diesem Antrag wurde mit dem Genehmigungsbescheid vom September 2001 stattgegeben.

Nachfolgend werden das Sicherungskonzept der Kammerdichtwand, die Ausführung der Dichtwand, die Qualitätsüberwachung während des Dichtwandbaus und die Herstellung des inneren Dichtwandkopfes erläutert.

2 Sicherungskonzept

Als erster Schritt der Sicherungsmaßnahme wurde der bestehende Deponiekörper mit einer 3,7 km langen Kammerdichtwand umschlossen (Abb. 1). Die Kammerdichtwand besteht aus zwei parallelen, in einem Achsabstand von 3,60 m angeordneten Einphasendichtwänden, die in Abständen von 50 m bis maximal 180 m durch Querschotte in insgesamt 31 Kammern unterteilt werden.

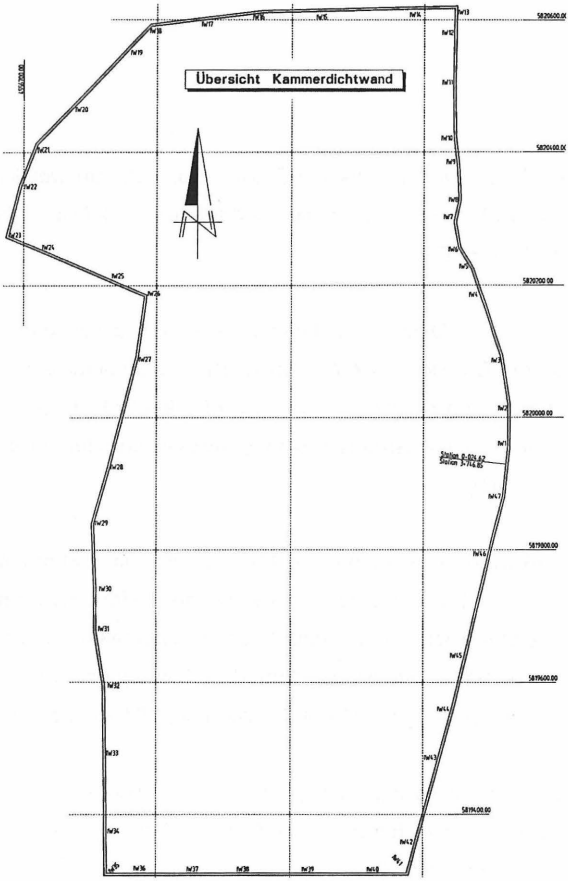


Abb.1: Lageplan der Deponie Vorketzin

Innerhalb der einzelnen Kammern wird der Innenwasserspiegel über Kammerbrunnen so weit abgesenkt, dass immer ein hydraulisches Gefälle von außen zur Deponie hin vorhanden ist. Durch eine Tiefendränage, die an die Pumpenschächte angeschlossen ist, wird der Wasserspiegel innerhalb der einzelnen Kammern gleichmäßig abgesenkt. Das geförderte Wasser wird über eine Ringleitung einer Sickerwasserreinigungsanlage zugeführt. Der Dichtwandkopf der inneren der beiden Dichtwände liegt niedriger und ist mit einer Kiesschicht überbaut, so dass bei höheren Innenwasserständen im Kontrollraum das Sickerwasser ungehindert in die Kammern strömen kann (Abb. 2).

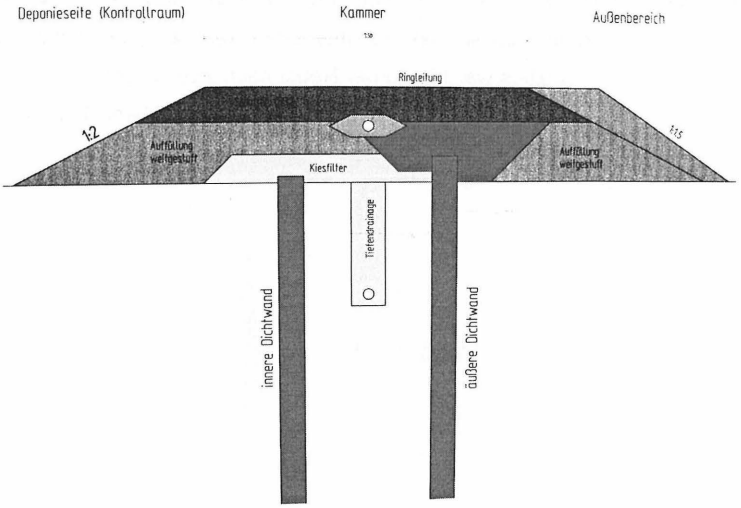


Abb.2: Systemquerschnitt Kammerdichtwand

3 Ausführung der Kammerdichtwand

Im Juni 2002 wurde ein 25 m langer Abschnitt der inneren Dichtwand als Probewand hergestellt und intensiv beprobt. Nach Auswertung aller Untersuchungen und der in-situ gewonnenen Erkenntnisse wurde im August 2002 vom Landesumweltamt Brandenburg die Freigabe zum Bau der Kammerdichtwand erteilt. Die Kammerdichtwand wurde im August 2003 fertiggestellt.

Für die Herstellung der Dichtwände wurden zwei Schlitzgeräteeinheiten eingesetzt mit Seilgreifern mit einer Maulweite von 4,20 m bzw. 3,40 m und einer Breite von 0,6 m.

Die Dichtwand wurde im sogenannten Pilgerschrittverfahren ausgehoben (siehe Abb. 3). Hierbei wurden vorlaufend Primärlamellen hergestellt, deren Länge bzw. Stichzahl sich nach dem täglichen Arbeitsfortschritt als auch der Standsicherheit des offenen Schlitzes richteten. In der Regel wurden Primärlamellen aus fünf Stichen hergestellt, maximal bis zu dreizehn Stichen. Anschließend wurden die Lücken zwischen den Primärlamellen durch sogenannte Sekundärlamellen geschlossen. Die Herstellung der Sekundärlamellen soll zu einem Zeitpunkt erfolgen zu dem die Hydratation der Dichtwandmasse der Primärlamelle noch nicht vollständig abgeschlossen ist, sie aber schon über eine ausreichende Stich- und Standfestigkeit verfügt. Dies war hier in der Regel nach zwei Tagen der Fall. Die Sekundärlamellen konnten also frühestens ab dem dritten Tag nach Herstellung der Primärlamellen ausgehoben werden.

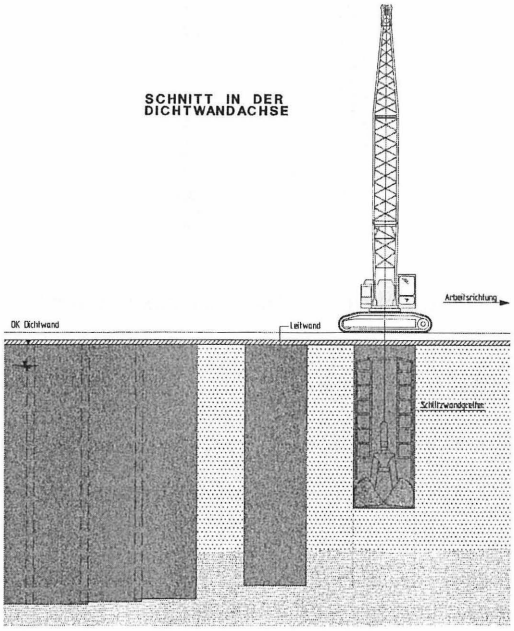


Abb.3: Dichtwandherstellung im Pilgerschrittverfahren

Der Bauablauf für die Herstellung der Kammerdichtwand ergab sich zwangsläufig durch den vorgegebenen Achsabstand der Dichtwände von 3,60 m. Zuerst wurden die Querschotte mit einem 4,20 m Greifer hergestellt und anschließend die innere Dichtwand. Nachlaufend zur inneren Dichtwand wurde dann die äußere Dichtwand hergestellt. Durch die Herstellung der Querschotte mit einem 4,20 m Greifer wurde der Anschluss der nachfolgend hergestellten Kammerwände sichergestellt, da das Querschott beim Aushub der Längswände über die gesamte Breite übergriffen wurde. In Abb. 4 ist der Bauablauf der Kammerdichtwandherstellung dargestellt.

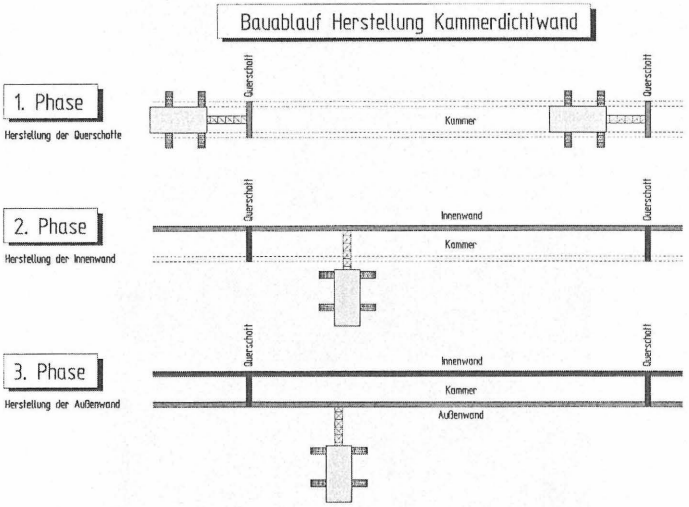


Abb. 4: Bauablauf Herstellung Kammerdichtwand

4 Leitwände

Gemäß der Ausschreibung sollten die Leitwände nach der Dichtwandherstellung vollständig zurückgebaut werden. Eine Beschädigung der Dichtwand durch den Rückbau war nachweislich auszuschließen. Auf Grund dieser Forderung wurden die Leitwände aus Fertigteilen mit L-Profil (H / B= 0,7 / 0,7 m, Stärke 0,2 m, L = 5 m bzw. 10 m) hergestellt.

Die Leitwandelemente wurden hierbei auf die vorab auf eine Höhe von 31,5 m NN hergestellte Geländeoberkante aufgesetzt, zur Stabilisierung miteinander verbunden und seitlich angefüllt (s. Abb. 5).

Nach Fertigstellung der Dichtwand und ausreichendem Abbinden der Dichtwandmasse wurden die Leitwandelemente beidseitig freigelegt, rückgebaut und umgesetzt.

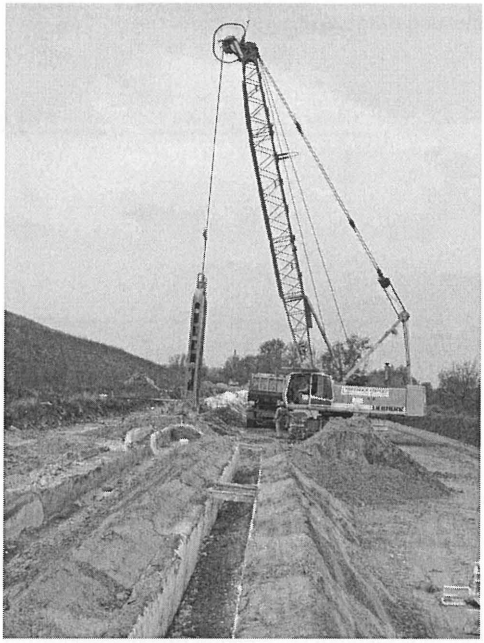


Abb. 5: Aufgesetzte Leitwand

Ein weiterer Vorteil dieses Verfahrens war der Entfall der durch das oberflächennah anstehende Grundwasser bedingten Wasserhaltung bei der Leitwandherstellung. Zudem konnte eine mögliche Beschädigung der Dichtwand beim Rückbau der Leitwände ausgeschlossen werden, da die planmäßige Dichtwandoberkante unterhalb der Geländeoberfläche und der Leitwandunterkante lag.

Nach Rückbau der Leitwände wurde die Dichtwand bis zur Geländeoberkante abgeschält (Abb. 6), mit Folie abgedeckt und als temporärer Schutz mit Boden überschüttet (Abb. 7). Der endgültige Dichtwandkopf wurde aber erst nach Einbau der Tiefendränage hergestellt.



Abb. 6: Abgeschälter Dichtwandkopf



Abb. 7: Temporäre Abdeckung der Dichtwand

Nach Abschluss der Dichtwandarbeiten und dem Rückbau der Leitwände wurden die einzelnen Fertigteilelemente zerkleinert, auf die Körnung 0/32 mm gebrochen und das gebrochene Leitwandmaterial für den Bau der Servicestraße wiederverwendet.

5 Dichtwandbaustoffe

Nach Freigabe der Dichtwandherstellung durch das Landesumweltamt Brandenburg begannen die Dichtwandarbeiten mit dem Dichtwandbaustoff DiWa-mix® K mod 1 + Sand 0/1 der Anneliese Baustoffe für Umwelt und Tiefbau GmbH & Co. KG (AZ BUT). Der Feststoffgehalt der Dichtwandmischung betrug 450 kg/m³.

Bei den im Vorfeld durchgeführten Sondierungen waren auf der Deponie Vorketzin Bereiche mit größeren Ascheeinlagerungen festgestellt worden. Zur Überprüfung des Einflusses der Asche auf den Dichtwandbaustoff wurden in den betroffenen Bereichen Probewandabschnitte hergestellt. Es stellte sich heraus, dass durch die Asche der Abbindevorgang des Dichtwandbaustoffs stark verzögert wurde. Um dem entgegenzuwirken, wurde eine Anpassung des Dichtwandbaustoffes erforderlich. Unter Mitwirkung aller Beteiligten wurde vom Baustofflieferant AZ BUT der Baustoff DiWa-mix® K mod 1 450 Plus entwickelt. Der Feststoffgehalt dieser Dichtwandmasse betrug ebenfalls 450 kg/m³.

Insgesamt wurden 42.000 m² Dichtwand mit dem Baustoff DiWa-mix® K mod 1 + Sand 0/1 und 38.000 m² mit dem Baustoff DiWa-mix® K mod 1 450 Plus hergestellt.

6 Qualitätssicherung bei der Dichtwandherstellung

Die Durchführung der Qualitätssicherung bei der Dichtwandherstellung wurde in einem projektspezifischen Qualitätssicherungsplan (QSP) geregelt. Die Überwachung der Bauausführung erfolgte im einzelnen durch die

- Eigenprüfung (EP) der ausführenden Firma auf der Baustelle in Zusammenarbeit mit einem Fachbüro für die Laboruntersuchungen

- Eigenüberwachung (EÜ) des Bauherrn
- Fremdüberwachung (FÜ) im Auftrag des Landesumweltamtes
- Behördenüberwachung (BÜ) durch das Landesumweltamt Brandenburg

Die wesentlichen Qualitätsanforderungen an die Dichtwand waren:

- Dicke der Dichtwand ≥ 60 cm
- Einbindung der Dichtwand in den 1. Grundwasserstauer ≥ 2 m
- Durchlässigkeit der Dichtwände (Systemdurchlässigkeit) ≤ 5×10^{-9} m/s
- Wasserdurchlässigkeit an Rückstellproben im Labor ≤ 5×10^{-10} m/s
- Dichte der Dichtwandsuspension am Zulauf ≥ 1,28 to /m³
- Überschnitt benachbarter Lamellen in Wandachse ≥ 0,40 m
- Überschnitt quer zur Wandachse ≥ 0,60 m - 1% x Tiefe unter GOK
- Diagonale des Überschnitts (über gesamte Wandlänge) ≥ 0,60 m

Die durchzuführenden Prüfungen unterteilten sich in Eingangsprüfungen der angelieferten Baustoffe, Prüfungen an der frischen sowie der erhärteten Dichtwandmasse und Ausführungskontrollen während der Dichtwandherstellung. Gemäß den Vorgaben des QSP wurden folgende Untersuchungen an der Dichtwandmasse durchgeführt:

- Eingangskontrolle des Baustoffes
  1 x je Silozug (Dichte, Fließgrenze, Marsh-Zeit, Filtratwasser, Absetzmaß)
- Suspensionskontrollen an der frischen Dichtwandsuspension
  am Zulauf: 2 x pro Stich
  aus dem Schlitz: 1 x je 250 m² Wandfläche
- Prüfungen an erhärteten Dichtwandproben
  Durchlässigkeitsbeiwert und Druckfestigkeit je 1 x je 150 m²

Weiterhin wurde im Rahmen der Ausführungsüberwachung durch die EP das Aushubmaterial angesprochen und die Schichtenfolge für jeden Stich aufgenommen und dokumentiert. Der Beginn des Einbindhorizontes und die Sicherstellung der Einbindetiefe von min-

destens 2,0 m in den 1. Grundwasserstauer wurde zusätzlich durch die Eigenüberwachung und die Fremdüberwachung für jeden Stich kontrolliert. Zudem wurden bei jedem Stich bei Beginn des Einbindehorizontes und bei Erreichen der Endtiefe Bodenproben entnommen und zur Dokumentation eingelagert.

Zum Nachweis der Vertikalität und der Lagegenauigkeit wurden für jeden Stich die Lotabweichungen gemessen und zwischen Primär- und Sekundärlamellen der Überschnitt berechnet und kontrolliert.

Für die Umschließung der Deponie Vorketzin wurde insgesamt 80.000 m² Dichtwand in rund 2250 Stichen hergestellt. Zur Überprüfung und zur Dokumentation der Qualität der Dichtwand wurden alleine von der Eigenprüfung folgende Untersuchungen durchgeführt:

- 800 Eingangskontrollen bei Anlieferung des Dichtwandbaustoffs
- 4500 Rheologieprüfungen vom Zulauf
- 4000 Rückstellproben aus Dichtwand
- 1350 Druckfestigkeitsuntersuchungen
- 1350 Durchlässigkeitsuntersuchungen
- 4500 Bodenproben aus Einbindehorizont

Die von der EP ermittelten Endeigenschaften der Dichtwandmassen ergaben sich zu:

	DiWa-mix® K mod 1 + Sand 0/1	DiWa-mix® K mod 1 450 Plus
Einaxiale Druckfestigkeit [MN/m²]		
Mittelwert	1,042	1,732
Min / Max	0,448 / 1,627	0,807 / 3,351
Durchlässigkeitsbeiwert kf [m/s]		
Mittelwert	1,4E-10	1,7E-10
Min / Max	6,2E-13 / 4,4E-10	3,9E-14 / 4,2E-10

Insgesamt wurden für die Herstellung der Dichtwand ca. 30.000 Tonnen Dichtwandbaustoff und 62 Millionen Liter Wasser verbraucht.

7 Kopfherstellung innere und äußere Dichtwand

Nach Fertigstellung der Tiefendrainage wurden die innere und äußere Dichtwand freigelegt, um sie auf die geforderte Höhe abzufräsen (siehe Abb. 8).



Abb. 8: Freigelegte äußere und innere Dichtwand

Das Abfräsen der Dichtwand wurde mit einem Mobilbagger und einem Fräskopf vom Typ BF 300 durchgeführt. Zur Vermeidung schädlicher dynamischer Einwirkungen auf den Dichtwandkopf wurde die Wand in Richtung der Wandachse abgefräst. Die folgenden Bilder zeigen das Abfräsen der Wand und den auf Endhöhe hergestellten Dichtwandkopf.



Abb. 9: Abfräsen der inneren Dichtwand



Abb. 10: Auf Endhöhe abgefräste Dichtwand

Nach Abfräsen der inneren Dichtwand wurde, um eine definierte Überlaufkante auf der Höhenkote von 31,05 m HN zu erhalten, eine Schutzschicht aus Estrich auf den Wandkopf aufgebracht. Anschließend wurden beide Dichtwände gemäß der Ausführungsplanung überbaut.



Abb. 11 Fertiggestellte Überlaufkante aus Estrich

8 Zusammenfassung

Zur Sicherung der Deponie Vorketzin wurde im Zeitraum von Juni 2002 bis Dez 2003 eine 3,7 km lange Kammerdichtwand hergestellt. Die Kammerdichtwand besteht aus zwei parallelen 60 cm starken Einphasendichtwänden, die bis in den 1. Grundwasserstauer reichen, und in Abständen zwischen 50 bis 180 m durch Querschotts in Kammern unterteilt werden.

Bei der Ausführung der Wand kamen zwei feststoffreiche Dichtwandfertigmischungen zum Einsatz, zum einen DiWa-mix® K mod1 + Sand 0/1 (42.000 m²) und in den Bereichen mit Ascheeinlagerungen DiWa-mix® K mod1 450 Plus (38.000 m²).

Die Anforderungen an die Dichtwandmassen wurden mit Zulaufdichten $\geq$ 1,28 to/m³, Durchlässigkeiten $\leq 5 \times 10^{-10}$ m/s und einaxialen Druckfestigkeiten $\leq$ 5 MN/m² durchgängig erfüllt.

Dipl. Ing. Claudius Kellner
Bilfinger Berger AG
NL Spezialtiefbau GSt. Essen
Schnabelstrasse 1
45134 Essen
ckel@bilfinger.de

Dipl. Ing. Brigitte Scheibel
Bilfinger Berger AG
NL Spezialtiefbau – Technik
Diffenéstrasse 14
68169 Mannheim
bsce@bilfinger.de

Immobilisation von Ölkontaminationen mit Mitteln des Spezialtiefbaus

Dipl.-Ing. Friedrich Winkler, Keller Grundbau Ges.mbH Innsbruck
Dipl.-Ing. Georg Breitsprecher, Keller Grundbau GmbH Offenbach

1 Einleitung

Im Zuge der Auflassung, Umwandlung oder Modernisierung alter Betriebsstandorte wird dank eines heutzutage ausgeprägten Umweltbewusstseins häufig die Untersuchung bzw. Sanierung des verunreinigten Baugrundes gefordert und veranlasst. Insbesondere Betriebsstätten in denen über Jahrzehnte mit Kraftstoffen und Mineralölen hantiert wurde, bieten heute Anlass zur Sorge um Verunreinigungen durch Kohlenwasserstoffe, die durch Versickerung in den Grundwasserstrom gelangen und somit eine Beeinträchtigung der Umwelt darstellen können. Als Ursache dieser Verunreinigungen sind ein früher noch nicht so ausgeprägtes Umweltbewusstsein und die aus heutiger Sicht mangelhafte Konstruktion von Betriebsanlagen anzusehen.
Auch Mineralölkonzerne sorgten in jüngerer Vergangenheit durch Betriebsstättenkonzentrationen für eine Optimierung der internen Abläufe und eine Einsparung der laufenden Kosten. Ein gesteigertes Umweltbewusstsein und die damit verbundene Sensibilität führten zu einer genauen Überprüfung die aufzulassenden Standorte. In einigen Fällen können Verunreinigungen durch Mineralöle bzw. Kohlenwasserstoffe nicht durch oberflächliches Absaugen, durch Bodenwaschanlagen oder durch Bodenaustausch gesichert oder saniert werden. Manchmal zwingen politische oder örtliche Gegebenheiten, zu Sondermaßnahmen zu greifen. Im Folgenden werden einige derartige Beispiele dargestellt, bei denen mit Verfahren des Spezialtiefbaus eine wirkungsvolle und kostengünstige Sicherung bzw. Sanierung von Altlasten erzielt werden konnte.

2 Einkapselung durch Injektion

Injektion von Feststoffen in Boden und Fels ist eine im Bauwesen althergebrachte Möglichkeit zur Lösung vielfältiger Aufgabenstellungen. So wird die Injektion auf fast allen Gebieten des Ingenieurbaus verwendet, so zum Beispiel zur Verbesserung von Dammaufstandsflächen, zur Abdichtung von Klüften im Fels, zur Tieferlegung von Fundamenten, zur Ausbildung von Sohlen tiefer Baugruben im Grundwasser oder zur Verfüllung von Hohlräumen. Dazu werden geeignete Injektionsinstrumente wie Lanzen, Packer oder Manschettenrohre gebohrt oder gerammt in die Nähe des zu injizierenden Verpressraumes eingebracht und gegen Austritt von Injektionsgut verdämmt. Der zu injizierende Hohlraum sollte nach Möglichkeit durch Aufschlüsse erkundet sein, um die Injektionsparameter wie Druck, Menge und Injektionsdauer festlegen zu können. Als Injektionsgut stehen Zement und Steinmehl in Verbindung mit Abbindebeschleunigern und Injektionshilfen wie Bentonit zur Verfügung. Je nach Aufgabenstellung können die verwendeten Suspensionen für Abdichtungszwecke weicher oder für statische Zwecke fester eingestellt werden.

2.1 Tankstelle Landeck / Inntal

Im Nahbereich des Bahnhofs Landeck wurde eine Tankstelle aufgelassen. Nach der Entfernung von Treibstoffbehältern wurde ein oberflächlicher Kontaminationsbereich abgegraben. Dabei wurde eine tiefer reichende Kontamination mit Mineralölkohlenwasserstoffen mit etwa 2 m Durchmesser in ca. 7 m Tiefe festgestellt. Der kritische Schadstoffkörper war durch eine Pegelbohrung erkundet worden und befand sich oberhalb des Grundwasserspiegels. Es sollte jedoch verhindert werden, dass Schadstoffe durch Tagwassereinfluss den tieferliegenden Grundwasserstock erreichen könnten. Als Sicherung dieser Kontamination wurde eine Verpressung mit Zementsuspension vorgeschlagen und von der Behörde gutgeheißen.

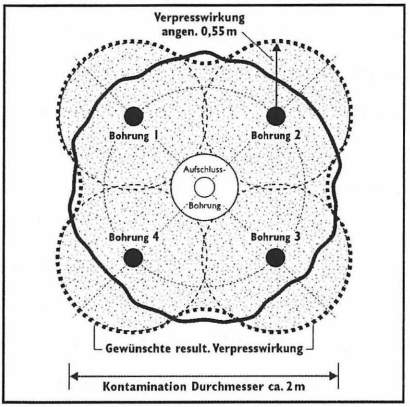


Bild 1: Schnitt durch die Kontamination

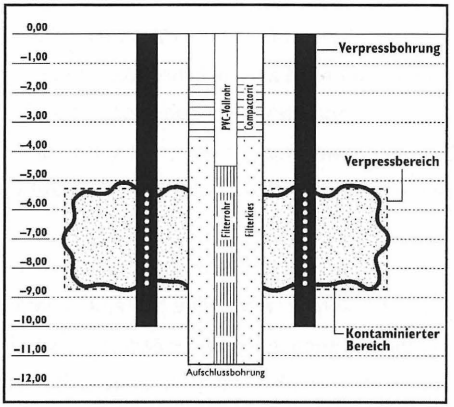


Bild 2: Pegelbohrung

Zum Zweck der Einkapselung wurden mit einem Raupenbohrgerät Klemm KR 806D 4 Stück verrohrte Hammerbohrungen DN 139,7 mm bis in eine Tiefe von 10 m niedergebracht. Das dabei erschrotete kontaminierte Bohrgut wurde ordnungsgemäß entsorgt. In die Bohrungen wurden 1,5" – Manschettenrohre eingebaut und mit Mantelmischung gegen das Erdreich verbunden. Die Injektionsöffnungen im Abstand von 33 cm wurden im gewünschten Verfüllbereich mit Doppelpackern angefahren und mit Zementsuspension beaufschlagt. Die Menge des Verpressgutes wurde so gewählt, dass ein theoretischer Durchmesser von 1,0 m je Bohrung rund um die Bohrachse erreicht werden konnte. Dazu wurde das zu verfüllende Porenvolumen anhand der bisher gewonnenen Aufschlüsse abgeschätzt und die Verfüllmenge entsprechend abgestimmt.

2.2 Landmaschinenwerkstatt in Schlitters / Zillertal

Infolge der Änderung von Besitzverhältnissen verlangte der neue Pächter einer Landmaschinenwerkstatt im Zillertal vor der Übernahme des Objektes einen Nachweis, dass der Boden im Werkstattareal nicht kontaminiert ist. Durch die daraufhin durchgeführten Probe-

bohrungen wurden in Teilbereichen Kohlenwasserstoffgehalte von bis zu 42.000 mg/kg TS, verursacht durch Einsickern von Motoröl und Heizöl, festgestellt, die sich in schwer oder überhaupt nicht zugänglichen Zonen unterhalb von ehemaligen Treibstofftanks im Inneren des Gebäudes befanden. Der Kontaminationsbereich befand sich im Einflussbereich eines Grundwasserstroms, der außerhalb des Objektes anhand zweier Pegelbohrungen gemessen und auf Schadstoffe kontrolliert werden konnte.

Auch hier wurde eine Einkapselung mit Zementsuspension für richtig erachtet. Für die beiden Injektionskörper wurde eine Kubatur zu verfestigenden Bodenmaterials von rund 40 m³ errechnet. Durch eine exakte Aufteilung von Bohransatzpunkt und Bohrrichtung wurden die Verdachtskörper bestmöglich umhüllt. Der Bohr- und Injektionsraster wurde gemeinsam mit dem Bodengutachter festgelegt. Bedingt durch die Enge der Räumlichkeiten im Keller musste mit einem Kleinbohrgerät gearbeitet werden. Auch hier gelangten verrohrte Bohrungen zur Ausführung, in deren Schutz Manschettenrohre eingebaut wurden.

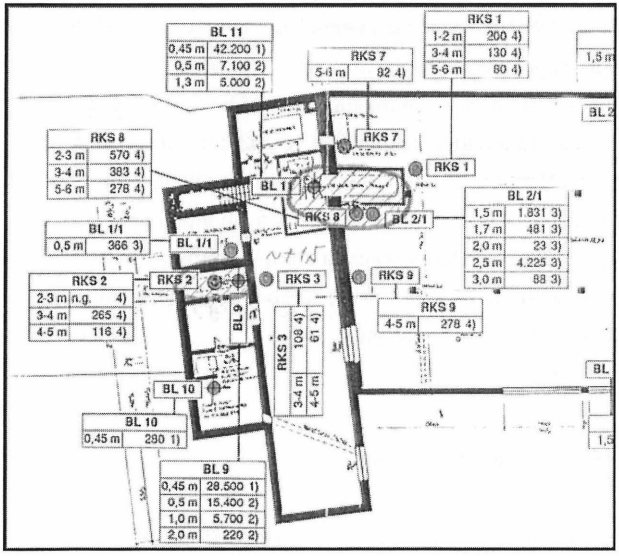


Bild 3: Kontaminationsherde

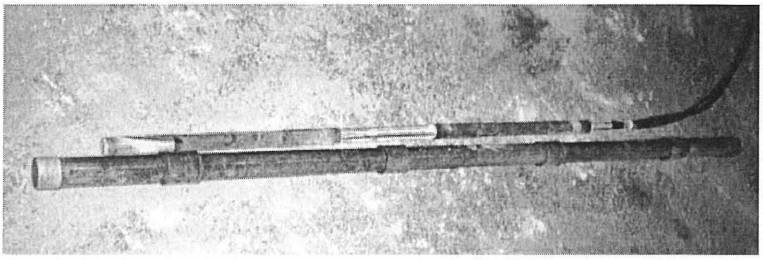


Bild 4 : Manschettenrohr mit Doppelpacker

Die zu verfestigenden Kubaturen wurden nun zuerst mit einem umhüllenden Injektionsschleier abgesperrt, erst danach wurden die Bohrungen in den Zentren beaufschlagt. Die Verpressung erfolgte als Niederdruckinjektion mit Drücken von bis zu 20 bar. Die durch die Bohrarbeiten entstandenen Abgase wurden über Schlauchleitungen ins Freie befördert.

Bei dieser Maßnahme wurden über 7 Tonnen Zement und eine Tonne Steinmehl verarbeitet. Der Erfolg der Maßnahme wurde über Kontrollpegel im Unterlauf des Grundwasserstromes überprüft und bestätigt.

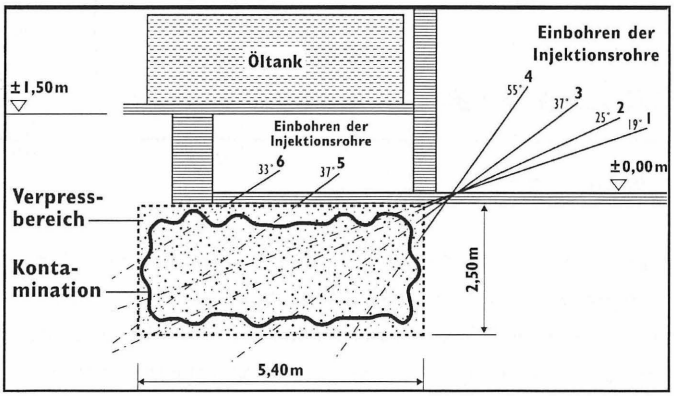


Bild 5 : Schnitt durch die Kontamination

3 Immobilisation mittels Soilcrete - Düsenstrahlverfahrens

Bei diesem durch Keller Grundbau im Jahre 1978 in Europa eingeführten und seither immer weiter verbesserten Verfahren wird nach Niederbringen einer unverrohrten Bohrung ein höchst energiereicher Wasserstrahl mit Drücken über 400 bar aktiviert, der durch Drehen des Bohrgestänges den anstehenden Boden radial erodiert und aus dem Untergrund einen säulenartigen Körper herausschneidet.

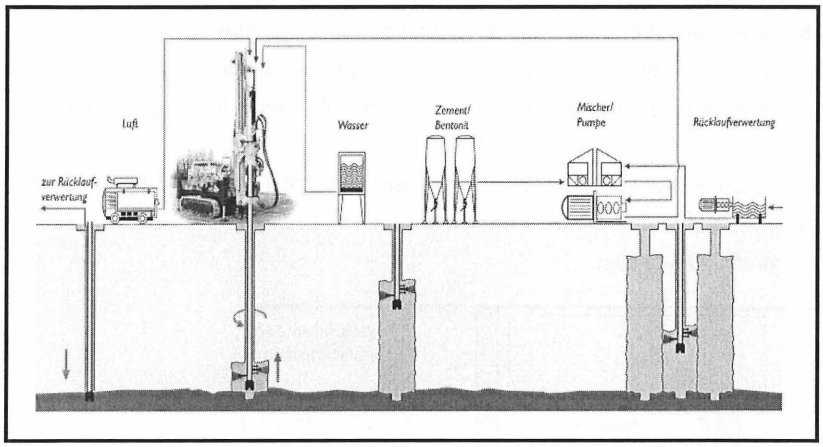


Bild 6 : Soilcrete – Düsenstrahlverfahren

Das anstehende Korngefüge wird völlig aufgelöst, wobei die feinkörnigeren Bestandteile wie Sand, Schluff, Torf etc. durch den Überdruck entlang des Gestänges aus dem Hohlraum transportiert werden. Die restlichen Bodenbestandteile wie Steine und Kiese werden parallel dazu mit Zementsuspension vermengt, wodurch in dieser höchst turbulenten Situation durch Zurückziehen des Gestänges ein zylinderförmiger Bodenkörper entsteht, der nach Erhärtung je nach Bodenart Festigkeiten von rund 5 - 8 N/mm² aufweisen kann. Dieses Verfahren, das hauptsächlich für Unterfangungen von Bestandsobjekten und Gründung von Neubauten angewendet wird, ist jedoch durch seine Flexibilität in der Lage, einerseits als Dichtwand oder als Deckel für eine Einkapselung eines Verdachtsvolumens zu

sorgen. Andererseits ist durch die intensive Behandlung des umgebenden Bodens durch den Düsenstrahl eine Bodenwäsche in sehr großem Umfang, als auch eine Einkapselung des verbleibenden Schadstoffanteils möglich. Zur Planung des Arbeitsumfangs ist eine genaue Erkundung der Kontamination notwendig.

3.1 Tankstelle Walserberg

Nach dem Abbruch einer jahrzehntelang existierenden Tankstelle am Grenzübergang Walserberg zwischen Deutschland und Österreich ließ der neue Pächter den Untergrund untersuchen. Anhand von Bohrungen wurde oberhalb des Grundwasserstauers in einer Tiefe von ca. 10 m eine ca. 1,0 m starke Kontamination von Kohlenwasserstoffen in einem Ausmaß von 800 m² festgestellt.

Die mit der Sanierung betrauten Stellen zogen vorerst einen offenen Abtrag des gegenständlichen Bodenteils in Erwägung. Nähere Untersuchungen dieses Vorhabens ergaben allerdings einen erheblichen Aufwand zur Sicherung der angrenzenden Bundesstraße, einen enormen Aufwand bei der Wasserhaltung sowie einen nicht genau erfassbaren politischen Umwegeffekt, der durch eine Baugrube dieser Größenordung eventuell entstanden wäre. Nach erheblichen Behördenverfahren und intensiven Beratungen kam es zur Erwägung zweier Möglichkeiten:

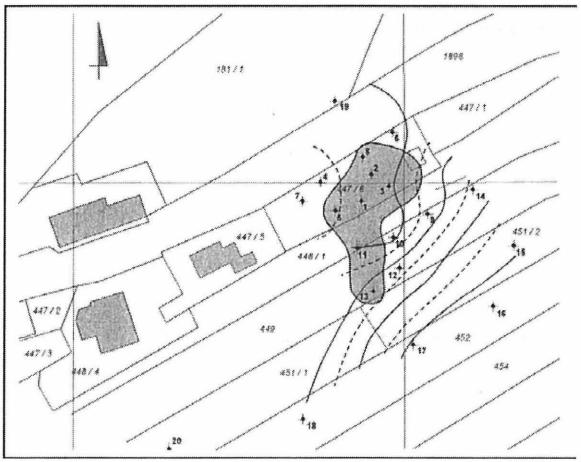


Bild 7 :
Lage der Kontamination

Variante 1: Der gesamte Bereich wird mit einer Lamellenwand umschlossen, die in den Grundwasserstauer einbinden muss. Zur Verhinderung des Eindringens von Niederschlagswasser in den umschlossenen Abdichtungsbereich wird oberhalb der Kontamination ein Deckel aus DSV – Säulen in einer Stärke von ca. 1,0 m hergestellt.

Variante 2: Der Kontaminationskörper wird mit dem Düsenstrahlverfahren vollständig vermörtelt. Dabei wird der Boden durch den Schneidstrahl aufgelöst, durch gleichzeitige Zugabe eines Bindemittels vermischt und somit homogen gebunden.

Per Bescheid wurde der Variante 2 durch die Behörde der Zuschlag erteilt und Anfang des Jahres 2003 zur Ausführung gebracht. Die Planung ähnelte stark der Herstellung einer Dichtsohle bei tiefen Baugruben, die einer strengen Qualitätskontrolle obliegt.

So mussten die möglichen Bohrabweichungen bei einer Bohrlänge von 10m in den Bohrraster einfließen, der auf einen Säulendurchmesser von 2,0 m abgestimmt war. Die einzelnen Bohransatzpunkte wurden geodätisch eingemessen und mit Stahlbolzen fixiert. Es musste sichergestellt werden, dass die Bohrungen bis in den Stauer reichten. Dies erfolgte durch elektronische Aufzeichnung mit einem Datenschreiber, der auch die übrigen Düsparameter aufzeichnete. Die verfahrensbedingt anfallende Rücklaufsuspension wurde einem konzessionierten Unternehmen zur Entsorgung übergeben. Während der Arbeiten wurde bei Entnahmen aus dem gering kontaminierten Randbereich festgestellt, dass der durch das Verfahren erzielte Verdünnungsgrad so hoch war, dass die zu entsorgende Rücklaufsuspension als Baurestmasse entsorgt werden konnte.

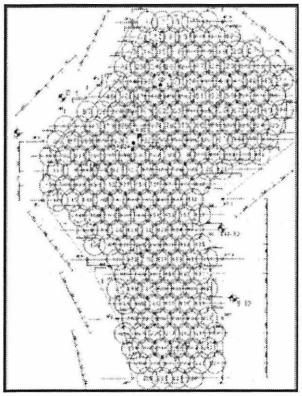


Bild 8 : Säulenraster im Kontaminationsbereich

Der Rücklauf aus dem Kernbereich wurde als Reststoff entsorgt. Täglich wurden die umliegenden Pegel auf pH – Wert und Leitfähigkeit untersucht. Es zeigte sich ein leichter Anstieg der Lf25 von anfänglich 830µS auf > 1000µS, was allerdings intensiver Verwendung von Tausalz zu Beginn ausgiebiger Schneefälle zugeordnet wurde. Aus den Rückstellproben wurde eine Endfestigkeit von 1 – 2 N/mm² errechnet, was in Bezug auf mechanische Erodierbarkeit einen zufrieden stellenden Wert darstellt.

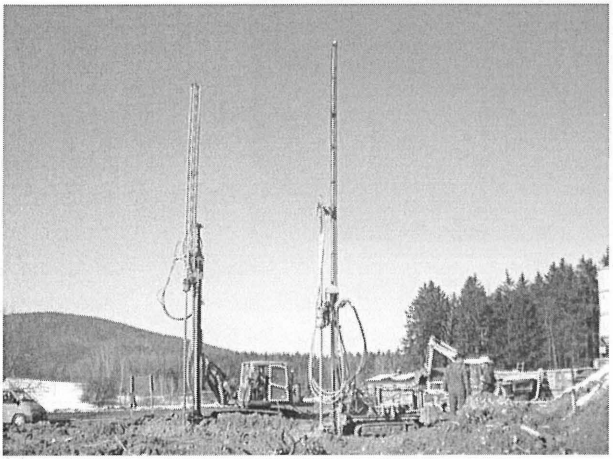


Bild 9 : Zwei Bohrgeräte im Einsatz

Abschließend wurden im Zentralbereich der Kontamination Rotationskernbohrungen abgeteuft, um die einaxiale Druckfestigkeit und das Eluat bestimmen zu können. Die Untersuchungen wurden von der Bautechnischen Versuchsanstalt Salzburg und von der Hydrologischen Untersuchungsstelle Salzburg durchgeführt und ergaben Druckfestigkeiten zwischen 2 und 5 N/mm² sowie einen Gehalt an Kohlenwasserstoffen von 0,1 mg/l, womit der Erfolg der Maßnahme deutlich festgestellt wurde. Inzwischen ist die neue Tankstelle unter modernsten Gesichtspunkten errichtet worden und steht den Kunden zur Verfügung.



Bild 10 : Neue Tankstelle

3.2 Ölschaden Bruck / Glocknerstraße

Anfang des Jahrs 2001 erhielt die Bezirkshauptmannschaft Zell am See Kenntnis davon, dass bei Untergrunderkundungen im Umfeld eines Heizölhandels massive Mineralölkontaminationen des Untergrundes bis in größere Tiefen vorgefunden worden waren. Von den Amtssachverständigen wurde daraufhin wegen Gefahr im Verzug dringend die Durchführung weiterer Untersuchungen zum Zwecke der räumlichen Abgrenzung der Verunreinigung und der Feststellung allfälliger Auswirkungen auf das Grundwasser empfohlen. Diese wurden umgehend in Angriff genommen und ergaben nach Auswertung zahlreicher Nutsondierungen, Kernbohrungen und Grundwasseranalysen ein Schadensvolumen von 7.200 m³ ölkontaminierten Untergrundes, was einer im Untergrund versickerten Ölmenge von rund 100.000 Litern, dem Jahresverbrauch von 50 Haushalten, entspricht. Aus hydrogeologischer Sicht wurde daher eine Maßnahme empfohlen, die entweder eine dauerhafte Umschließung oder eine ex-situ-Methode vorsah.

Die besonderen Bebauungsverhältnisse im Herzen eines belebten Ortsgebietes zwangen zu Sonderlösungen. War das Abgraben des Bodens im Schutze einer Wasserhaltung in großen Bereichen des Baufeldes möglich, so erforderte die Ausdehnung des Kontaminationsbereiches in den Nahbereich einer landwirtschaftlichen Fachschule und vor allem unterhalb der stark befahrenen ÖBB – Bahnlinie zu Maßnahmen, die den Rahmen des Abgrabens bei Weitem sprengten.

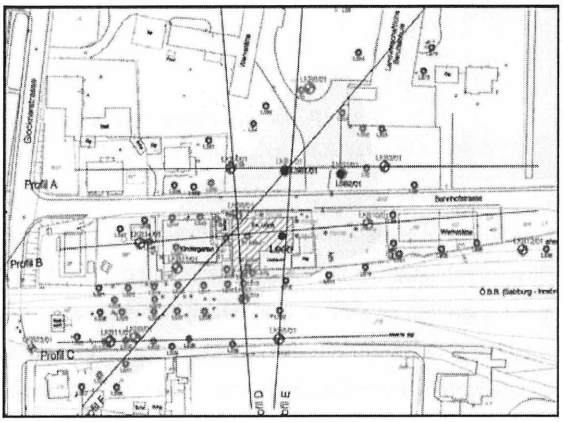


Bild 11: Lage der Kontamination

Ein Teil der Baugrube wurde in offenem Abtrag mit einer Spritzbetonvernagelung bis knapp oberhalb des Grundwasserspiegels gesichert. Von diesem ersten Niveau aus wurden Spundwände gerammt, in deren Schutz eine Wasserhaltung mit Tiefbrunnen aktiviert wurde. Das geförderte Wasser wurde in einer Aufbereitungsanlage gereinigt. Nachdem geplant war, die Unterfangung der landwirtschaftlichen Fachschule und der Bahngeleise mit Hilfe des Soilcrete – Düsenstrahlverfahrens durchzuführen, wurden parallel durch eine Versuchsanstalt Untersuchungen mit verschiedenen Zementsorten durchgeführt. Dabei stellte sich heraus, dass sich Flugaschenzement durch sein günstiges Abbindeverhalten in kontaminiertem Umfeld am besten eignete, war doch aus statischen Erfordernissen eine Endfestigkeit von 10N/mm² notwendig.

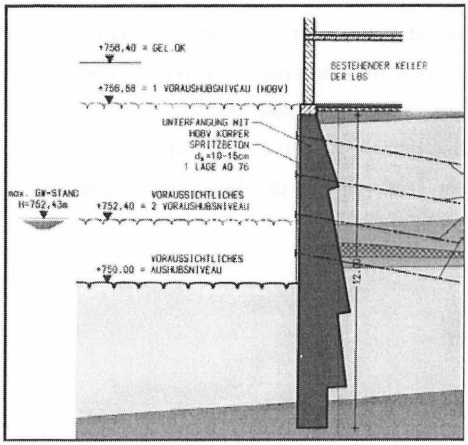


Bild 12 : Unterfangungsschnitt Landwirtschaftliche Fachschule

Die Unterfangung der Landwirtschaftlichen Fachschule entsprach den üblichen und oft erprobten Kriterien der klassischen Düsenstrahlunterfangung, die Herstellung der Baugrubensicherung entlang der Bahn in einer Länge von ca. 150 m war jedoch von Auflagen begleitet, die den strengen Anforderungen der ÖBB entsprachen. Diese Auflagen betrafen vor allem die Verhinderung von Setzungsmulden in den Geleisen, um einen reibungslosen Bahnbetrieb zu gewährleisten.

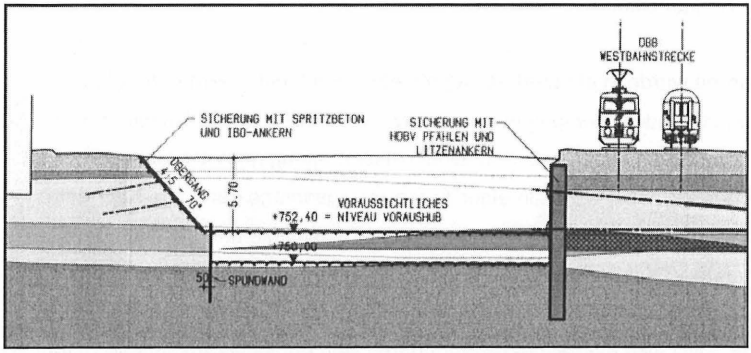


Bild 13 : Baugrubensicherung ÖBB – Gleise

Die nicht unerheblichen Horizontalkräfte wurden durch zwei Lagen vorgespannter Bauzeitanker aufgenommen, deren Wirkung während des Aushubs durch Messungen laufend

überprüft wurde. Für die Soilcrete – DSV – Arbeiten unterhalb der Geleise kam ein Gerät zum Einsatz, das üblicherweise nur beim Tunnelbau zur Herstellung horizontaler Jet-Schirme herangezogen wird. Zur Erkundung der Herstellungsparameter wurden in einem Feldversuch Probesäulen hergestellt.

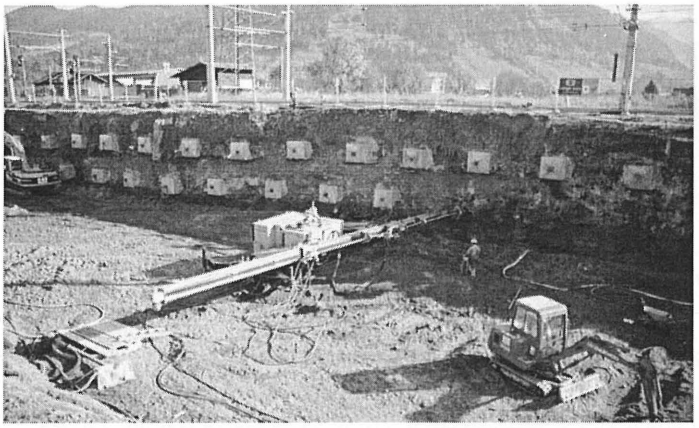


Bild 14 : Tunnelbohrgerät im Einsatz

Mit den daraus gewonnenen Erkenntnissen wurde der Austeilungsplan durch das baubegleitende Ingenieurbüro erstellt. Die Bohransatzpunkte wurden unter Berücksichtigung der bereits versetzten Ankerlagen gewählt und an der „Ortsbrust" vermarkt. Die Richtung der Bohrlafette war durch Referenzpunkte im Hintergrund gewährleistet, wurde doch hoher Wert auf die Bohrgenauigkeit gelegt.

Im Interesse der Aufrechterhaltung des Bahnbetriebes wurden die bis zu 25 m weit unter den Geleisen abzustoßenden Bohrungen schachbrettartig in der Längsrichtung der Bahn und in der Folge von oben nach unten abgeteuft. Der Erfolg dieser Vorgangsweise lässt sich in den geringen Setzungen am Bahngleis messen, die den Betrieb in keiner Weise beeinträchtigten. Nach Abschluss der Arbeiten wurde das Schotterbett routinemäßig durch Stopfen wieder exakt ausgerichtet.

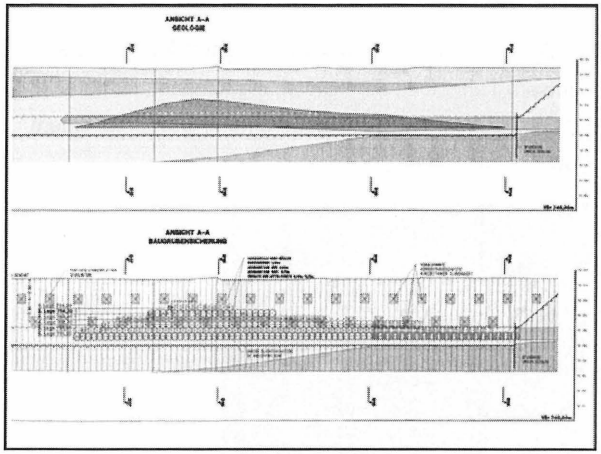


Bild 14 : Bohrausteilungsplan

Die verfahrensbedingt anfallende Rücklaufsuspension wurde unterhalb des Bohrlochmundes in Auffanggräben gesammelt und mit Schlammpumpen in betonierte Absatzbecken befördert. Durch das Landeslabor wurde laufend der Verdünnungsgrad festgestellt, das Absetzwasser wurde einer Reinigung unterzogen und der abgesetzte Feststoff auf Enddeponie gebracht.

Die Baugrube wurde mit geeignetem Material wieder aufgefüllt und die ursprüngliche Infrastruktur mit bei dieser Gelegenheit möglichen Verbesserungen wieder hergestellt.



Bild 15 : Nach Abschluss der Arbeiten

4 Zusammenfassung

Mit den vorgestellten Spezialtiefbaumethoden ist es möglich, Ölkontaminationen je nach Erfordernis und Vorgabe der Behörden zu behandeln. Die Größenordnung der Maßnahme erfordert Augenmaß, sollen doch die Kosten der Maßnahme in Relation zur drohenden Gefahr durch Kontaminationen gesetzt werden. Mit Injektion von Suspensionen auf Basis von Zement in Verbindung mit etwaigen Füllstoffen ist es möglich, auf beengtem Raum für die schadlose Fixierung eines Kontaminationsherdes im Untergrund zu sorgen. Besteht die Forderung in einer nahezu vollständigen Entfernung des fraglichen Materials aus dem Untergrund, hat sich das Soilcrete® – Düsenstrahlverfahren dadurch bewährt, dass durch den energiereichen Düsenstrahl für eine weitgehende Erosion der Schadstoffe und durch die Vermörtelung mit Zementsuspension für eine Stabilisierung der letzten Kontaminationsreste im Boden gesorgt wird. Bei beiden Verfahren ist eine präzise Planung und eine begleitende Kontrolle nötig.

Literatur

[1] Dipl.-Ing. Dr. Ulrich Stegner: Weiterführende Untersuchungen nach Feststellung einer Ölkontamination, Statusbericht zum 14.10.2002

[2] Bautechnische Versuchs- und Forschungsanstalt Salzburg: Prüfbericht Walserberg, A.Nr.: E2/111/03-01

[3] Dr. Werner Fürlinger: Sanierung Ölschaden, Zwischenbericht zur geologisch-hydrogeologischen Erkundung, Stand 30.03.2001

Dipl.-Ing. Friedrich Winkler
Keller Grundbau Ges.m.b.H
Tschamlerstr. 3/1
A-6020 Innsbruck
F.Winkler@kellergrundbau.at

Dipl.-Ing. Georg Breitsprecher
Keller Grundbau GmbH
Kaiserleistr. 44
D-63067 Offenbach
G.Breitsprecher@kellergrundbau.com

Chemische Beständigkeit von Dichtwandmassen gegenüber schadstoffhaltigen Sickerwässern

J. Dietrich; A. Märten & V. Feeser

1 Einleitung

Dichtwände werden heute überwiegend im Einphasen-Verfahren mit Hilfe werksfertiger Dichtwandbaustoffe hergestellt. Eine wesentliche Qualitätsanforderung ist die chemische Beständigkeit der erhärteten Dichtwandmasse über den Zeitraum der geplanten Lebensdauer bei gleichzeitiger Einhaltung der Festigkeits- und Durchlässigkeitskriterien. Die Auswahl geeigneter Dichtwandrezepturen ist fallspezifisch auf das vorhandene chemische Angriffspotential des jeweils in situ anstehenden Grund- bzw. Sickerwasser zu treffen. Von zentraler Bedeutung für eine optimale Abstimmung der Dichtwandrezeptur ist dabei neben den Ergebnissen der Eignungsprüfung vor allem die Kenntnis der konzentrationsabhängigen Angriffspotentiale der am häufigsten auftretenden bauchemisch relevanten Schadstoffe. Darüber hinaus ist die Kenntnis der schadstoffspezifischen Angriffsmechanismen wesentlich für die Erarbeitung möglichst widerstandsfähiger Dichtwandrezepturen im Zuge der Produktentwicklung.

Als Basis für eine erste Abschätzung des chemischen Angriffspotentials eines Grund- oder Sickerwassers gegenüber zementgebundenen Baustoffen wird i.d.R. DIN 4030, Teil 1 herangezogen [1]. Hier wird die konzentrationsabhängige Betonaggressivität der häufigsten bauchemisch relevanten Wasserinhaltsstoffe eingestuft (Tab. 1).

Inhaltsstoff	Angriffspotential		
	schwach angreifend	stark angreifend	sehr stark angreifend
Magnesium [mg Mg^{+}/l]	300-1000	>1000-3000	>3000
Sulfat [mg SO_4^{2-}/l]	200-600	>600-3000	>3000
Kalklösende Kohlensäure [mg CO_2/l]	15-40	>40-100	>100

Tabelle 1: Einstufung der Betonaggressivität von Wässern nach DIN 4030, Teil 1 [1].

Die in DIN 4030, Teil 1 [1] angegebenen Angriffspotentiale beziehen sich auf Betone auf Portlandzementbasis. Dichtwandmassen setzen sich hingegen aus einem extrem hüttensandreichen Bindemittel und einer Tonkomponente in Form eines Na- oder Ca-Bentonits zusammen.
Zur chemischen Beständigkeit, insbesondere von werksfertigen Dichtwandmassen gegenüber den wichtigsten bauchemisch relevanten Schadstoffen, liegen bisher nur vereinzelte Veröffentlichungen vor [2].

Im Rahmen der durchgeführten Versuche sollten daher folgende Fragestellungen beantwortet werden:

- Wie stark ist der chemische Angriff der wichtigen bauchemisch relevanten Schadstoffe Magnesium, Sulfat und kalklösende Kohlensäure auf Dichtwandmassen in Abhängigkeit von der Schadstoffkonzentration und wie ist der zeitliche Verlauf der Angriffsreaktion?

- Welche Angriffsmechanismen bewirken die Degeneration des schadstoff-beaufschlagten Dichtwandmaterials?

2 Material

Im Rahmen der Untersuchungen wurden 6 unterschiedliche Dichtwandrezepturen mit Feststoffgehalten zwischen 230 kg/m³ und 540 kg/m³ verwendet. Die Rezepturen enthielten zum Teil Kalksteinmehl. Als Tonkomponente wurde standardmäßig ein aktivierter Na-Bentonit eingesetzt.

3 Versuche

Die Prüfkörper wurden in unterschiedlich konzentrierten Magnesium- bzw. Sulfatlösungen sowie in kohlensäurehaltigem Wasser (100 mg CO_2/l) eingelagert. Die Bestimmung der Oberflächenaufweichung und die Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit erfolgte an Prüfkörpern, die vor der Einlagerung aus dem Schalkörper entformt worden waren. Zur Bestimmung des Prüfkörperchemismus erfolgten röntgenfluoreszenzanalytische Untersuchungen an im Schalkörper eingelagerten Prüfkörpern. Durch die Einlagerung nicht entformter Prüfkörper war eine eindimensionale Wanderung der Reaktionsfront gewährleistet.

3.1 Lagerungsversuche

Im Rahmen der Lagerungsversuche wurden 28 Tage alte zylinderförmige Prüfkörper (Höhe und Durchmesser ca. 100 mm) der jeweiligen Dichtwandrezeptur in schadstoffhaltige Lösungen eingelagert (Tab. 2). Die Lagerungsversuche mit magnesium- bzw. sulfathaltigen Lösungen wurden als Eimerlagerung durchgeführt, wobei die Lagerungslösung alle 14 Tage ausgetauscht wurde. Zur Herstellung der Magnesiumlösung wurde Magnesiumchlorid-Hexahydrat ($MgCl_2$*$6H_2O$) und zum Ansetzen der Sulfatlösung Natriumsulfat (Na_2SO_4) verwendet.
Bei den Versuchsreihen zum Angriff kalklösender Kohlensäure auf Dichtwandmassen wurden die Prüfkörper in einem Lagerungsbehälter mit einem Füllvolumen von ca. 150 l permanent von kohlensäurehaltigem Wasser umströmt (ca. 100 mg CO_2/l).

Eine Eimerlagerung war hier nicht möglich, da sonst der saure Angriff durch den basischen pH-Wert der Dichtwandmassen abgepuffert würde und somit keine konstanten Randbedingungen gewährleistet wären.
Die maximale Lagerungsdauer betrug bei allen Schadstoffen 182 Tage. Um einen allseitigen Schadstoffangriff zu ermöglichen, wurden die Prüfkörper auf entsprechende Lagerungsroste gestellt.

Die zum Teil sehr hohen Schadstoffkonzentrationen sowie der simulierte ständige Schadstoffanstrom führen zu einem extremen chemischen Angriff auf die Dichtwandmasse, der so in der Praxis nicht auftritt. Der hierdurch provozierte Zeitraffereffekt ermöglicht jedoch eine Aussage über die langfristige chemische Beständigkeit der Dichtwandmasse gegenüber in situ auftretenden Belastungen.

Schadstoff	**Konzentration**	**Untersuchte Dichtwandmasse**
Magnesium	2.000 mg Mg^{2+}/l	Rez.1 (230 kg/m³)
	1.000 mg Mg^{2+}/l	
	500 mg Mg^{2+}/l	
	250 mg Mg^{2+}/l	
	125 mg Mg^{2+}/l	
Sulfat	15.000 mg SO_4^{2-}/l	Rez. 1 (230 kg/m³) Rez. 4 (540 kg/m³)
	7.500 mg SO_4^{2-}/l	
Kalklösende Kohlensäure	100 mg CO_2/l	Rez. 1 (230 kg/m³) Rez. 2 (250 kg/m³) Rez. 3 (400 kg/m³) Rez. 4 (540 kg/m³) Rez. 5 (250 kg/m³; +Kalk) Rez. 6 (250 kg/m³; ++Kalk)
Anmerkung: +Kalk = Kalksteinmehlanteil; ++Kalk = hoher Kalksteinmehlanteil		

Tabelle 2: Versuchsmatrix.

3.2 Bestimmung der Oberflächenaufweichung

Zur Ermittlung der Aufweichung der Probenoberfläche wurde bis zu einer Lagerungsdauer von 84 Tagen im 14-tägigen Rhythmus und anschließend bis zu einer Lagerungsdauer von 182 Tagen im 28-tägigen Rhythmus die Nadeleindringtiefe mit Hilfe eines modifizierten Vicat-Gerätes bestimmt. Hierbei wurde an jeweils fünf Punkten der Probenstirnseite die Eindringtiefe ermittelt. Die ausgewählten Messpunkte lagen dabei mindestens 2,5 cm vom Probenrand entfernt. Gemäß DIN EN 196, Teil 3 betrug der Durchmesser der verwendeten Vicat-Nadel 1 mm, das Auflagegewicht 300 g ± 1g.

3.3 Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit

Im Rahmen der durchgeführten Versuchsserien wurde der Einfluss der verwendeten Schadstofflösungen auf die einaxiale Druckfestigkeit von eingelagerten Prüfkörpern nach 0 Tagen (Nullprobe) sowie 28, 56, 98 und 182 Tagen Lagerungsdauer bestimmt.

Prüfkörperpräparation

Zeigten die Proben Oberflächenaufweichungen, so wurde die aufgeweichte Schicht im Bereich der Prüfkörperstirnflächen mittels einer halbautomatischen Fräse der Fa. Schindler (Typ: SKF 849B) abgetragen. Als Richtlinie für die Mächtigkeit der zu entfernenden Schicht diente die an Vergleichsproben ermittelte Eindringtiefe der Vicat-Nadel. Zusätzlich wurde visuell kontrolliert, ob durch den an den Stirnflächen vorgenommenen Abtrag bereits der noch nicht angegriffene Probenkern freigelegt werden konnte. Aufweichungsschichten im Bereich der Mantelflächen wurden nicht bearbeitet.

Durch den Versuchsaufbau des Lagerungsversuches ist ein allseitiger Kontakt des Lagerungsmediums mit den Proben gewährleistet. Demzufolge kann im Fall eines lösenden Schadstoffangriffes davon ausgegangen werden, dass die Aufweichungsschicht im Bereich der Mantelflächen und der Prüfkörperstirnflächen näherungsweise die gleiche Mächtigkeit aufweist.

Wird die Aufweichungsschicht an den Stirnflächen abgetragen, um eine optimale Krafteinleitung in den Prüfkörper zu gewährleisten, so verringert sich die Prüfkörperhöhe im Vergleich zur Nullprobe (Höhe Nullprobe ca. 100 mm).

Das Höhe/Durchmesser-Verhältnis des nicht aufgeweichten Probenkerns ist jedoch in allen Fällen näherungsweise 1 und entspricht damit dem der Nullprobe.
Im Rahmen von Vorversuchen wurde an Prüfkörpern mit den Abmessungen 100x100 mm, 90x90 mm, 70x70 mm, 60x60 mm und 50x50 mm (jeweils Rezeptur 1) nachgewiesen, dass die einaxiale Druckfestigkeit von einer Änderung der Prüfkörperabmessungen nicht beeinflusst wird, wenn das h/d-Verhältnis konstant bleibt.

Versuchsdurchführung

Die Durchführung der einaxialen Druckversuche erfolgte in Anlehnung an DIN 18136 und an die GDA-Empfehlungen.
Bei den Vorversuchen kam eine Universalprüfpresse der Fa. UTS (Typ 80 So) mit einem elektro-mechanischen Spindeltrieb und einer extrem hohen Steifigkeit von $1{,}2*10^8$ N/m zum Einsatz. Die verwendete Prüfpresse besitzt planparallele und kippgesicherte Druckplatten mit polierter Oberfläche. Die Messwertaufnahme der axialen Prüfkraft erfolgt elektrisch mittels Wägezelle (Fa. HMB) vom Typ C2-1t mit einer Genauigkeit von ± 1 kg bzw. vom Typ C2AD1 mit einer Genauigkeit von ± 10 kg. Zur Höhenmessung des Prüfkörpers dient ein induktiver Wegaufnehmer der Fa. HBM (Typ W5K). Die Genauigkeit der Höhenmessung beträgt ± 0,005 mm.
Im Rahmen der einaxialen Druckversuche an den Prüfkörpern aus den Lagerungsversuchen kam eine Universalprüfmaschine der Fa. WALTER+BAI, Typ BP 100 zum Einsatz, die aufgrund ihrer Bauart auch im Grenzlastbereich von 100 kN nur geringe Eigenverformungen aufweist. Die Prüfmaschine besitzt eine servo-hydraulische Regelung. Der Druckstempel ist in einer Kalotte beweglich gelagert. Die im Druckstempel integrierte Kraftmessdose entspricht Klasse 1 nach DIN 51227. Als Wegaufnehmer wurde ein induktiver Wegaufnehmer vom Typ TRS 100-A 502 (Auflösung 0,01 mm) verwendet.
In beiden Versuchsreihen wurde eine Vorschubgeschwindigkeit von 0,2 mm/min gewählt. Um eine möglichst geringe Endflächenreibung und damit eine homogene einaxiale Druckbeaufschlagung zu erreichen, wurde auf die Druckplatten der Prüfpressen eine Schmierschicht (Ölschmierung bzw. Schmiermittel auf Silikonbasis) aufgebracht.
Vor Beginn der Versuche erfolgte die Bestimmung der Probendichte durch Auswiegen und Ausmessen. Zur Bestimmung des Wassergehaltes wurde, nach Versuchsende, der gesamte zerstörte Prüfkörper bis zur Gewichtskonstanz getrocknet.

3.4 Röntgenfluoreszenzanalytische Untersuchungen

Die Auswirkungen des Angriffes der Schadstofflösungen auf die chemische Zusammensetzung der Dichtwandmassen wurden mit Hilfe der Röntgenfluoreszenzanalyse ermittelt. Untersucht wurde jeweils der Lösungsansatz mit der höchsten Schadstoffkonzentration. Nach 28, 56, 98, 135 und 182 Tagen Lagerungsdauer wurden die im Schalkörper eingelagerten Prüfkörper entformt und anschließend ausgehend von der Stirnseite, die dem Angriff ausgesetzt war, 5 Scheiben von 1 cm Dicke abgetragen, bei 105°C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet und gemörsert. Der Chemismus der so zonierten Teilproben wurde dann durch RF-Analysen bestimmt. Auf der Basis dieser Daten wurde dann ein chemisches Profil erstellt, das die Verteilung der Elemente Calcium, Silizium und Magnesium über die Probentiefe in Abhängigkeit von der Lagerungsdauer wiedergibt.

4 Ergebnisse

4.1 Mineralogischer Aufbau des erhärteten Dichtwandkörpers

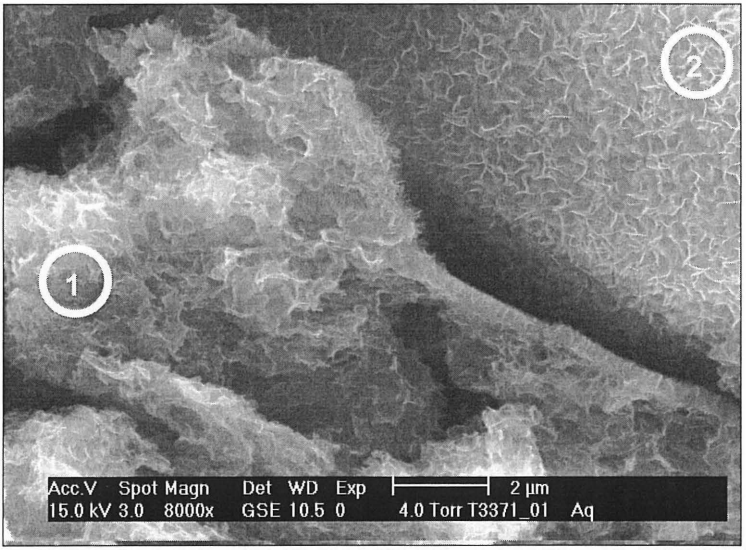


Abb.1: Elektronenmikroskopische Aufnahme (ESEM) der erhärteten Dichtwandmasse. Rezeptur 1 (230 kg/m^3). Bereich 1: Tonmineralaggregat; Bereich 2: Bindemittelkorn mit CSH-Phasen.

Der mineralogische Aufbau der erhärteten Dichtwandmassen wurde mit Hilfe von elektronenmikroskopischen Untersuchungen bestimmt. Das dabei verwendete ESEM-Verfahren (**E**nvironmental **S**canning **E**lectron **M**icroscope) bietet den Vorteil, dass Baustoffe in Feuchtatmosphäre und ohne elektrisch leitenden Überzug untersucht werden können. Daher ist es möglich auch filigrane Kristallstrukturen sozusagen „in situ" zu beobachten. In Abbildung 1 ist eine entsprechende ESEM-Aufnahme einer erhärteten Dichtwandmasse der Rezeptur 1 (230 kg/m³; Na-Bentonit) dargestellt. Im mit 1 gekennzeichneten Bereich sind folienförmige Tonkristalle (Montmorillonit) zu erkennen. Über diese Tonkomponente der Dichtwandrezeptur werden die rheologischen Eigenschaften der frischen Suspension gesteuert. Im erhärteten Zustand ist der Tonanteil wesentlich, um die Durchlässigkeit der Masse zu minimieren. Im mit 2 gekennzeichneten Bereich ist ein Bindemittelkorn zu sehen, auf dem sich im Zuge der Bindemittelhydratation faserförmige Calciumsilicathydrate (CSH-Phasen) gebildet haben. Mit fortschreitender Hydratation kommt es durch die Entstehung der CSH-Phasen zu einer zunehmenden Überbrückung und schließlich Auffüllung der Porenräume und somit zu einer kontinuierlichen Festigkeitszunahme. Die Stabilität der CSH-Phasen ist allerdings nur im stark basischen Milieu (pH > 11) gewährleistet.

4.1 Magnesiumangriff

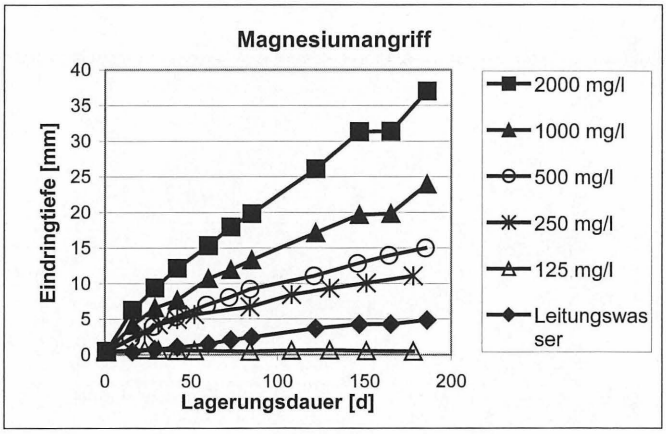


Abb. 2: Eindringtiefe als Funktion der Lagerungsdauer bei unterschiedlichen Magnesiumkonzentrationen. Dichtwandmasse Rezeptur 1 (230 kg/m³).

Die Eindringtiefe der Vicat-Nadel in Abhängigkeit von der Lagerungsdauer bei unterschiedlich hohen Magnesiumkonzentrationen zeigt Abbildung 2.
Bei einer Magnesiumkonzentration von 125 mg/l konnte keine Änderung der Eindringtiefe festgestellt werden. Für alle Konzentrationsstufen ab 250 mg/l ist eine Erhöhung der Eindringtiefe mit zunehmender Lagerungsdauer festzustellen. Darüber hinaus steigt die Eindringtiefe bei gegebener Lagerungsdauer mit zunehmender Schadstoffkonzentration an.

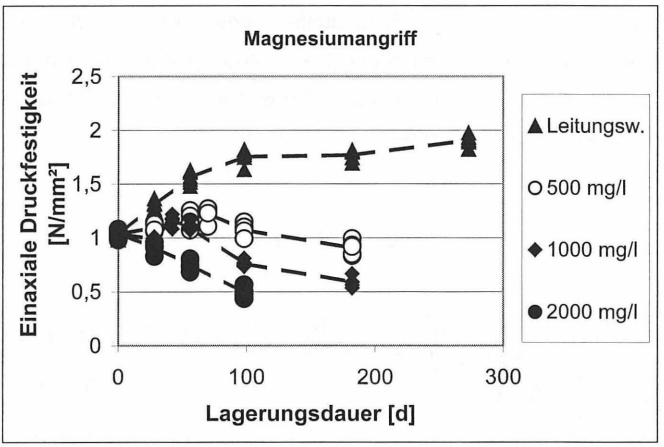


Abb. 3: Einaxiale Druckfestigkeit als Funktion der Lagerungsdauer bei unterschiedlichen Magnesiumkonzentrationen. Dichtwandmasse Rezeptur 1 (230 kg/m³).

In Abbildung 3 ist die einaxiale Druckfestigkeit der Prüfkörper (Rezeptur 1; 230 kg/m³) für eine Lagerung unter Leitungswasser sowie bei unterschiedlichen Mg^{2+}-Konzentrationen in Abhängigkeit von der Lagerungsdauer aufgetragen. Im Fall der unter Leitungswasser gelagerten Nullprobe nimmt die Druckfestigkeit in den ersten ca. 100 Tagen des Lagerungsversuches stark zu. Anschließend erfolgt eine kontinuierliche, jedoch deutlich langsamere Nachhärtung. Bei Schadstoffkonzentrationen von 500 mg Mg^{2+}/l bzw. 1.000 mg Mg^{2+}/l ist in den ersten 70 bzw. 56 Tagen des Lagerungsversuches eine im Vergleich zur Nullprobe deutlich verringerte Festigkeitszunahme zu beobachten. Anschließend erfolgt in beiden Fällen eine sukzessive Abnahme der einaxialen Druckfestigkeit. Bei einer Schadstoffkonzentration von 2.000 mg Mg^{2+}/l kommt es von Anfang an zu einer Abnahme der einaxialen Druckfestigkeit.

Generell nimmt der Festigkeitsverlust mit steigender Schadstoffkonzentration zu. Setzt man die im Rahmen der Vicat-Versuche ermittelten Nadeleindringtiefen mit der Mächtigkeit der durch den chemischen Angriff entfestigten Zone gleich, kann die Geometrie des Prüfkörperkernes errechnet werden, der noch nicht entfestigt sein sollte. Ist die mechanische Stabilität des Prüfkörperkernes noch nicht beeinträchtigt, so entspricht die einaxiale Druckfestigkeit des Kernes der der Nullprobe. Überprüft werden kann dies, indem die im Rahmen des einaxialen Druckversuches gemessene Kraft auf die errechnete Stirnfläche des Prüfkörperkerns bezogen wird. In Abbildung 4 wurde diese einaxiale Kerndruckfestigkeit für verschiedene Schadstoffkonzentrationen in Abhängigkeit von der Lagerungsdauer aufgetragen. Bei allen drei Konzentrationsstufen (500 mg Mg^{2+}/l; 1.000 mg Mg^{2+}/l und 2.000 mg Mg^{2+}/l) ist eine gute Übereinstimmung der Kerndruckfestigkeiten mit den Druckfestigkeiten der Nullprobe zu beobachten.

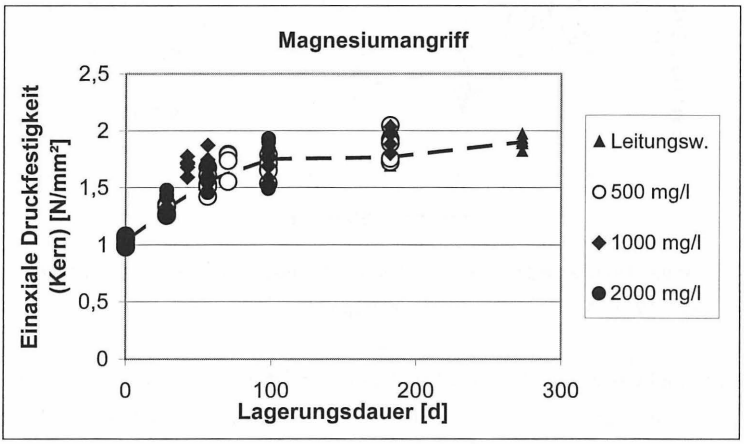


Abb. 4: Einaxiale Druckfestigkeit des Prüfkörperkernes als Funktion der Lagerungsdauer bei unterschiedlichen Magnesiumkonzentrationen. Dichtwandmasse Rezeptur 1 (230 kg/m³).

Das Ergebnis der RFA-Untersuchungen zeigt, dass der Calciumgehalt bis in eine Tiefe von 1 cm bereits nach 28 Tagen deutlich abnimmt. Ab einer Lagerungsdauer von 56 Tagen sinkt auch der Calciumgehalt im Tiefenbereich bis 2 cm (Abb. 5).
Der Siliziumgehalt der unter Magnesiumlösung gelagerten Proben entspricht über die gesamte Lagerungsdauer in etwa dem der in Leitungswasser gelagerten Prüfkörper.

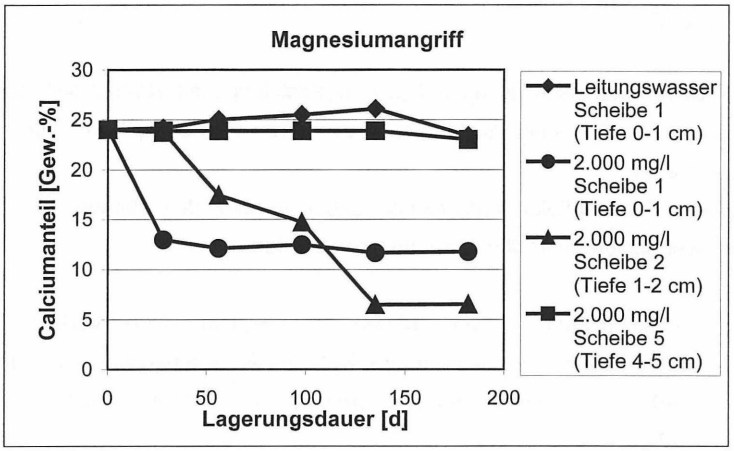


Abb. 5: Calciumgehalt in unterschiedlichen Tiefenniveaus als Funktion der Lagerungsdauer. Dichtwandmasse Rezeptur 1 (230 kg/m³).

Eine Zunahme des Magnesiumgehaltes ist im Tiefenbereich bis 1 cm bereits nach einer Lagerungsdauer von 28 Tagen und im Tiefenbereich bis 2 cm nach einer Lagerungsdauer von 56 Tagen zu beobachten (Abb. 6).

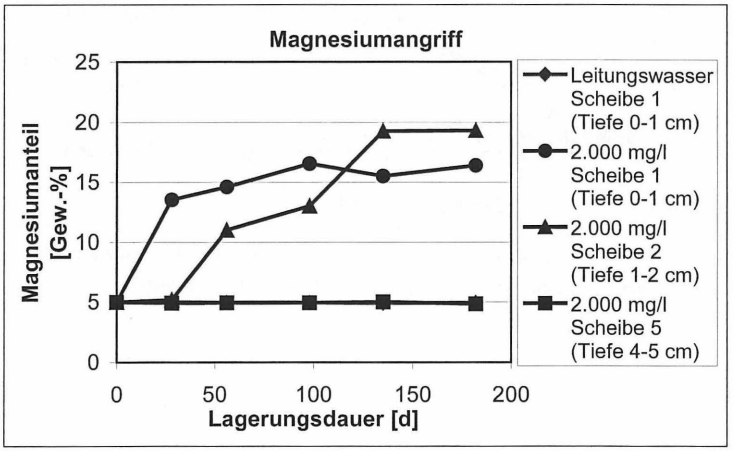


Abb. 6: Magnesiumgehalt in unterschiedlichen Tiefenniveaus als Funktion der Lagerungsdauer. Dichtwandmasse Rezeptur 1 (230 kg/m³).

4.2 Sulfatangriff

Im Fall der Dichtwandmasse Rezeptur 1 (230 kg Feststoffgehalt; Na-Bentonit) stiegen die Nadeleindringtiefen bei einer Sulfatkonzentration von 7.500 mg/l mit zunehmender Lagerungsdauer an.
Die ermittelten Eindringtiefen entsprachen dabei in etwa den Werten, die an unter Leitungswasser gelagerten Prüfkörpern bestimmt wurden.

Bei einer Sulfatkonzentration von 15.000 mg/l konnte keine Veränderung der Nadeleindringtiefen festgestellt werden. Im Fall der feststoffreichen Dichtwandmasse Rezeptur 4 (540 kg; Na-Bentonit) waren überhaupt keine nennenswerten Eindringtiefen messbar (Abb. 7).

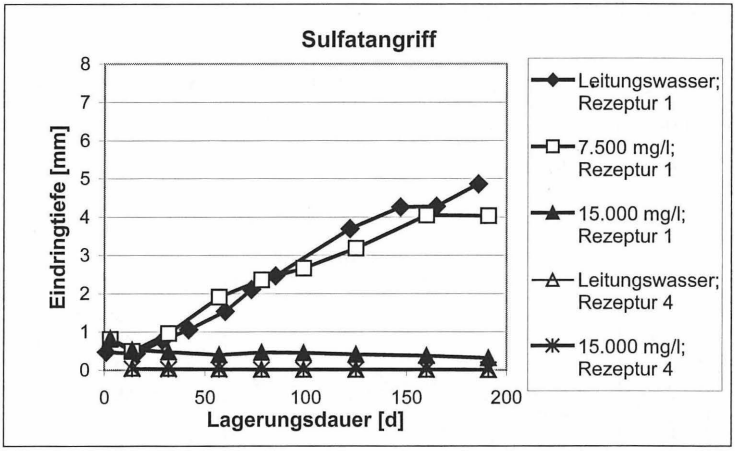


Abb. 7: Eindringtiefe als Funktion der Lagerungsdauer bei unterschiedlichen Sulfatkonzentrationen. Dichtwandmassen Rezeptur 1 (230 kg/m³) und 4 (540 kg/m³).

4.2 Angriff kalklösender Kohlensäure

Im Rahmen der Versuche zum Angriff kalklösender Kohlensäure auf Dichtwandmassen wurde untersucht, wie sich Rezepturmodifikationen auf die chemische Beständigkeit von Dichtwandmassen auswirken. Die Kohlensäurekonzentration betrug in allen Versuchen ca. 100 mg CO_2/l.

In einer ersten Versuchsserie wurde dabei geprüft, ob die Resistenz gegen einen kohlensauren Angriff durch den Einsatz von Kalksteinmehl in der Dichtwandrezeptur erhöht werden kann.

In Abbildung 8 ist die Eindringtiefe der Vicat-Nadel in Abhängigkeit von der Lagerungsdauer für kalkfreie und kalkhaltige Rezepturen mit einem Feststoffgehalt von 250 kg/m³ aufgetragen.

Wie die aufgetragenen Messwerte zeigen, weist die Rezeptur ohne Kalkanteil (Rezeptur 2; 250 kg/m³) vergleichsweise geringe Nadeleindringtiefen auf. Mit steigendem Kalkgehalt der Dichtwandmasse ist eine signifikante Zunahme der Nadeleindringtiefen zu beobachten (Rezeptur 5; geringer Kalkanteil; Rezeptur 6; hoher Kalkanteil; jeweils 250 kg/m³ Feststoffgehalt).

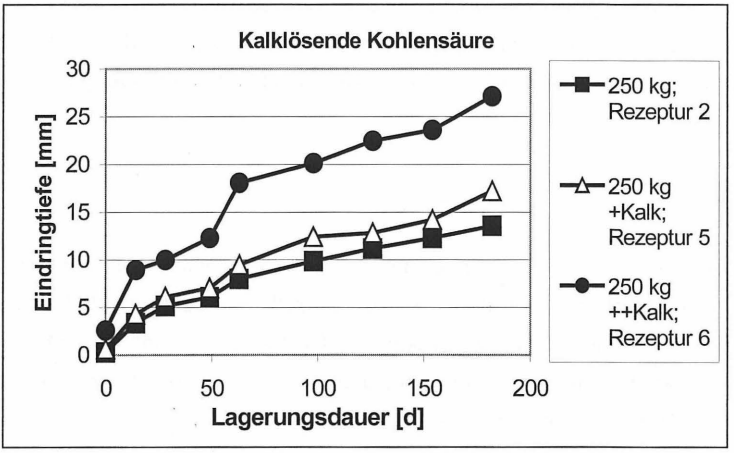


Abb. 8: Eindringtiefe als Funktion der Lagerungsdauer bei Dichtwandrezepturen mit unterschiedlichen Kalkgehalten. Konzentration kalklösende Kohlensäure 100 mg CO_2/l.

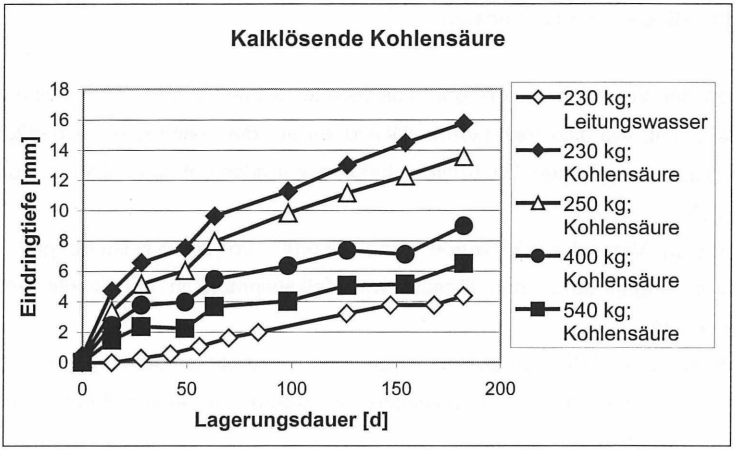


Abb. 9: Eindringtiefe als Funktion der Lagerungsdauer bei Dichtwandrezepturen mit unterschiedlichen Feststoffgehalten. Konzentration kalklösende Kohlensäure 100 mg CO_2/l.

Um den Einfluss des Feststoffgehaltes auf die chemische Beständigkeit von Dichtwandmassen zu untersuchen, wurden Dichtwandrezepturen mit Feststoffgehalten von 230 kg/m³, 250 kg/m³, 400 kg/m³ und 540 kg/m³ in kohlensäure-haltigem Wasser eingelagert (ca. 100 mg CO_2/l). Alle Massen enthielten als Tonkomponente Na-Bentonit.
Wie aus Abbildung 9 zu ersehen ist, ergibt sich bei einer Erhöhung des Feststoffgehaltes eine deutliche Zunahme der Beständigkeit gegen einen kohlensauren Angriff.

5 Diskussion

Die Messungen der Nadeleindringtiefen erbrachten, dass bei den gegebenen Versuchsbedingungen ab einer Magnesiumkonzentration von 250 mg/l bei zunehmender Lagerungsdauer mit einer fortschreitenden Oberflächenaufweichung zu rechnen ist. Die Nadeleindringtiefen lagen dabei signifikant über den Werten, die an in Leitungswasser gelagerten Prüfkörpern ermittelt wurden.

Auch bei den in Leitungswasser gelagerten Prüfkörpern ist mit zunehmender Lagerungsdauer ein Anstieg der Nadeleindringtiefen zu beobachten. Dies kann auf eine geringfügige Oberflächenaufweichung durch Carbonatisierungseffekte zurückgeführt werden.

Der lösende Charakter des Magnesiumangriffes zeigt sich auch an den Daten aus der RFA-Analyse.

Hier konnte ein massiver Austrag von Calcium aus dem Prüfkörper nachgewiesen werden. Im Kontext mit den über den gesamten Lagerungszeitraum stabilen Siliziumgehalten und dem Anstieg der Magnesiumanteile ist folgender Angriffmechanismus anzunehmen: Aufgrund des extrem geringen Löslichkeitsproduktes von Magnesiumhydroxid $Mg(OH)_2$ (L = $1*10^{-12}$ mol^3/l^3) kommt es zur Überführung des in der Dichtwandmasse enthaltenen Calciumhydroxids in leicht lösliches Calciumchlorid, welches aus der Probe ausgetragen wird (Gl. 1).

$$MgCl_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow Mg(OH)_2\downarrow + CaCl_2 \qquad (1)$$

Die Fällung des Magnesiumhydroxids führt zu einer Verringerung des pH-Wertes und es kommt zu einer Destabilisierung der festigkeitsbildenden CSH-Phasen (Calciumsilikathydrate). Die Calciumkomponente der CSH-Phasen wird abgeführt, lediglich schwer lösliches Silicagel bleibt zurück. Durch diesen Prozess erfolgt eine fortschreitende Entfestigung der Dichtwandmasse. Im Fall von Beton wird in der Literatur zudem ein sukzessive Austausch der Calciumkomponente der CSH-Phasen durch Magnesiumionen diskutiert [4]. Die angegebene Austauschreaktion führt zur Bildung von Magnesiumsilikathydraten, die nicht zur Festigkeit der Dichtwandmasse beitragen. Dass die hohen in den Proben nachgewiesenen Magnesiumgehalte lediglich Bestandteil von Resten des Lagerungssalzes ($MgCl_2$) sind, ist unwahrscheinlich, da die entsprechenden Chloridgehalte hierfür deutlich zu gering ausfallen.

Bei Magnesiumkonzentrationen von 125 mg/l scheint der Magnesiumgehalt der Lösung nicht auszureichen, um den pH-Wert soweit abzusenken, dass die CSH-Phasen destabilisiert werden. Der sich bildende $Mg(OH)_2$-Niederschlag wirkt dann wie eine Passivierungsschicht und behindert die fortschreitende Carbonatisierung der oberflächennahen Bereiche.

Unter den gegebenen Versuchsbedingungen führt dies bei 125 mg Mg^{2+}/l zu Nadeleindringtiefen, die unter denen der leitungswassergelagerten Prüfkörper liegen.
Für Magnesiumkonzentrationen ab 250 mg/l kommt es zu einem lösenden Angriff. Die Geschwindigkeit, mit der sich die Reaktionsfront durch den Probekörper bewegt, nimmt dabei mit steigender Schadstoffkonzentration zu.
Die Prüfkörper, die einem lösenden Magnesiumangriff ausgesetzt sind, bestehen also aus einer äußeren entfestigten Schicht und einem noch tragfähigen Prüfkörperkern. Die degenerierte Schicht trägt dabei nichts zur mechanischen Stabilität des Prüfkörpers bei. Eine Zunahme der Schadstoffkonzentration führt zu einem beschleunigten Aufweichungsfortschritt. Daher wird die einaxiale Druckfestigkeit der Prüfkörper umso stärker beeinträchtigt, je höher die Magnesiumkonzentration der Lagerungslösung ist.
Aus den im Rahmen der Vicat-Versuche ermittelten Nadeleindringtiefen können die Abmessungen des noch intakten Prüfkörperkernes errechnet werden. Die einaxiale Druckfestigkeit dieses Kernes entspricht der eines unter Leitungswasser gelagerten Prüfkörpers.
Die Vicat-Versuche ermöglichen demnach auch eine Aussage darüber, welcher Anteil des untersuchten Prüfkörpers hinsichtlich der einaxialen Druckfestigkeit noch unbeeinflusst ist.

Im Fall der Dichtwandmassen, die Sulfatlösungen ausgesetzt wurden, konnten während des Versuchszeitraumes auch bei extrem hohen Sulfatkonzentrationen keinerlei Hinweise auf eine Entfestigung der Dichtwandmasse gefunden werden.
Bei einer schädigenden Sulfatwirkung auf Betone reagieren die Sulfate mit der Calciumaluminatphase (C_3A) des Portlandzementklinkers zu voluminösen Ettringitkristallen ($CaO*Al_2O_3*3CaSO_4*32H_2O$).
Hieraus können erhebliche Treiberscheinungen resultieren, die bis zum vollständigen Zerfall des Zementsteines führen.
Wie die Ergebnisse aus röntgendiffraktometrischen Untersuchungen zeigen, kommt es auch im Fall von Dichtwandmassen bei einem Kontakt mit sulfathaltigen Lösungen zu einer verstärkten Ettringitbildung.
Aufgrund der geforderten langen Verarbeitungszeiten werden in Dichtwandmassen jedoch Spezialbindemittel mit sehr hohen Hüttensandanteilen eingesetzt.

Aus dem resultierenden geringen C_3A-Anteil ergibt sich eine hohe Beständigkeit gegen einen Sulfatangriff.

Zwar ist auch bei hochsulfatbeständigen Zementen (HS-Zementen) ein Sulfattreiben generell nicht ausgeschlossen [5], im Fall der Dichtwandmassen dürfte aber neben dem geringen C_3A-Gehalt die geringe Durchlässigkeit der Masse gegenüber dem umgebenden Lagerungswasser sowie die geringen Festigkeiten zusätzlich von Vorteil sein.

Bisher war fraglich, ob feststoffreiche Dichtwandmassen aufgrund des in Bezug auf den Porenraum dichteren Gefüges empfindlich auf eine eventuelle Ettringitbildung durch einen Sulfatangriff reagieren.

Die der Untersuchungen an einer extrem feststoffreichen Dichtwandmasse erbrachten jedoch ebenfalls keine Hinweise auf einen schädigenden Sulfatangriff.

Unter den vorliegenden Versuchsbedingungen ist also unabhängig vom Feststoffgehalt keine Entfestigung der Dichtwandmasse durch Sulfateinwirkung feststellbar.

Im Fall eines kohlensauren Angriffes (ca. 100 mg CO_2/l) nimmt die chemische Beständigkeit der Dichtwandmasse mit zunehmenden Kalkanteil ab. Dieser Effekt kann damit erklärt werden, dass der pH-Wert des Systems durch die Kalkzugabe nur auf einem schwach basischen pH-Niveau stabilisiert wird. Eine Destabilisierung der CSH-Phasen kann somit durch die Kalkzugabe nicht verhindert werden.

Dichtwandmassen ohne Kalksteinmehl weisen demgegenüber einen höheren Bindemittelanteil und damit ein in Bezug auf den Porenraum dichteres Gefüge auf. Daher führt ein sehr hoher Kalkanteil sogar zu einer deutlichen Verringerung der Beständigkeit.

Durch eine Erhöhung des Feststoffgehaltes der Dichtwandrezeptur kann hingegen ein deutlicher Anstieg der Schadstoffresistenz erreicht werden.

6 Zusammenfassung

Eine wesentliche Qualitätsanforderung an ausgehärtete Dichtwandmassen ist die Beständigkeit gegen chemische Angriffe über den Zeitraum der geplanten Lebensdauer. Um die Dichtwandrezeptur auf das Angriffspotential des jeweils vor Ort anstehenden Grund- oder Sickerwassers optimal abstimmen zu können, ist neben den Ergebnissen der Eignungsprüfung vor allem die Kenntnis der konzentrationsabhängigen Angriffspotentiale der am häufigsten auftretenden bauchemisch relevanten Schadstoffe von zentraler Bedeutung.

Für eine erste Abschätzung des Angriffspotentials von Wässern wird in der Regel die auf Betonangriff ausgelegte DIN 4030 Teil 1 herangezogen. Da sich Dichtwandmassen in ihrem stofflichen Aufbau grundlegend von dem eines Betons unterscheiden, wurden Lagerungsversuche zur Bestimmung der konzentrationsabhängigen Angriffspotentiale sowie der Angriffsmechanismen der wichtigsten bauchemischen Schadstoffe (Magnesium, Sulfat und kalklösende Kohlensäure) durchgeführt. Zudem wurde geprüft, inwieweit die Schadstoffresistenz der Dichtwandmasse durch eine Variation der Dichtwandrezeptur erreicht werden kann.
Die Ergebnisse zeigen, dass ab einer Magnesiumkonzentration von etwa 250 mg/l mit einem signifikanten chemischen Angriff auf Einphasen-Dichtwandmassen zu rechnen ist. Ursache für die Entfestigung der Masse ist die Absenkung des pH-Wertes im Porenwasser durch eine massive Ausfällung von Magnesiumhydroxid.
Die Geschwindigkeit, mit der die Tiefe der Aufweichungsschicht anwächst, steigt mit zunehmender Magnesiumkonzentration an. Dieser Zusammenhang konnte auch durch die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche bestätigt werden. Die Eindringtiefe der Vicat-Nadel gibt dabei in guter Näherung die Grenze zwischen der Aufweichungszone und dem noch völlig unbeeinflussten Prüfkörperkern an.

Bei einem Sulfatangriff, konnte selbst bei Sulfatkonzentrationen von bis zu 15.000 mg/l, keine schädigende Wirkung festgestellt werden. Dies wird auf den geringen C_3A-Gehalt sowie die geringen Wasserdurchlässigkeiten von Einphasen-Dichtwandmassen zurückgeführt. Im Fall des Angriffes kalklösender Kohlensäure konnte durch eine Erhöhung des Feststoffgehaltes eine deutliche Erhöhung der chemischen Beständigkeit der Masse erreicht werden, während eine Zugabe von Kalksteinmehl keine Zunahme der Beständigkeit bewirkt.

Literatur

[1] DIN 4030, Teil 1 (1991): Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase – Grundlagen und Grenzwerte.

[2] Wienberg, R. & Khorasani, R. (1995): Beständigkeit von Dichtwandmassen für die Altlasteneinkapselung gegen kalklösende Kohlensäure.- Altslasten-Spektrum, **4**: 192-198.

[3] DIN EN 196, Teil 3 (1990): Prüfverfahren für Zement – Bestimmung der Erstarrungszeiten und der Raumbeständigkeit.

[4] Metha, P.K. & Monteiro, P.J.M. (1997): Concrete – Microstructure, Properties, and Materials: 113-177, Indian Concrete Institute.

[5] Eglinton, M. (1998): Resistance of Concrete to Destructive Agencies. In: Hewlett, P.C.: Lea´s Chemistry of Cement and Concrete, 4. Aufl.: 299-340, London, Sydney, Auckland (Arnold).

Anschriften der Autoren:

Jörg Dietrich
Anneliese Baustoffe
für Umwelt und Tiefbau GmbH
Neubeckumer Str. 92
59320 Ennigerloh
joerg.dietrich@azag.de
www.azbut.de

Dr. Andreas Märten
Anneliese Baustoffe
für Umwelt und Tiefbau GmbH
Neubeckumer Str. 92
59320 Ennigerloh
andreas.maerten@azag.de
www.azbut.de

Prof. Dr. Volker Feeser
Universität Kiel
Institut für Geowissenschaften
Fachgebiet Ingenieurgeologie / Geotechnik
Hermann-Rodewald-Str. 9
24118 Kiel
vf.gpi@uni-kiel.de
www.ifg.uni-kiel.de

Dichtwand-Fertigmischungen – Eine „Black Box“?

Dr. Andreas Märten, ANNELIESE Baustoffe für Umwelt und Tiefbau GmbH & Co. KG

Seit etwa 20 Jahren sind Dichtwand-Fertigmischungen bei der Herstellung von Schlitzwänden im Einsatz. Dieser Beitrag soll einen Einblick in die Zusammensetzung, die Produktion und die Maßnahmen zur Qualitätssicherung sowohl auf der Rohstoff- als auch auf der Produktseite geben.

Einsatzstoffe

Dichtwand-Fertigmischungen bestehen aus den folgenden Komponenten:

- Zement
- Hüttensandmehl
- Bentonit
- ggf. Zusatzstoffe
- ggf. Zusatzmittel

Zement und Hüttensand sind als Bindemittelsystem für die Erhärtung der Dichtwandmasse verantwortlich. Dabei fungiert der Zement als Anreger des Hüttensandes. Bei dem im Vergleich zum Beton extrem hohen Wasser-Feststoff-Verhältnis in Dichtwand-Suspensionen kommt der Qualität der Bindemittelkomponente und deren Abstimmung aufeinander eine entscheidende Bedeutung zu. Tabelle 1 zeigt die Festigkeitsentwicklung und den Durchlässigkeitsbeiwert einer Dichtwandmasse mit 200 kg Feststoff pro m³ bei Einsatz unterschiedlicher Hüttensandqualitäten.

Tabelle 1: Festigkeitsentwicklung und Durchlässigkeitsbeiwert einer Dichtwandmasse mit unterschiedlichen Hüttensanden

	Druckfestigkeit bei 20 °C nach			k_f-Wert bei 10°C (i=30) nach
	7 Tagen	14 Tagen	28 Tagen	28 Tagen
Hüttensand 1	0,1	0,2	0,6	$1,9 \times 10^{-9}$
Hüttensand 2	0,4	0,8	1,2	$4,5 \times 10^{-11}$

Das hydraulische Potential eines Hüttensandes entscheidet über die erreichbaren Festigkeiten sowohl zu frühen Zeitpunkten, insbesondere bei niedrigen Suspensionstemperaturen, als auch über die Endfestigkeit der Dichtwand. Die Fähigkeit des Hüttensandes zur Ausbildung eines dichten Gefüges durch die Hydratationsreaktionen ist ebenso entscheidend für den Durchlässigkeitsbeiwert. Es besteht ein enger Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Dichtigkeit des Materials.

Für den sehr frühen Erhärtungsverlauf ist die Abstimmung von Anreger (Zement) und Hüttensand von entscheidender Bedeutung. Einerseits ist eine ausreichende Verarbeitungszeit der Suspension sicherzustellen, andererseits ist nach Ende des Aushubes ein möglichst schnelles Erreichen einer Standfestigkeit für einen zügigen Baufortschritt wichtig. Um sich auf diesem „schmalen Grad" zielsicher zu bewegen, ist eine zeitnahe Überwachung der Rohstoffeigenschaften und, insbesondere in Anbetracht wechselnder Temperaturverhältnisse, eine praxisnahe Abstimmung der Rezeptur erforderlich.

Der Bentonit sorgt im Wesentlichen für die rheologischen Eigenschaften der Suspension wie gute Fließfähigkeit, Fließgrenze, niedrige Filtratwasserabgabe und niedriges Absetzmaß. Hier sind überwiegend zementstabile Natrium-Bentonite im Einsatz. Durch die Auswahl geeigneter Rohstoffe sowie gezielter Verarbeitungsschritte beim Hersteller entstehen Produkte, deren hohe Wasserspeicherkapazität auch bei Anwesenheit großer Mengen von Calcium-Ionen aus dem Zement dauerhaft gewährleistet ist.

Neben diesen Hauptkomponenten können verschiedene weitere Zusatzstoffe zum Einsatz kommen. Spezielle Anforderungen wie hohe Suspensionsdichte bei niedrigen Festigkeiten erfordern individuelle Lösungen, wobei umfangreiche Erfahrungen und ein erhebliches Repertoire an geeigneten Materialien zur Verfügung stehen.

In aller Regel sind Zusatzmittel, insbesondere auf organischer Basis, in den Rezepturen nicht enthalten. In Einzelfällen kann ein Einsatz von Zusätzen zur Steuerung von Verarbeitungszeit, Suspensionsstabilität oder Erhärtungsverlauf aber notwendig sein. Auch hierzu liegen mittlerweile umfangreiche Untersuchungen vor.

Eignungsprüfungen

Die Dichtwandsuspension ebenso wie die erhärtete Dichtwand werden in der Phase der Herstellung bzw. der späteren Nutzung der Wand von einer Vielzahl von Parametern beeinflusst, die je nach Projekt extrem unterschiedlich sein können.

Die Verwendung von Brunnenwasser als Anmachwasser und das Auftreten erhärtungsverzögernder oder –beschleunigender Stoffe im Boden sind nur zwei der wichtigsten Parameter, die entscheidenden Einfluss auf die Rezeptierung einer geeigneten Dichtwand-Fertigmischung haben. Die letztendliche Eignung eines Produktes für den Einsatz wird, vor allem im Bereich der Altlastensanierung, in der Regel durch entsprechende Eignungsuntersuchungen in unabhängigen Ingenieurbüros durchgeführt. Die Durchführung solcher Untersuchungen ist prinzipiell in den GDA-Empfehlungen und in Scholz et. al (2003) beschrieben.

Im Vorfeld dieser umfangreichen Untersuchungen werden sinnvoller Weise in enger Abstimmung mit Bauherrn, Planer und ggf. Bauausführenden Voruntersuchungen in den Herstellerlabors durchgeführt. In Abhängigkeit von Bodenbeschaffenheit, Schlitztiefe, Bauverfahren, Jahreszeit der Herstellung (Suspensionstemperatur!) etc. werden praxisnahe Prüfungen durchgeführt, um auf der Basis langjähriger Erfahrungen technisch und ökonomisch geeignete Rezepturen zu ermitteln.

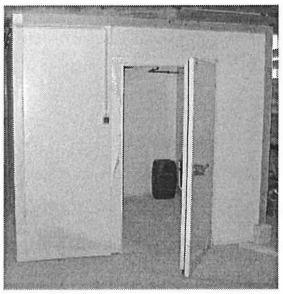


Bild 1: Klimakammer

Bild 1 zeigt beispielhaft eine Klimakammer zur Durchführung von Rührversuchen etc. unter praxisnahen Temperaturbedingungen. Für die Beurteilung von Verarbeitungszeit und erster Stichfestigkeit ist die Temperatur in Verbindung mit der Bodenbeimischung der entscheidende Faktor, der erheblichen Einfluss auf den Bauablauf hat. So ist die Durchführung von Untersuchungen zur Verarbeitungszeit und Festigkeitsentwicklung für Bauvorhaben in unseren Breitengeraden in aller Regel bei 10 °C sinnvoller als bei 20 °C.

Für die unabhängige Eignungsprüfung können so in kurzer Zeit Produkte zur Verfügung gestellt werden, die mit hoher Wahrscheinlichkeit auch bei schwierigen Boden- und Grundwasserverhältnissen technisch geeignet sind. Damit werden zeitliche Verzögerungen durch nicht auf die speziellen Projektanforderungen optimierte Rezepturen in den Eignungsprüfungen weitgehend ausgeschlossen.

Eine Feinabstimmung von Rezepturen kann und sollte im Laufe einer Baumaßnahme in enger Zusammenarbeit zwischen Bauausführung, Überwachung und Hersteller erfolgen. In den meisten Fällen sind geringfügige Rezepturanpassungen z. B. aufgrund wechselnder Temperatur- und Bodeneinflüssen oder eines geänderten Bauablaufes ohne negative Einflüsse auf die Endeigenschaften der Dichtwand möglich und können ad hoc, d. h. mit der nächsten LKW-Lieferung, umgesetzt werden.

Qualitätssicherung

Die Materialkennwerte der jeweiligen Rezeptur werden in Datenblättern definiert. Neben den Datenblättern für Standardprodukte der Angebotspalette werden auch individuell vereinbarte, bauvorhaben-spezifische Materialparameter bei Bedarf mit aufgenommen. Diese Produktcharakterisierung ist letztendlich die Basis für die Versandkontrolle beim Hersteller sowie für die Eingangskontrolle auf der Baustelle. Um jederzeit eine hohe Gleichmäßigkeit der Produkteigenschaften für alle relevanten Parameter zu gewährleisten, ist eine umfangreiche Qualitätssicherung erforderlich, die sich auf die Bereiche

- Eingangskontrolle der Rohstoffe
- Produktionskontrolle der Rohstoffe
- Versandkontrolle des Fertigproduktes

erstreckt.

Mit den Bentonit-Lieferanten sind Qualitätsvereinbarungen abgeschlossen, die für alle relevanten Parameter enge Grenzwerte festschreiben. Neben den üblichen rheologischen Eigenschaften wie Marshzeit, Fließgrenze, Filtratwasser etc. werden auch die Lagerstabilität und das Langzeit-Verarbeitungsverhalten anhand einer genau definierten Prüfrezeptur getestet. Jede Anlieferung wird laborseitig geprüft und nur nach Einhaltung der Grenzwerte zum Ausblasen in die Silos freigegeben.

Vor der Trocknung und Vermahlung des Hüttensandes in unseren Produktionsanlagen wird die Qualität anhand chemischer Analysen überwacht. Bereits hier ergibt sich die Möglichkeit bei Qualitätsschwankungen des Rohstoffes durch entsprechende Maßnahmen bei der weiteren Verarbeitung steuernd einzugreifen. Neben der Online-Überwachung beim Mahlprozess wird der Hüttensand dann anhand dichtwandspezifischer Prüfrezepturen auf seine Festigkeitsentwicklung hin geprüft. Ebenso unterliegt der Zement, im wesentlichen durch die umfangreichen Vorgaben der DIN EN 196, einer intensiven Eigenüberwachung.

Zusätzlich zu den umfangreichen Prüfungen der Ausgangskomponenten wird bei der Produktion der Fertigmischung, welche in der Regel chargenweise direkt in den LKW erfolgt, nochmals geprüft. Bild 2 zeigt das Ablaufschema der Versandkontrolle einer Dichtwand-Fertigmischung.

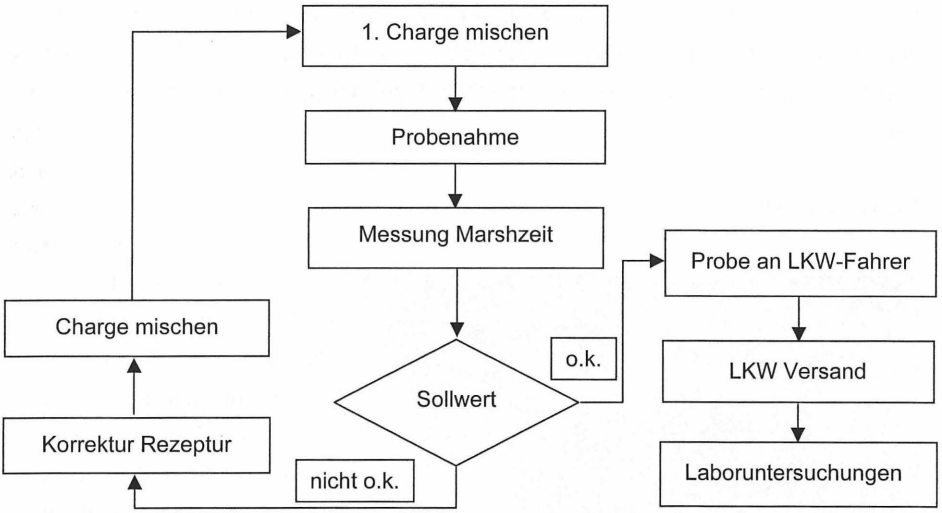


Bild 2: Ablaufschema Versandkontrolle

Nach Aufruf der im Mischrechner hinterlegten Rezeptur durch den Mischerfahrer wird zunächst die erste Charge gemischt, der Mischer angehalten und eine Probe entnommen. Diese Probe wird auf Einhaltung der Sollwerte für die Fließfähigkeit (Marsh-

zeit) überprüft. Sind die Sollwerte eingehalten wird der LKW fertig beladen und für den Versand freigegeben. Ein Teil der entnommenen Probe wird dem LKW-Fahrer zur Übergabe auf der Baustelle ausgehändigt. Diese Probe kann im Bedarfsfall für einen ersten Laborabgleich zwischen Hersteller- und Baustellenlabor genutzt werden, um Ursachen für mögliche Messwertdifferenzen zu ergründen, die beispielsweise durch unterschiedliche Mischaggregate, Anmachwasser oder defekte Messgeräte auftreten können. Nach einem festgelegten Prüfplan werden dann weitere Laboruntersuchungen an der Versandprobe durchgeführt.

Sollte es bei der Prüfung der Probe aus der ersten Mischcharge zu einer Abweichung von den Sollwerten kommen, erfolgt eine geringfügige Korrektur der Rezeptur. Die folgende Charge wird dann nochmals beprobt und geprüft und die weitere Verladung erst bei Übereinstimmung mit den Sollwerten freigegeben.

Dieses aufwändige Verfahren ist trotz der Qualitätsvereinbarungen mit den Lieferanten der Rohstoffe und der dargestellten Überwachung notwendig, da nur so eine hohe Gleichmäßigkeit vor allem der rheologischen Eigenschaften der Dichtwand-Fertigmischungen gewährleistet werden kann.

Umweltverträglichkeit



Bild 3: Untersuchungen zur Pflanzenverträglichkeit

Neben zahlreichen Gutachten zu den technischen Eigenschaften von Dichtwand-Fertigmischungen bei Einsatz unter verschiedensten Bedingungen ist die Bewertung dieser Spezialbaustoffe unter umwelthygienischen Aspekten von besonderer Bedeutung. Auf Basis von Feststoff- und umfangreichen Eluatanalysen, unter anderem des Hygiene-Institutes Gelsenkirchen, ist die Umweltverträglichkeit, insbesondere im Hinblick auf die

Beeinflussung des Grundwassers, nachgewiesen worden. Auch bei Untersuchungsreihen zur Pflanzenverträglichkeit von mit Dichtwandsuspension vermischtem Boden (Bild 3) zeigen sich keine negativen Einflüsse auf das Keimverhalten und Wachstum verschiedener Kulturen.

Fazit

Baustoffe zur Herstellung von Schlitzwänden im Einphasenverfahren sind Vielkomponenten-Systeme, deren Abstimmung aufeinander ein Höchstmaß an Sorgfalt und Erfahrung voraussetzt. Um alle wichtigen Eigenschaften sowohl bei der Verarbeitung als auch bei der erhärteten Wand mit hoher Gleichmäßigkeit sicherzustellen, ist die genaue Kenntnis der Einflussparameter ebenso wichtig wie eine umfangreiche Qualitätsüberwachung auf der Rohstoff- und Produktionsseite. In enger Zusammenarbeit zwischen Planern, Bauausführenden und Hersteller lassen sich in aller Regel auch bei schwierigen Ausführungsbedingungen technisch und ökonomisch geeignete Baustofflösungen finden, die auch den hohen Anforderungen der Umweltverträglichkeit Rechnung tragen.

Literatur

DGGT (1997):
GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten; 3. Auflage; Berlin; Ernst & Sohn

Scholz, Ch.; Rosenberg, M.; Dietrich, J. & Märten, A. (2003):
Laborative Eignungsprüfungen von Einphasen-Dichtwandmassen; Geotechnik 26, Nr. 1

Autor:

Dr. Andreas Märten
ANNELIESE Baustoffe für Umwelt
und Tiefbau GmbH & Co. KG
Neubeckumer Str. 92
59320 Ennigerloh

Tel.: 02524/29-871
FAX: 02524/29-815
E-Mail: andreas.maerten@azag.de

Ursachen und Auswirkungen von Imperfektionen bei Dichtwänden

Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann, Dipl.-Ing. Chr. Scholz

1. Einführung und Problemstellung

Zur Sicherstellung der Abdichtungswirkung von Dichtwandbauwerken wird ein erheblicher finanzieller und gerätetechnischer Aufwand betrieben. Trotz dieses hohen Aufwandes geschieht die Umsetzung häufig mit einem hinter den Erwartungen zurückbleibenden, teilweise unzureichenden Abdichtungserfolg. Die Ursachen hierfür sind bislang im Einzelnen oft ungeklärt.

In der Folge sollten bei Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen von Dichtwandbaumaßnahmen nicht nur die reinen Herstellungs-, sondern auch die Bewirtschaftungskosten angemessen berücksichtigt werden. In diesem Zusammenhang sind insbesondere die Positionen des Grundwassermanagements von Relevanz. Hierzu können sowohl die Kosten für die Herstellung der notwendigen Brunnen und Peripherietechnik als auch Pump- und Entsorgungskosten gezählt werden. Im Sinne der Kostenminimierung besteht das Ziel jeder Maßnahme in einer möglichst geringen Durchlässigkeit des Dichtwandsystems und somit in nur geringem Umfang anfallenden Restwassermengen.

Die Ursachen für erhöhte Restwassermengen sind primär in Imperfektionen des Abdichtungssystems zu sehen. Hierfür sind relevante Beispiele in Tab. 1 zusammengestellt.

Tab. 1: Imperfektionen

- natürliche Gegebenheiten:	- Grundwassertemperatur - Inhomogenität des Basishorizontes
- Ausführungsmängel:	- Unterschreitung der geometrischen Mindestanforderungen im Lamellenüberschnittbereich - Nachbrüche - Baustoffmängel
- Überschreitung der Festigkeit:	- Rissbildung

2. Mögliche Fehlstellen und deren Auswirkungen

2.1 Allgemeines

Anhand des nachfolgend beschriebenen Beispielbauwerkes soll die volkswirtschaftliche Relevanz eines verminderten Abdichtungserfolges verdeutlicht werden. Für die Berechnungen wurde das Finite Element-Programm „SS-FLOW 3D" zur Berechnung dreidimensionaler Grundwasserströmungen der GGU, Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH, genutzt. Betrachtet wurde das in Abb. 1 skizzierte Trogbauwerk.

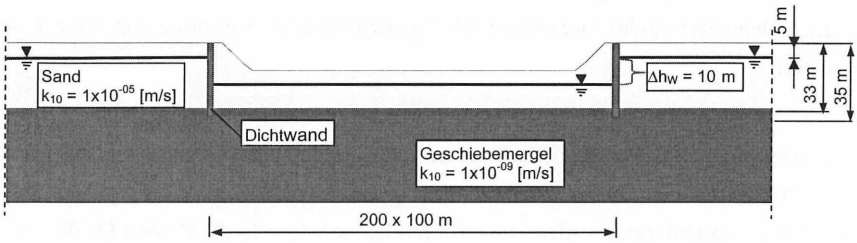


Abb. 1: Betrachtetes Beispiel (Ansicht des DWK - intaktes System)

Als seitliche Abschottung des Bauwerkes gegen anstehendes Grundwasser fungieren Einphasen-Dichtwände. Diese werden planmäßig in einer Dicke von d = 0,80 m ausgebildet. Die abgewickelte Trassenlänge beträgt 600 m (Grundriss: 100 x 200 m). Bei einer Nettolänge der Primärlamellen von 8,30 m bzw. 3,40 m für die Sekundärlamellen sind 51 Primär- und 52 Sekundärlamellen zu berücksichtigen. Als Ausführungstiefe wurde einheitlich 35,0 m ab Geländeoberkante (GOK) angesetzt. Die theoretische Wandfläche beträgt somit 21.000 m², wovon 18.000 m^2 wasserdruckbeansprucht sind. Der Baugrund wird in zwei Schichten unterteilt. Von der GOK bis in eine Teufe von 33,0 m steht ein durchlässiger Sand an. Im Fußbereich bindet die Dichtwand 2,0 m in einen sehr schwach durchlässigen Geschiebemergel ein. Der Flurabstand des äußeren Grundwasserspiegels beträgt 5,0 m unter GOK. Im Inneren des Trogbauwerkes wird der Grundwasserspiegel auf -15,0 m unter GOK abgesenkt.

Die Berechnungsgrundlage bilden definierte Durchlässigkeitsbeiwerte für die Einphasen-Dichtwandmasse (DWM) und den Basishorizont sowie die sich für das definierte Absenkziel ergebenden Pumpmengen. Gegenübergestellt werden die theoretisch anhand von Laborwerten ableitbaren Pumpmengen und die bei einem realen Bauprojekt zu erwarten-

de Pumpmengen. Für den letzteren Aspekt wird die Pumpmenge aus der in situ i.Allg. realisierbaren Systemdurchlässigkeit von $k_{Sys.} = 1 \times 10^{-08}$ [m/s] abgeleitet.

Für die nachstehende Kostenbetrachtungen (siehe Abb. 2) wird jedoch nicht der für den Labormaßstab (T = 20°C) ermittelte Wert als Referenzwert zugrunde gelegt, sondern die nach SCHULZ [1998] für in situ-Temperaturverhältnisse ableitbare Pumpmenge. Hierdurch soll der Tatsache Rechnung getragen werden, dass es sich bei der Grundwassertemperatur um eine „Imperfektion" handelt, die weder durch bauliche noch durch qualitätssichernde Maßnahmen beeinflussbar ist.

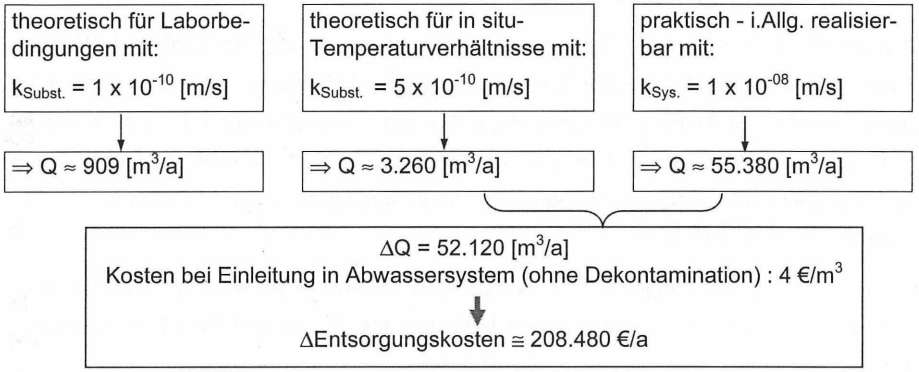


Abb. 2: Restwassermengen- und Kostenbetrachtung

Aus der Gegenüberstellung wird ersichtlich, dass eine signifikante Diskrepanz zwischen der theoretisch und der real zu erwartenden Pumpmenge besteht. Anhand der somit entstehenden Entsorgungsmehrkosten wird der volkswirtschaftliche Mehraufwand verdeutlicht. Für die Diskrepanz können nur die o.g. verbleibenden Imperfektionen ursächlich sein.

Die Dimension der einzelnen Imperfektionen wurde im Rahmen der Berechnungen so lange variiert, bis aus der Substanzdurchlässigkeit der DWM von $k_{Subst.} = 5 \times 10^{-10}$ [m/s] im Zusammenspiel mit einer Imperfektion die in situ realisierbare Systemdurchlässigkeit von $k_{Sys.} = 1 \times 10^{-08}$ [m/s] nachgebildet werden konnte (Vorgehensweise siehe Abb. 3). Im Folgenden sollen die jeweiligen Imperfektionen und deren mögliche Auswirkungen im Einzelnen vorgestellt werden.

Ideal-System theoretischer Wert $k_{DW} = 5x10^{-10}$ [m/s]		Imperfektion z.B. Sandader $k_{Sand} = 1x10^{-05}$ [m/s]		Ist-System i.Allg. realisierbar $k_{DW} = 1x10^{-08}$ [m/s]
Grundwasserförder-menge z.B.: 0,4 [m^3/h]	+	Grundwasserförder-menge z.B.: 5,9 [m^3/h]	=	Grundwasserförder-menge z.B.: 6,3 [m^3/h]

Abb. 3: Vorgehensweise zur Berücksichtigung von Imperfektionen

2.2 Inhomogenität des Basishorizontes

Der Basishorizont wird i.Allg. im Zuge der Planung anhand von Bohrprofilen festgelegt. Bohrungen können naturgemäß nur einen punktuellen Aufschluss bieten, so dass durchlässigkeitsrelevante Unterströmungspfade, z.B. in Form von „Sandlinsen", nicht in jedem Fall erkannt und berücksichtigt werden können. Diese Form der Imperfektion kann allenfalls durch eine sorgfältige Baugrunduntersuchung gemindert werden - vollständig auszuschließen ist sie jedoch nicht.

Im Zuge der Untersuchungen sollten „worst cases" berücksichtigt werden. Folglich wurde für die Modellierung eine durchgehende Sandlinse mit der vollständigen Durchlässigkeit der oberen Sandschicht angesetzt (siehe Abb. 4).

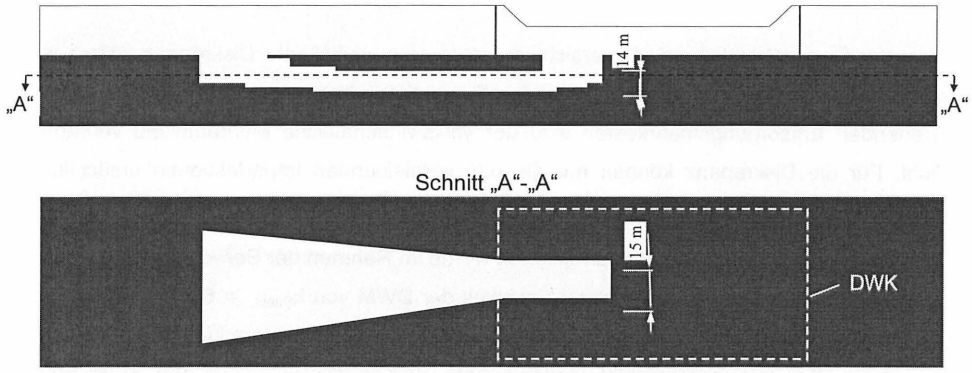


Abb. 4: Sandader (Ansicht und Draufsicht des DWK)

Entsprechend der in Abb. 3 geschilderten Vorgehensweise wurde bei einer gewählten Lage die Dimension der Sandlinse so lange variiert, bis aus dem Ideal-System mit einer intakten Dichtwand und einem ansonsten schwach durchlässigen Basishorizont die erhöhte Systemdurchlässigkeit $k_{Sys} = 1 \times 10^{-08}$ [m/s] nachgebildet werden konnte.

Im Ergebnis ergibt sich die in Abb. 4 dargestellte Geometrie einer möglichen Sandlinse. Bei einer angenommenen Länge der Sandader von 260 m ergibt sich demnach eine hydraulisch wirksame Durchströmungsfläche von 14 x 15 m.

2.3 Ausführungsmängel

Im Rahmen der Qualitätssicherung von Einphasen-Dichtwänden im Altlastenbereich ist sowohl die Qualität des eingebrachten Baustoffes als auch die Ausführungsqualität zu überwachen. Regelungen zu Prüfumfang und Methodik werden eingehend in den GDA-Empfehlungen getroffen. Hier werden in Kapitel E 5, Tabelle 5-3.2 die relevanten Ausführungsprüfungen zusammengestellt. Es wird in Prüfungen der „Dichtwandmischung" und der „Lagegenauigkeit des Schlitzes" unterschieden.

Im Gegensatz zu dem im vorherigen Absatz angesprochenen Aspekt ist davon auszugehen, dass herstellbedingte Imperfektionen durch ein gezieltes Qualitätsmanagement minimiert werden können. Um den jeweiligen Einfluss zu quantifizieren, wird in den weiteren Berechnungen wiederum aufgezeigt, welches Ausmaß die einzelnen Imperfektionen haben müssten, um den zugrunde gelegten Durchlässigkeitsunterschied zu bewirken.

2.3.1 Unterschreitung der geometrischen Mindestanforderungen im Lamellenüberschnittbereich

Die GDA-Empfehlungen enthalten zur Überprüfung der Lagegenauigkeit des Schlitzes mehrere Ausführungsprüfungen. So sind die Vertikalität und das Überschneidungsmaß der Wandelemente durch eine Lotung mit zwei Messseilen an den Greiferschalen bzw. durch Inklinometereinsatz zu bestimmen.

Die Anforderungen an den Lamellenüberschnitt können mit zunehmender Tiefe unter Umständen nicht mehr sichergestellt sein, da sich das Aushubwerkzeug gegenüber seiner

Solllage verdrehen kann. Nachfolgende Abb. 5 stellt mögliche Abweichungen zusammen, die sich während des Aushubs einstellen und ggf. auch überlagern können.

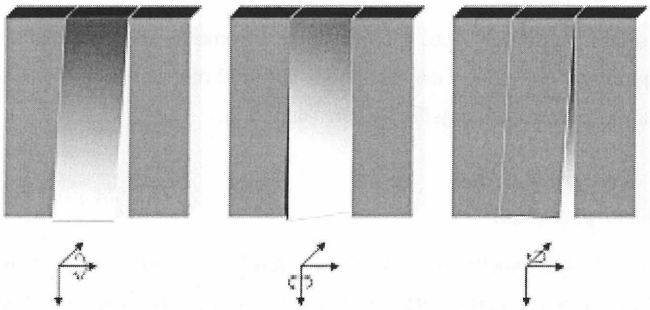


Abb. 5: Mögliche Lamellenabweichungen

Im Zuge der numerischen Umsetzung dieser Problemstellung wurde eine über die gesamte Dichtwandtiefe reichende Abweichung im Sinne von Abb. 6 angenommen.

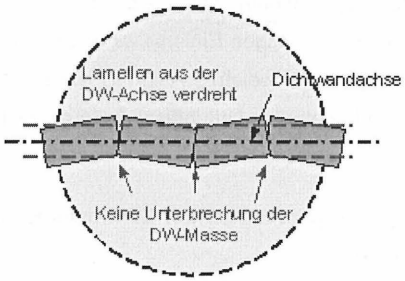


Abb. 6: Idealisierte Lamellenabweichung

Für die Untersuchungen wurden mangelhafte Überschnitte der Primär- und Sekundärlamellen berücksichtigt. Im Ergebnis konnte erst, wenn sämtliche Lamellen einen Diagonalüberschnitt von nur 2 mm aufwiesen, die zugrunde gelegte Systemdurchlässigkeit von $k_{Sys.} = 1 \times 10^{-08}$ [m/s] nachvollzogen werden.

2.3.2 Einschlüsse und Nachbrüche

Neben der vorab beschriebenen Überprüfung der Vertikalität und des Überschneidungsmaßes der Wandelemente kann die Vermessung der Ebenheit der Grabenwand bzw. der Dicke der Schlitzwand eine zusätzliche Maßnahme zur Sicherstellung der Durchgängigkeit einer Dichtwand liefern (siehe auch SCHOLZ / BERGS [2001]).

Im Rahmen der Berechnungen wurden Einschlüsse bzw. Nachbrüche von Lamellen betrachtet. Hierbei wurde für die Fehlstellenbereiche als worst case -Betrachtung der Durchlässigkeitsbeiwert des umgebenden Sandes von $k_{10} = 1 \times 10^{-05}$ [m/s] angesetzt. Entsprechend der in Abb. 3 geschilderten Vorgehensweise wurde die Dimension des mangelhaften Einbaus so lange variiert, bis aus dem Ideal-System die erhöhte Systemdurchlässigkeit $k_{Sys.} = 1 \times 10^{-08}$ [m/s] nachgebildet werden konnte. Im Ergebnis ergaben sich die in Abb. 7 dargestellten Nachbruchflächen. Bei der angenommenen Lage der Nachbrüche ergibt sich eine Fläche von ca. 17,5 m^2.

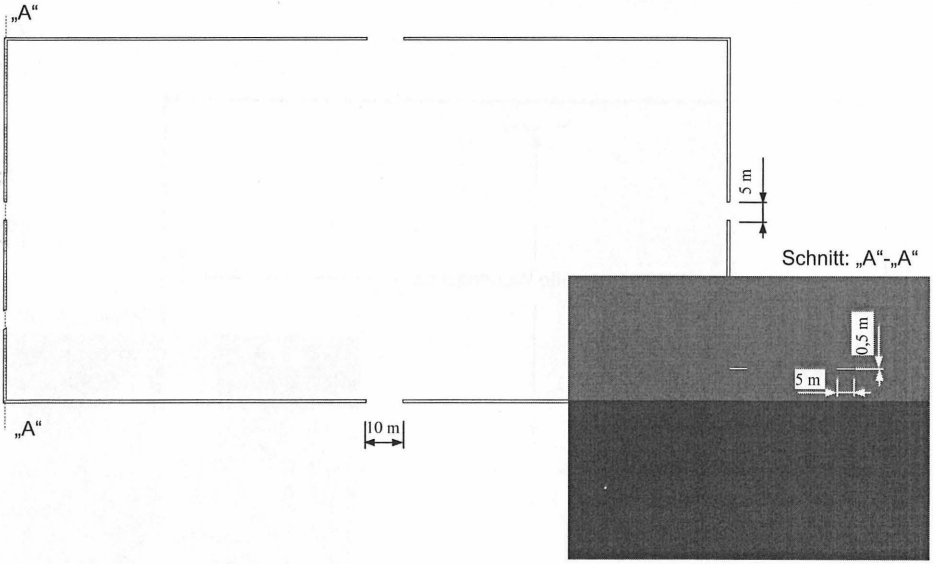


Abb. 7: Einschlüsse bzw. Nachbrüche (Draufsicht und Schnitt durch den DWK)

2.3.3 Baustoffmängel

Zur Überprüfung der Qualität des eingebrachten Baustoffs werden in den GDA-Empfehlungen neben Versuchen zur Bestimmung der rheologischen Eigenschaften der Dichtwandsuspension auch Feststoffuntersuchungen zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit und des Durchlässigkeitsbeiwertes aufgeführt. Die Größe des Durchlässigkeitsbeiwertes nimmt im Qualitätsmanagement eine besondere Relevanz ein, da ihr letztendlich ein entscheidender Einfluss auf die Effektivität des ausgeführten Dichtungssystems zugemessen wird.

Im Rahmen der Berechnungen wurde ein mangelhafter Baustoffeinbau berücksichtigt. Hierbei wurde bereichsweise ein Durchlässigkeitsbeiwert von 1×10^{-07} [m/s] angesetzt. Entsprechend der in Abb. 3 geschilderten Vorgehensweise wurde die Dimension des mangelhaften Einbaus so lange variiert, bis aus dem Ideal-System die erhöhte Systemdurchlässigkeit $k_{Sys.} = 1 \times 10^{-08}$ [m/s] nachgebildet werden konnte. Im Ergebnis ergaben sich die in Abb. 8 dargestellten Wandflächen.

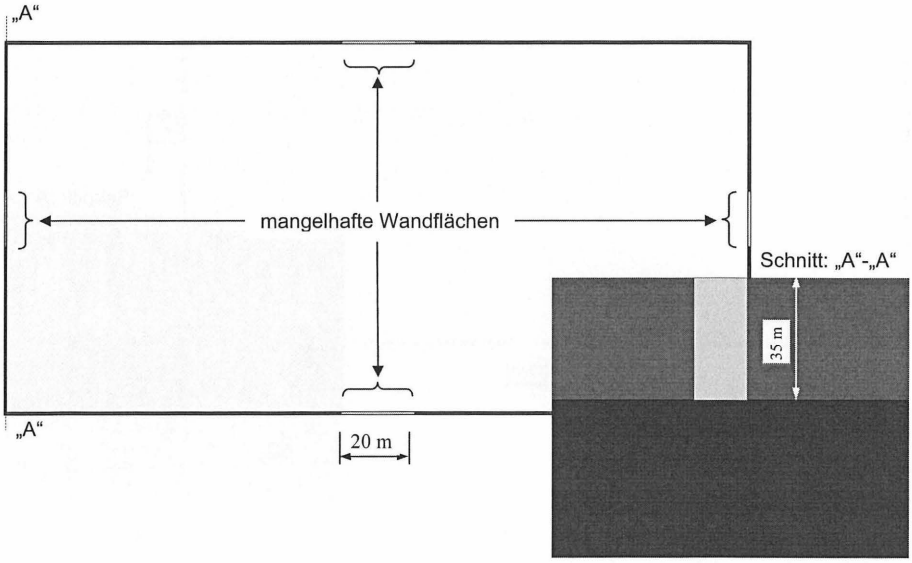


Abb. 8: Baustoffmängel (Draufsicht und Schnitt durch den DWK)

Insgesamt wären ca. 2.800 m^2 (bzw. 15,6 % der wasserdruckbeanspruchten Fläche) mangelhaften Materials zu berücksichtigen.

2.4 Überschreitung der Festigkeit

Einphasen-Dichtwände unterliegen infolge geologischer oder baulich bedingter Bodenbewegungen häufig nicht weiter berücksichtigten mechanischen Beanspruchungen. Aus den Beanspruchungen resultieren aufgrund des unterschiedlichen Spannungs-Verformungs-Verhaltens der DWM und des Bodens erhebliche Spannungen. Diese Spannungen können zu einem Rissversagen der Dichtwand führen. Der nicht zu kalkulierende Integritätsverlust bewirkt einen unkontrollierten Wasserdurchtritt und eine damit verbundene nachhaltig signifikant reduzierte Abdichtungswirkung.

Für die Untersuchungen wurde das Finite Element-Programm „SS-FLOW 3D" genutzt. Das Programm unterstellt die Anwendbarkeit des DARCY'-schen Gesetzes. Somit ist zu prüfen, inwieweit der Gültigkeitsbereich für die Durchströmung im engsten durchströmten Querschnitt (Riss) gilt. Hierfür ist eine Betrachtung des im Rissbereich wirksamen hydraulischen Gradienten und der Reynoldsschen Zahl *Re* relevant. Als Grenzwert für laminare Strömungen wird Re = 10 [-] angegeben. Abb. 9 gibt die kritischen Druckgradienten in Abhängigkeit von der Spaltweite an.

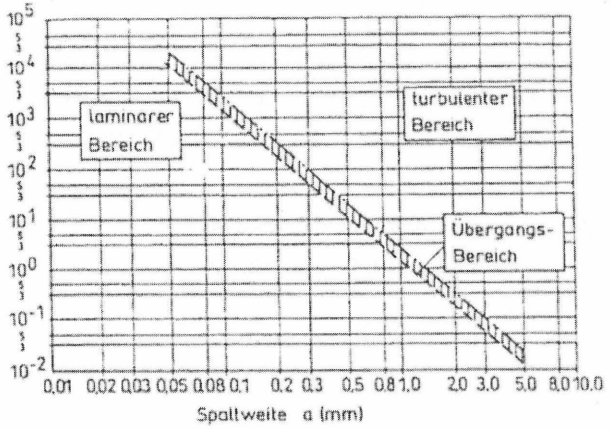
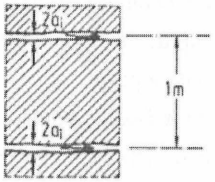


Abb. 9: Kritischer Druckgradient und zugehörige Strömungsart (DAfStb [1991])

Im Weiteren wurden aus der Felsmechanik bekannten Beziehungen zwischen Rissbreiten und Rissdurchlässigkeiten in Trennflächen verwendet (siehe Abb. 10). Insgesamt bestand das Ziel wiederum darin, bei möglichst realistischen Rissbreiten und –durchlässigkeiten die erhöhte Systemdurchlässigkeit $k_{Sys.} = 1 \times 10^{-08}$ [m/s] nachzubilden.



$$k_f = \begin{cases} \dfrac{(2a_i)^3 \cdot g}{12 \cdot \nu \cdot 1m} & (k/D_h \leq 0{,}032) \\ \dfrac{(2a_i)^3 \cdot g}{12 \cdot \nu \cdot [1 + 8{,}8 \cdot (k/D_h)^{1{,}5}] \cdot 1m} & (k/D_h > 0{,}032) \end{cases}$$

$2a_i$	k/D_h	k_f [m/s]	$\hat{=}\, k_f$ (Boden)
0,1 mm	$\leq$ 0,032	$0{,}6 \cdot 10^{-5}$	Schluff
	0,25	$0{,}3 \cdot 10^{-6}$	
0,2 mm	$\leq$ 0,032	$0{,}5 \cdot 10^{-5}$	
	0,25	$0{,}2 \cdot 10^{-5}$	
0,4 mm	$\leq$ 0,032	$0{,}4 \cdot 10^{-4}$	Sand
	0,25	$0{,}2 \cdot 10^{-4}$	
0,7 mm	$\leq$ 0,032	$0{,}2 \cdot 10^{-3}$	
	0,25	$0{,}1 \cdot 10^{-3}$	
1,0 mm	$\leq$ 0,032	$0{,}6 \cdot 10^{-3}$	Kies
	0,25	$0{,}3 \cdot 10^{-3}$	

Abb. 10: Durchlässigkeitsbeiwerte für Fels mit einer Trennflächenschar (WITTKE [1984])

Im Ergebnis der Iterationen wurde bei einer gewählten Rissbreite 1 mm und einer zugehörigen Durchlässigkeit von $k = 6 \times 10^{-04}$ [m/s] die in Abb. 9 bezeichneten Grenzgradienten unterschritten, so dass von der Gültigkeit des DARCY'-schen Gesetzes und somit der Anwendbarkeit des Berechnungsansatzes auszugehen ist. Insgesamt wurden 30 umlaufende Risse über die wasserdruckbeanspruchte Lamellenhöhe von 30 m angesetzt. Dies entspricht einer kumulierten Rissbreite von 2,91 cm bzw. einem Anteil der Risse von ca. $1\,^{o}/_{oo}$ an der Dichtwandfläche.

Auf eine Darstellung wird an dieser Stelle verzichtet, da aufgrund der geringen Rissöffnungsweite im Vergleich zu den Abmaßen der Dichtwand keine gemeinsame Darstellung möglich ist.

2.5 Zusammenstellung der Ergebnisse

Die nachfolgende Tab. 2 stellt die vorab aufgezeigten Ergebnisse zusammen.

Tab. 2: Wirkung von Imperfektionen

Imperfektion	Kurzbeschreibung	Dimension der Imperfektion, wenn die Systemdurchlässigkeit $k_{Sys.} = 1 \times 10^{-08}$ [m/s] betragen soll
Inhomogenitäten des Basishorizontes	hydraulisch wirksame Sandader mit $k_{10} = 1 \times 10^{-05}$ [m/s]	14 x 15 m bei einer angenommenen Länge von ca. 260 m
Unterschreitung der geometrischen Mindestanforderungen im Lamellenüberschnittbereich	Verringerung der hydraulisch wirksamen Durchströmungslänge sämtlicher Lamellenüberschnitte	Lamellenüberschnitt: 2 mm x 32 cm (≙ 2,5 % der Wanddicke)
Nachbrüche	Fehlstelle mit der Durchlässigkeit des umgebenden Bodens (Sand)	Fehlstellenfläche: 17,5 m^2 z.B.: Sandeinbruch in einer Primärlamelle über eine Höhe von 2,1 m (≙ 1 ‰)
Baustoffmängel	teilweise Vergrößerung der Substanzdurchlässigkeit auf $k_{Subst.} = 1 \times 10^{-07}$ [m/s]	Dichtwandfläche: 2.800 m^2 z.B.: 7 Primär- und 6 Sekundärlamellen (≙ 15,6 %)
Rissbildung	umlaufender Riss mit der Durchlässigkeit des umgebenden Bodens (Sand)	kumulierte Rissöffnungsweite von $b_R = 2{,}91$ cm z.B.: 30 Risse mit $b_R \cong 1$ mm über die wasserdruckbeanspruchte Lamellenhöhe von 30 m (≙ 1 ‰)

Aus der Übersicht wird deutlich, dass erst durch die Simulation einer erheblicher „Sandlinsenfläche" die oben beschriebene Diskrepanz zwischen Labor- und in situ-Durchlässigkeit nachgebildet werden kann. Obwohl aufgrund des gesteigerten Kostendruckes vielerorts gerade an einer flächendeckenden Baugrunderkundung gespart wird, erscheint die Betrachtung der Unterströmung der Dichtwand als alleinige Ursache als nicht zielführend.

Ebenso wird deutlich, dass erst durch die Berücksichtigung erheblicher direkter Ausführungsmängel die Erhöhung der Restwassermenge nachgebildet werden kann. Im Rahmen der Untersuchungen wird davon ausgegangen, dass sowohl das aufgezeigte Ausmaß der mangelhaften Lamellenüberschnitte als auch des mangelhaften Materialeinbaus durch ein gezieltes Qualitätsmanagement in jedem Fall zu erkennen ist. Dies bezieht sich sowohl

auf die aufgezeigte „Qualität" als auch auf die Quantität der Imperfektionen. Dementsprechend kann gefolgert werden, dass diese direkten Ausführungsmängel ebenso nicht alleinig für die Durchlässigkeitsdiskrepanz ursächlich sein können.

Der als indirekter Ausführungsmangel aufgeführte „Nachbruch" zeichnet sich durch eine geringe Fehlstellenfläche aus. Dieser Umstand rechtfertigt dementsprechend sowohl einen hohen planerischen Aufwand bei der Berechnung der „Standsicherheit der mit stützender Flüssigkeit gefüllten Schlitze" (z.B. DIN V 4126-100), als auch die Sensibilisierung der Bauausführenden für die Sicherstellung des statisch erforderlichen Suspensionsspiegels während und nach der Schlitzherstellung.

Als prägnant wird die geringe Dimension der notwendigen Risse eingeschätzt. Bei einer ersten Betrachtung würden Risse in einem Abstand von 1 m mit einer Rissöffnungsweite von ca. 1 mm als fast vernachlässigbar erscheinen – beträgt doch die kumulierte Rissöffnungsfläche lediglich 0,97 $^{o}/_{oo}$ der wasserdruckbeanspruchten Dichtwandfläche. Dass solch geringfügige Öffnungen den Abdichtungserfolg nachhaltig schädigen können, wurde bereits durch BRAUNS [1978] angemerkt. Er führt aus, dass „bei fein verteilt auftretenden Öffnungen ..., deren Dicke verschwindend klein angenommen ist, überhaupt nur sehr geringe Abdichtungseffekte zu erzielen sind, selbst wenn der Öffnungsanteil am Gesamtquerschnitt nur äußerst gering ist.". BRAUNS beschreibt in diesem Zusammenhang ein Dichtungsbauwerk unter einem Damm und stellt fest, dass bei einer gerissenen Fläche von 1 $^{o}/_{oo}$ und einer „Verteilung des Öffnungsanteiles auf 20 Schlitze der Wirkungsgrad E_Q = 17 %..." beträgt. Der Wirkungsgrad wird nach BISHOP [1963] als das „Verhältnis der in der Dichtungswand abgebauten Energiehöhe zur gesamten Aufstauhöhe" definiert.

3. Mechanisches Verhalten von Einphasen-Dichtwänden

Überbeanspruchungen von Einphasen-Dichtwänden können sowohl während der Herstellung als auch in der späteren Nutzungsphase auftreten. Nach KAYSER [1995] sind für Sicherheitsbetrachtungen „direkte" und „indirekte" Lasteinleitungen zu unterscheiden (siehe Abb. 11_rechts). Die indirekte Belastung geht auf das unterschiedliche Spannungs-Verformungs-Verhalten von Dichtwand und Boden zurück. Direkte Belastungen resultieren aus Zusatzlasten infolge Bau- oder Nutzungstätigkeiten.

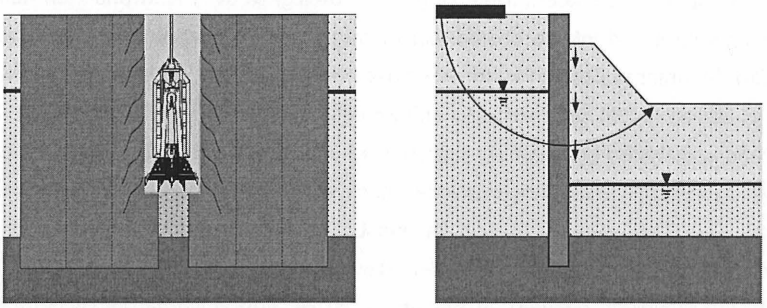


Abb. 11: Mögliche Beanspruchungen einer Einphasen-Dichtwand

MAYBAUM et at. [1993] führten in diesem Zusammenhang Spannungsberechnungen einer überschütteten Einphasen-Dichtwand durch. Betrachtet wurde hierbei eine Dichtwand, die in einem ersten Schritt durch eine Dammschüttung und im Weiteren durch eine Hausmüllaufschüttung belastet wurde. Das hierbei wirkende prinzipielle mechanische Zusammenspiel zwischen Boden und Dichtwand ist in Abb. 12 dargestellt.

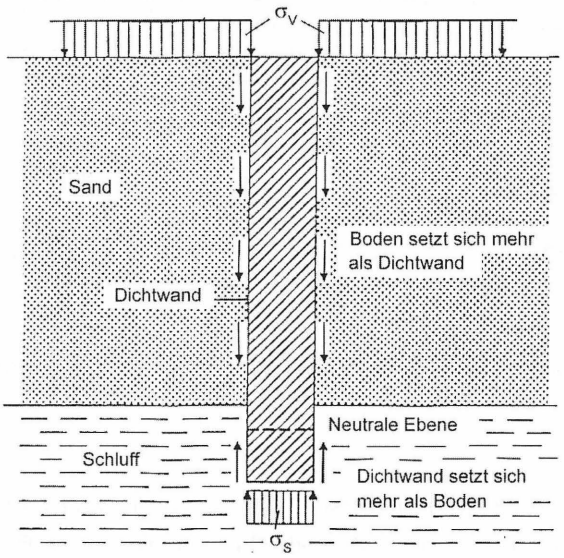


Abb. 12: Mechanisches Zusammenspiel Boden/Dichtwand (MAYBAUM et al. [1993])

MAYBAUM et al. beschreiben, dass die größere Steifigkeit der Dichtwand zum Aufhängen des Bodens führt und infolge dessen ein Eintrag vertikaler Lasten über Schubkräfte bewirkt wird. Im unteren Bereich kehrt sich dieses Kräftespiel um, da sich der Dichtwandfuß aufgrund seines hohen Spitzendrucks stärker setzt als der Boden. Die Ebene, in der sich Dichtwand und Boden gleichmäßig setzen, wird als „neutrale Ebene" in Abb. 12 bezeichnet. Die Spannungsberechnungen werden nach der FEM durchgeführt. Die notwendigen Baustoff- und Bodenkennwerte wurden aus Laborversuchen an vor Ort entnommenen Proben abgeleitet. Als Versagen wird der „Risseintritt und die damit verbundene Verminderung der Dichtigkeit" definiert. In Anlehnung an HE [1991] wurde der Sicherheitsfaktor über das Verhältnis der mobilisierten zur maximal aufnehmbaren Schubspannung definiert. Der Ansatz der Scherfestigkeit erfolgte nach dem Mohr-Coulombschen Bruchkriterium. In nachfolgender Abb. 13 werden die rechnerischen Sicherheiten dargestellt.

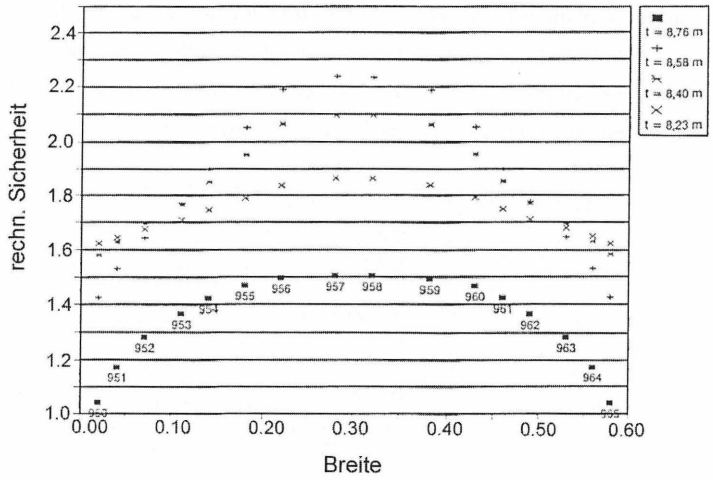


Abb. 13: Sicherheiten der Dichtwandelemente im Fußbereich (nach MAYBAUM et al. [1993])

Aus der Darstellung wird erkennbar, dass die berechneten Sicherheiten in Richtung der Dichtwandrandbereiche und mit zunehmender Tiefe absinken. Als kritisch sind insbeson-

dere die Randbereiche des Dichtwandfußes anzusehen. Hier werden für die Eckelemente lediglich Sicherheiten von η = 1,05 [-] ausgewiesen.

KAYSER [1995] stellt im diesem Zusammenhang fest, dass das mechanische Verhalten einer DWM häufig „mit der Hoffnung auf ein „Selbstheilungsvermögen" und eine „plastische Verformbarkeit ... vernachlässigt" wird. Der praktische Nachweis der Existenz rissbedingter Fehlstellen (Trennflächen) wird u.A. bei SELLNER et al. [2002] gegeben.

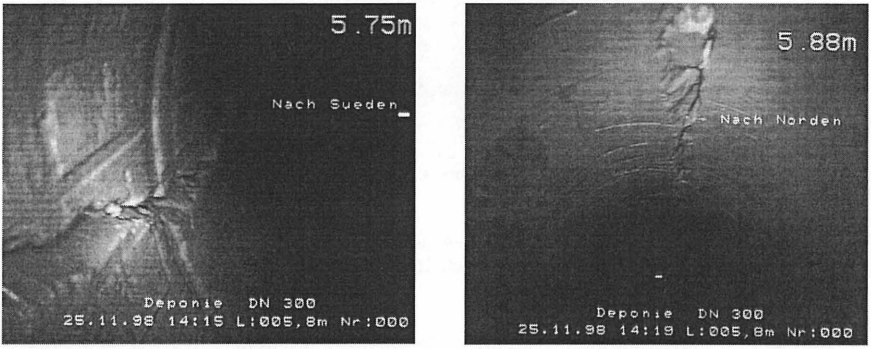


Abb. 14: Bilder der Kamerabefahrung: Bohrung ∅ 300mm (SELLNER et al.[2002])

Die gegenwärtig routinemäßige verwendete Charakterisierung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von DWM anhand der Kennwerte des Einaxialen Druckversuches und ggf. des Triaxialen Scherversuches erscheint in diesem Zusammenhang als nicht ausreichend. Generell kann aus den Literaturquellen abgeleitet werden, dass für praxisnähere Berechnungen ein übergeordnetes Stoffgesetz abzuleiten ist.

MANASSERO et al. [1995] schlagen in diesem Zusammenhang ein elastisch-plastisches Stoffgesetz vor, das eine Verfestigung bei Belastung berücksichtigt. Das Modell wird im Rahmen der Critical state theory formuliert, die von SCHOLFIELD et al. [1968] vorgestellt wurde. MANASSERO modifiziert das Modell geringfügig. Im Ergebnis werden vier Zonen unterschiedlichen Materialverhaltens ausgewiesen (siehe Abb. 15).

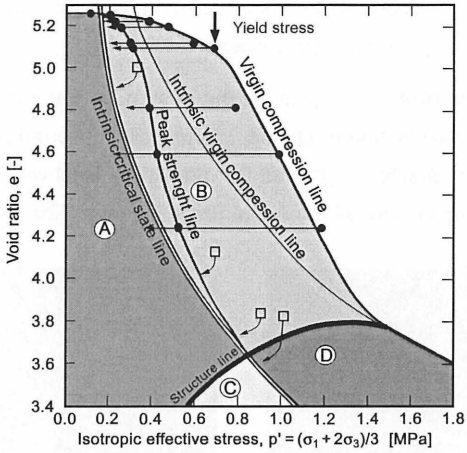


Abb. 15: Auf Laborversuchen basierendes Modell zur Beschreibung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von DWM (MANASSERRO et al. [1995])

Die Zone A wird durch sprödes, dilatantes Verhalten charakterisiert. Unter undrainierten Bedingungen treten im Triaxialversuch in Folge des Porenwasserüberdrucks in vertikaler Richtung Zugrisse auf. Unter drainierten Bedingungen kommt es infolge dilatanten Verhaltens zu einer Erhöhung der Durchlässigkeit sowie zu einem Versagen in zugbeanspruchten Bereichen.

Die Zone B ist durch sprödes, sich verfestigendes Verhalten gekennzeichnet. Undrainierte Versuche führen im Versagenszustand zu einer um 45 ° oder steiler gegenüber der Horizontalen geneigten Bruchfläche. Das drainierte Verhalten zeigt ebenfalls ein sprödes Materialverhalten mit der Ausbildung von Scherbändern auf. In der Zone C verhält sich die DWM duktil und dilatant. Die Struktur der Probe wird durch die maximale effektive Stützspannung zerstört. Unter undrainierten Bedingungen verhindert der Porenwasserunterdruck dilatantes Verhalten. Die Durchlässigkeit bleibt auch nach großen Verformungen gering. Unter drainierten Bedingungen tritt dilatantes Verhalten ein und führt zu einer Erhöhung der Durchlässigkeit. In Zone D wird die DWM durch die effektive Stützspannung zerstört. Unter der Scherbeanspruchung bei einer großen Stützspannung entwickelt sich eine Volumenverringerung und bewirkt duktiles, sich verfestigendes Verhalten.

4. Schlussbetrachtungen

Aus den Ergebnisdiskussionen der vorangegangenen Kapitel wird deutlich, dass der Vermeidung von Rissen eine größere Bedeutung zukommt, als bislang angenommen wurde. Das Risiko einer mechanischen Überbeanspruchung der technisch und wirtschaftlich vorzugsweise einzusetzenden Einphasen-Dichtwand ist durchaus gegeben. In der Konsequenz ist der genaueren Erfassung der in situ wirkenden Spannungszustände und ggf. auch einer Ertüchtigung des Baustoffes ein höherer Stellenwert einzuräumen.

Für andere Imperfektionen - wie Unterströmungen der Dichtwand scheinen aufgrund der hier anzusetzenden wesentlich längeren Fließlänge und des somit verringerten hydraulischen Gradienten eine wesentlich größere Fehlstellenfläche zur gleichartigen Reduzierung der Abdichtungswirkung notwendig zu sein. Der Einfluss des hydraulischen Gradienten wird hier besonders im Vergleich zu dem simulierten Nachbruch deutlich. Da hier als Durchströmungslänge die Wanddicke anzusetzen ist, fällt die notwendige Nachbruchfläche wesentlich geringer als eine „Sandlinsen"-fläche aus. Für die direkten Ausführungsmängel ist festzuhalten, dass die ausgewiesenen Flächen für mangelhaften Materialeinbau und mangelhaften Lamellenüberschnitt bei dem marktüblichen Ausführungsniveau und dem meist gleichzeitig wirkenden Qualitätsmanagement als alleinige Ursache für die erhöhten Systemdurchlässigkeiten fast auszuschließen sind.

Abschließend muss an dieser Stellen betont werden, dass im Rahmen der Untersuchungen jeweils die separate Wirkung einer Imperfektion und nicht die Überlagerung der vor Ort sicherlich eintretenden Imperfektionen betrachtet wurde. Zudem soll dieser Beitrag keine Argumentationshilfe für die Abschaffung der Instrumente des Qualitätsmanagements liefern. Er soll vielmehr das Bewusstsein für die Tatsache verbessern, dass lediglich ein vollständig integeres Bauwerk die meist hochgesteckten Abdichtungsziele gewährleisten und somit die Investitionskosten rechtfertigen kann.

Literaturquellen

Bishop, A. W.	Diskussionsbeitrag in: Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice. Butterworths, London, 1963.
Brauns, J.	Wirksamkeit unvollkommener Abdichtungswände unter Staubauwerken. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1978.
DAfStb	Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen, Heft 416, 1991.
GDA-Empfehlungen	Geotechnik der Deponien und Altlasten, 3. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 1997.
Kayser, J.	Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen- Dichtwandmassen. Mtlg. des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU BS, Heft 49, 1995.
He, G.	Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU BS, Heft 34, 1991.
Schofield, A. Worth, P.	"Critical State Soil Mechanics", London, McGraw-Hill, 1968.
Scholz, Chr., Bergs. Th.	Qualitätssicherung von Dichtwandbaustellen. TIEFBAU, S. 424 - 428, 2001.
Schulz, Th.	Einfluss der Temperatur auf Dichtwandmassen. Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU BS, Heft 56, 1998.
Manaserro, M., Fratalocchi, E., Pasqualini, E., Spanna, C., Verga, F.	Containment with Vertical Cutoff Walls, Geotechnical special publication, Geoenvironment 2000: characterization, containment, remediation, and performance in environmental geotechnics; proceedings of a specialty conference, New Orleans, Louisiana. New York: American Society of Civil Engineers, Nr. 46, Vol. 2, S. 1142-1172, 1995.
Maybaum, G., Kayser, J., Rodatz, W.	Spannungsberechnungen überschütteter Dichtwände. Mtlg. des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz, Heft 10, 1993.
Wittke, W.	Felsmechanik, Grundlagen für wirtschaftliches Bauen in Boden und Fels, Springer Verlag, 1984.

Hydraulische Funktionskontrolle von Dichtwandbauwerken

Dipl.-Ing. Chr. Scholz, Dr.-Ing. M. Rosenberg, cand. ing. R. Schmolke

1. Einführung und Problemstellung

Die Sicherstellung der Abdichtungswirkung von Dichtwandbauwerken ist ein Primärziel der Ausführung und Qualitätskontrolle. Bedingt durch das unterirdische Bauverfahren entzieht sich das Bauwerk sowohl während als auch meist nach der Herstellung der direkten Inaugenscheinnahme. D.h. weder Gelungenes noch weniger Gelungenes wird sichtbar. „Dennoch darf nach der Fertigstellung des Gewerkes ´Dichtwand´ nicht alleine der Glaube an ein gelungenes, den planerischen Vorgaben und dem Bauvertrag entsprechendes Gewerk stehen, auf das der Auftraggeber einen entsprechenden Anspruch hat, ebenso wie der Auftragnehmer das Recht hat auf Abnahme (VOB, B §12) des von ihm hergestellten Gewerkes nach Fertigstellung", denn er „übernimmt die Gewähr, dass seine Leistungen z.Zt. der Abnahme die vertraglich zugesicherten Eigenschaften hat (VOB, B §13). Um die Mängelfreiheit des Gewerkes nicht nur auf gutem Glauben beruhen zu lassen, kommt der Qualitätssicherung während der Planung und Bauausführung entscheidende Bedeutung zu" (nach FRIEDRICH / RUPPERT [2000]).

Regelungen zum Qualitätsmanagement werden in den GDA-Empfehlungen getroffen. Hier wird in Empfehlung E 5-3, Absatz 5 die Systemprüfung von Dichtwänden mittels Pumpversuchen erwähnt. Als Prüfmethodik wird das „Absenken des Wasserspiegels im Dichtungstopf bzw. in den Dichtungskammern" benannt. Ferner wird ausgeführt, dass „bei Wandabschnitten von einfachen Dichtwänden...die Absenkung nach Möglichkeit im Abströmbereich des Grundwassers" erfolgen sollte. Genauere Angaben zur Vorgehensweise und Auswertung werden nicht getroffen. Der vorliegende Beitrag gibt einschlägige Erfahrungen wieder und macht Vorschläge zur Vorgehensweise und Auswertung von hydraulischen Tests.

2. Systemprüfungen zur Feststellung des Abdichtungserfolges

2.1 Systemprüfung von Dichtwandprobekästen

2.1.1 Allgemeines

Im Vorfeld der eigentlichen Dichtwandbaumaßnahme wird bei der Altlastensicherung ein Dichtwandprobekasten (DWK) erstellt und beprobt. Anhand des DWK können sowohl die Eignung des Baustoffes unter Baustellenbedingungen als auch das geplante Bauverfahren und -gerät in Verbindung mit dem anstehenden Boden überprüft werden. Im Zuge der QM-Untersuchungen wird i.d.R. die Durchlässigkeit des gesamten Systems - bestehend aus Wand und Untergrund - ermittelt. Insofern sich die geotechnischen, hydraulischen und bauchemischen Verhältnisse im Verlauf der nachfolgenden Wandherstellung nicht signifikant ändern und die gleichen Geräte und Baustoffe zum Einsatz kommen, kann bei der Hauptmaßnahme von einer vergleichbaren Abdichtungswirkung ausgegangen werden.

2.1.2 Berechnungsansatz

Für die Bestimmung der Systemdurchlässigkeit eines DWK existieren unterschiedliche Vorgehensweisen. Grundsätzlich kann zunächst zwischen Absenk- und Auffüllversuchen unterschieden werden (siehe Abb. 1). Die Versuchsarten können bei stationären und bei instationären Strömungsverhältnissen durchgeführt werden.

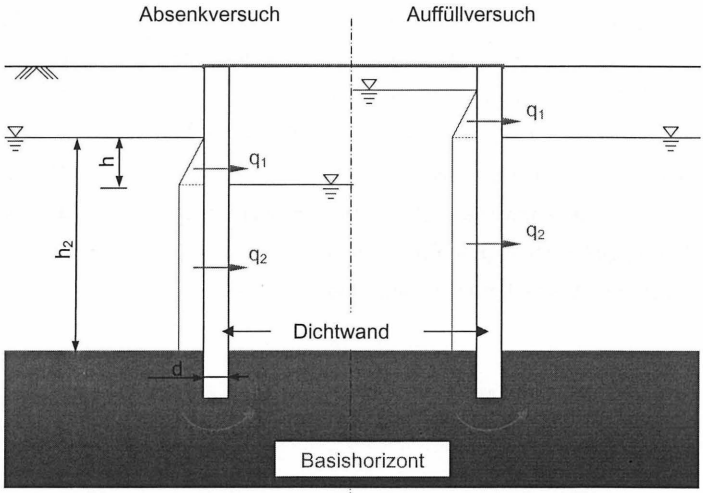


Abb. 1: Schematische Darstellung von Auffüll- und Absenkversuchen

Im Folgenden soll der Berechnungsansatz des in der Praxis i.Allg. durchgeführten Absenkversuches im stationären Zustand mit anschließender Beobachtung des instationären Wiederanstieges aufgezeigt werden.

Die Formeln gelten sowohl für die Auswertung des Beharrungszustandes und des Wiederanstiegs. Folgende Anteile gehen ein:

q_1 bezeichnet den Anteil, der im Bereich des linear zunehmenden Druckes durch die Dichtwand sickert [(m³/s x m)],

q_2 bezeichnet den Anteil, der im Bereich der konstanten Druckdifferenz durch die Dichtwand sickert [(m³/s x m)],

q_3 bezeichnet den Anteil, der durch den Basishorizont die Dichtwand umströmt [(m³/s x m)].

Die einzelnen Durchsickerungsanteile lassen sich auf der Grundlage des Darcyschen Filtergesetzes wie folgt berechnen:

$$q_1 = \frac{k_S \cdot h^2}{2d} \qquad \text{(Gl. 1)}$$

$$q_2 = \frac{k_S \cdot h(h_2 - h)}{d} \qquad \text{(Gl. 2)}$$

$$q_3 = 1/2 \cdot k_B \cdot h \cdot f \qquad \text{(Gl. 3)}$$

In Gl. (2) bezeichnet (h_2 - h) die Höhe, über die ein konstanter Wasserüberdruck auf die Dichtwand wirkt. Das Maß h_2 kann i.d.R. aus Baugrundprofilen abgegriffen werden. Der Formfaktor f in Gl. (3) ist von der Einbindetiefe der Dichtwand in den Basishorizont und dem gegenseitigen Abstand der Dichtwände abhängig. Die Bestimmung kann beispielsweise nach HARR [1962] vorgenommen werden.

Die einzelnen Abstromteile q_1 - q_3 gelten für einen ideellen Wandabschnitt der Länge 1 [-]. Der gesamte Grundwasserzustrom in den Dichtwandkasten Q_{ges} ergibt sich als Integral der einzelnen Zustromanteile über den Kammerumfang.

$$Q_{ges} = \sum_{i=1,n} (q_{1i} + q_{2i} + q_{3i}) \cdot l_i \qquad \text{(Gl. 4)}$$

Die Systemdurchlässigkeit k_s für den stationären Zustand kann anhand der entnommenen Wassermenge Q während der Regelung des Beharrungszustandes mittels Gl. (4) berechnet werden.

Die Auswertung der Wiederanstiegsmessungen erfolgt in Anlehnung an FOIK [1994]. Hierfür ist als Eingangswert die während der Wiederanstiegsphase zuströmende Wassermenge Q_{ges} zu bestimmen. Die Systemdurchlässigkeit k_s wird im Folgenden nach Gl. (4) bestimmt.

Die zuströmende Wassermenge Q_{ges} kann anhand des wasserverfüllbaren Porenanteils und der Wiederanstiegsmessung abgeleitet werden. Der wiederverfüllbare Porenanteil sollte nach Meinung der Verfasser aus den Versuchsdaten der Absenk- und der Beharrungsphase abgeleitet werden (siehe Gl. 5).

$$n = \frac{Q_{ab} - Q_{zu}}{V_{entw}} \qquad \text{(Gl. 5)}$$

mit:	n:	Porenanteil des entwässerten Bodenvolumens	[-]
	Q_{ab}:	abgepumpte Wassermenge während Absenkphase	[m³]
	Q_{zu}:	zugeströmte Wassermenge während Absenkphase	[m³]
	V_{entw}:	entwässertes Bodenvolumen (Innenfläche x Absenktiefe)	[m³]

Die zugeströmte Wassermenge Q_{zu} sollte unter Einbeziehung der für den Beharrungszustand ermittelten Systemdurchlässigkeit k_s berechnet werden. Hieraus ergibt sich eine - eigentlich unerwünschte - Kopplung der jeweiligen Auswertungen. Nach den Erfahrungen der Verfasser ist jedoch die aufgezeigte Bestimmung des wasserverfüllbaren Porenanteils tatsächlich zutreffender als die labortechnische Bestimmung des Porenanteils und die nachfolgende Ableitung des wasserverfüllbaren Porenanteils.

2.1.3 Vorgehensweise

Die übliche Vorgehensweise bei in situ Tests kann folgendermaßen skizziert werden:

- Bestimmen der Ausgangswasserstände
- Festlegen des Absenkniveaus
- Absenken des Innenwasserspiegels mit allmählicher Porenraumentwässerung

- Einstellen eines Beharrungszustandes (quasi-stationären Zustandes) ⇒ 1. Berechnung der Systemdurchlässigkeit
- Beendigung des Beharrungszustandes / Beobachtung des Wiederanstieges ⇒ 2. Berechnung der Systemdurchlässigkeit (Verifizierung der 1. Berechnung)

Bei der Absenkung des Innenwasserspiegels werden hauptsächlich zwei Vorgehensweisen unterschieden, die in erster Linie in der Methodik der Wasserentnahme differieren.

Bei dem „Verfahren 1" wird eingangs das Wasservolumen für die durchzuführende Absenkung über eine Abschätzung des wassergefüllten Porenanteils der zu entwässernden Bodenschicht abgeschätzt. Das Ziel besteht im Weiteren darin, dieses Volumen in möglichst wenigen Teilschritten mit relativ hohen Einzelentnahmemengen zu entnehmen. Im Anschluss an die jeweiligen Absenkschritte wird der Ausgleich des Innenwasserspiegels abgewartet. Die real hervorgerufene Absenkung kann somit bestimmt und die neuerlichen Abpumpvolumina zum Erreichen des Absenkzieles festgelegt werden.

Das Ziel des „Verfahrens 2" besteht darin, den Innenwasserspiegel während der gesamten Absenkphase und der Einstellung des (quasi-)stationären Zustandes auf einer konstanten Spiegelhöhe zu halten. In der Anfangsphase der Absenkung fallen durch die Porenraumentwässerung naturgemäß deutlich höhere Abpumpmengen als während des stationären Zustandes an. Im Rahmen eines vom IGB·TUBS begleiteten Absenkversuches wurden beispielsweise kurzzeitig mehr als 250 l/h für die Anfangsphase und 10 l/h für die Endphase gemessen.

Um eine Vorgehensweise gemäß „Verfahren 2" zu realisieren, wurde am IGB·TUBS eine Gerätekonfiguration entwickelt, die ein Quasikonstanthalten des Innenwasserstandes im DWK ermöglicht. Das System stellt einen geringfügig alternierenden Grundwasserspiegel ein (siehe Abb. 2, Verfahren 2). Der obere Spiegelhöhenstand ist durch die Regelungstechnik mit einem eng definierten Schwimmerspiel exakt einstellbar. Über die Leistung der Pumpe sowie die Dauer des Pumpzyklusses kann die jeweilige Entnahmemenge und somit indirekt die „Tiefe" der temporären Absenkung gesteuert werden. Aus Abb. 2 wird ferner deutlich, dass die Anlage so gesteuert wird, dass sowohl der obere als auch der untere Spiegelstand in jedem Zyklus bei konstanter Wasserentnahme erreicht werden. Hierdurch wird erreicht, dass durch die

geringe Wasserentnahme in relativ vielen Pumpzyklen keine Veränderungen der Bodenstruktur im Entwässerungsbereich erfolgt. Für die eigentliche Messphase zur Bestimmung der Systemdurchlässigkeit im Beharrungszustand kann die Dauer eines Pumpzyklusses verringert werden. Die Tiefe der temporären Absenkung (Differenz zwischen oberem und unterem Innenwasserstand) wird somit nochmals verringert und damit gleichmäßigere hydraulische Verhältnisse eingestellt.



Abb. 2: Schematisches Absenkprotokoll

In Abb. 3 ist das notwendige Equipment (exkl. Pumpe) dargestellt. Für die Absenkung wurde eine handelsübliche Pumpe mit Rückschlagventil eingesetzt.

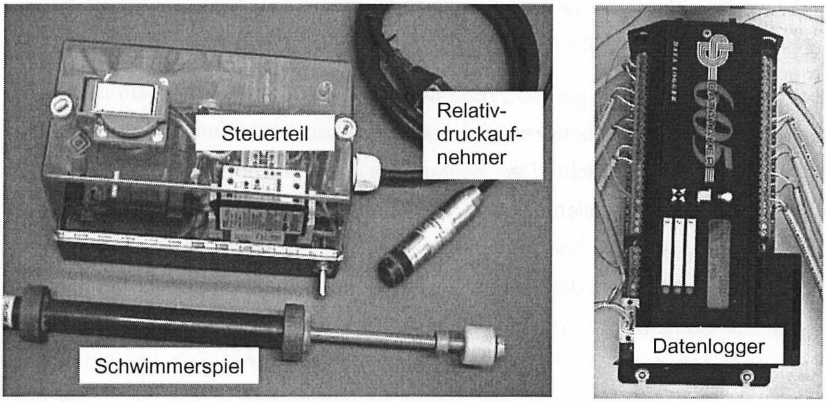


Abb. 3: Baustellenequipment für Absenkversuche

Der Vorteil der Absenkung nach „Verfahren 2" ist in den genauer definierten hydraulischen Bedingungen zu sehen. Diese gestatten es, die Systemdurchlässigkeit für die Phase des (quasi-) stationären Zustandes zuverlässiger zu berechnen. Durch die Präzision des verwendeten Schwimmerspiels wird das Signal an die Pumpe immer bei de facto identischem Wasserstand gegeben. Hierdurch wird vermieden, dass durch eine Schwankung des Innenwasserstandes während der Prüfphase eine zu hohe (bei „schleichender" Absenkung) bzw. eine zu geringe Wassermenge (bei „schleichendem" Wiederanstieg) entnommen und so das Ergebnis der Berechnung verfälscht wird.

Derartige Abweichungen wären bei der Regelung der Abpumpmenge „per Hand" aufgrund der hier realisierbaren Messgenauigkeit kaum vermeidbar und erscheinen mit einem Lichtlot auf den ersten Blick tolerabel. Folgende überschlägige Abschätzung sei hierzu gegeben: Bei einer „schleichenden" Absenkung um $\Delta h = 1$ cm ergibt sich für einen DWK mit einer Innengrundfläche von $A = 27$ m^2 und einem wassergefüllten Porenanteil $n = 0{,}2$ [-] eine zusätzlich zu entnehmende Wassermenge von $Q = 54$ l. Bei einer angenommenen 8-stündigen Messung des (quasi-) stationären Zustandes ruft diese zusätzliche Wassermenge eine Erhöhung der zu entnehmenden Menge von $q = 6{,}7$ [l/h] hervor. Im Rahmen des Projektes war als Grenzwert der Systemdurchlässigkeit $k_{Sys.} = 1{,}0 \times 10^{-08}$ [m/s] definiert. Unter Berücksichtigung der geometrischen und hydraulischen Randbedingungen bedeutete dies eine maximale Entnahmemenge von $q = 10$ [l/h] für die Phase des stationären Zustandes. Eine zusätzliche, durch die übliche Messtechnik (z.B. Lichtlot) kaum erfassbare Absenkung von nur 1 cm in 8 Stunden hätte somit bereits fast 70% der zulässigen Entnahmemenge verursacht.

In die Berechnung der Systemdurchlässigkeit für den Wiederanstieg geht der wassergefüllte Porenanteil der entwässerten Bodenschicht ein. In die Berechnung sollte neben der entnommenen Wassermenge und dem entwässerten Bodenvolumen auch der Zulauf in den DWK über Wand und Sohle während des gesamten Absenkversuches eingehen. Voraussetzung für die exakte Berechnung der Zulaufmenge in den DWK sind wiederum konstante Grundwasserstände während des Absenkversuches. Die genaue Berechnung der zufließenden Wassermenge kann insbesondere bei langandauernder Porenraumentwässerung an Bedeutung gewinnen. Im Rahmen des o.g. Projektes wurden während der gesamten Absenkphase ca. 5,8 m^3 Wasser aus einem DWK entnommen. Bei Berücksichtigung der hydraulischen Randbedingungen

flossen während des 12-tägigen Absenkvorganges ca. 2,88 m^3 Wasser zu. Die Nichtberücksichtigung der Zuflussmenge hätte demnach zu einer 50%-igen Verfälschung des wassergefüllten Porenanteils und somit zu einer Verfälschung der Systemdurchlässigkeit geführt.

2.2 Prüfung von wandartigen Abschnitten

2.2.1 Allgemeines

Die Funktionsfähigkeit einer Dichtwand wird theoretisch – wie in Kap. 2.1 beschrieben – anhand der Beprobung eines DWK einmalig nachgewiesen und dann auf die gesamte Dichtwand übertragen. In der Praxis können entgegen dieser Idealisierung Fälle eintreten, die es empfehlenswert erscheinen lassen, die Dichtwirkung hergestellter Dichtwandabschnitte vor der Abnahme zu überprüfen. Zur Prüfung können beispielsweise Kernbohrungen in der fertig gestellten Dichtwand abgeteuft und beprobt werden. Ein Vorteil dieses Verfahrens ist darin zu sehen, dass sowohl Material für Laboruntersuchungen gewonnen wird als auch die Bohrlöcher für Auffüll- bzw. Absenkversuche genutzt werden können. Ein Nachteil besteht jedoch darin, dass mit diesen Bohrungen nur ein kleiner Teil der Dichtwand untersucht werden kann und so die Gefahr besteht, dass Imperfektionen des Baustoffs und Einbindehorizontes, die zwischen den Kernbohrungen liegen, nicht erkannt werden. Ferner führt ein mangelhaftes Bohrergebnis regelmäßig zu Diskussionen, ob die Fehlstellen bereits vor dem Bohren vorhanden waren oder durch die Bohrungen verursacht wurden. Hier bietet sich mit der hydraulischen Funktionskontrolle am Gesamtsystem eine zerstörungsfreie Prüfmethode an.

2.2.2 Vorgehensweise und Berechnungsansätze

Bei der hydraulischen Funktionskontrolle an wandartigen Elementen werden auf der einen Seite der Dichtwand ein Brunnen und auf der anderen Seite Beobachtungspegel erstellt. Wird der Grundwasserspiegel abgesenkt, lässt sich aus eventuellen Veränderungen der Pegelstände auf die Durchlässigkeit der Wand schließen.

Der bei der Grundwasserabsenkung entstehende Absenktrichter sowie der Zulauf zu einem Einzelbrunnen können für homogene, isotrope Baugrundverhältnisse mit Hilfe

der Brunnenformel von DUPUIT-THIEM (aus HERDT/ARNDTS [1985]) berechnet werden:

Für Grundwasser mit freier Oberfläche im stationären Zustand gilt:

Verlauf des Absenktrichters:

$$y = \sqrt{\frac{H^2 - (H^2 - h^2) \cdot (\ln R - \ln x)}{(\ln R - \ln r)}} \qquad \text{(Gl. 6)}$$

Durchfluss Q durch die Dichtwand in Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes k:

$$Q = \frac{0{,}5 \cdot k \cdot (H^2 - h^2) \cdot (\ln R - \ln x)}{d \cdot (\ln R - \ln r)} \qquad \text{(Gl. 7)}$$

Dabei wird nach DUPUIT-THIEM von folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

1. Vorliegen eines stationären Strömungszustandes
2. der Boden ist ein Zweiphasensystem
3. im Absenkbereich gibt es keine Veränderung der Wassermenge durch Verdunstung oder oberirdischen Zufluss
4. die Durchlässigkeit ist der einzelnen Bodenschichten gleich groß und richtungsunabhängig
5. das Wasser strömt in Richtung des Brunnens, daraus folgt die Gültigkeit des linearen Strömungsgesetzes von Darcy
6. der Grundwasserhorizont ist nicht begrenzt und hat immer dieselbe Mächtigkeit
7. der Kapillarsaum wird nicht berücksichtigt
8. der Wassereintritt erfolgt über die komplette benetzte Filterfläche des Brunnens mit der gleichen horizontalen Geschwindigkeit

Unter diesen Voraussetzungen fließt das Wasser von allen Seiten gleichmäßig dem Brunnen zu, wobei sich ein parabelförmiger Absenktrichter bildet. Trotz Einschränkungen, die sich in der Praxis aus dem Fehlen oder dem nur teilweisen Zutreffen dieser Voraussetzungen ergeben, lassen sich nach FRIEDRICH / RUPPERT [2000] bei richtiger Anwendung mit der Formel von DUPUIT-THIEM gute Ergebnisse erzielen.

Der Absenkungsbetrag kann nach FRIEDRICH / RUPPERT [2000] theoretisch mit Hilfe zweier Modelle unter Annahme jeweils unterschiedlicher Voraussetzungen bestimmt werden:

1. Modell:

Die Absenkung entlang der Dichtwand wird als konstant angenommen und entspricht somit einer Strömung zu einem Sickerschlitz. Die Absenkung der angeströmten Wandseite lässt sich dann wie folgt bestimmen:

$$s_1 = 2 \cdot H - 3000 \cdot \frac{Q}{\sqrt{k}} \qquad \left(3000 \cdot \frac{Q}{\sqrt{k}} > H > 1500 \cdot \frac{Q}{\sqrt{k}} \right) \qquad \text{(Gl. 8)}$$

unter Voraussetzung der Reichweite: $R = 1500 \cdot s \cdot \sqrt{k}$.

2. Modell:

Es wird angenommen, dass sich bei der Grundwasserabsenkung eine parabelförmige Trichterbildung einstellt. Die Absenkung an der angeströmten Wandseite lässt sich in diesem Fall durch die umgestellte Brunnenformel nach DUPUIT-THIEM bestimmen:

$$s_2 = H - \sqrt{H^2 - \left(\sqrt{\frac{2 \cdot Q \cdot (\ln R - \ln r)}{\pi \cdot k}} \right)} \qquad \text{(Gl. 9)}$$

3. Untersuchungen zum Einfluss des Strömungszustandes auf die Versuchsdurchführung und die ableitbare Systemdurchlässigkeit

3.1 Allgemeines

Anhand des nachfolgenden Beispielbauwerks (siehe Abb. 4) soll der Einfluss des Strömungszustandes auf die Versuchsdurchführung und die ableitbare Systemdurchlässigkeit dargelegt werden. Als seitliche Abschottung des Bauwerkes gegen anstehendes Grundwasser fungieren Einphasen-Dichtwände. Diese werden planmäßig in einer Dicke von d = 0,80 m ausgebildet. Als Ausführungstiefe wurde einheitlich 35,0 m ab Geländeoberkante (GOK) angesetzt. Der Baugrund wird in zwei Schichten unterteilt. Von der GOK bis in eine Teufe von 33,0 m steht ein durchlässiger Sand an.

Im Fußbereich bindet die Dichtwand 2,0 m in einen sehr schwach durchlässigen Geschiebemergel ein.

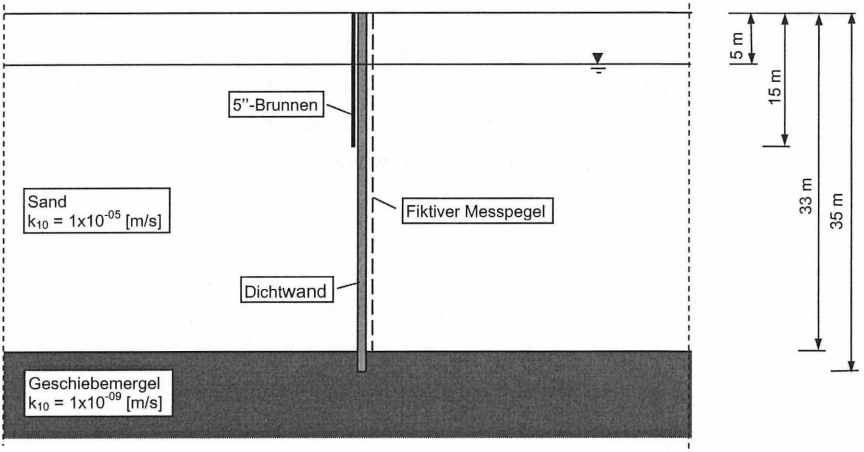


Abb. 4: Beispielbauwerk

In einem Abstand von 0,5 m zur Außenkante der Dichtwand wurde ein 5"-Brunnen bis in eine Teufe von 15 m berücksichtigt. Dieser Brunnen wurde als vollständig verfiltert angesetzt.

Für die Berechnungen wurden die FE-Programme „SS-FLOW 2D" und „TRANSIENT" der GGU, Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH, genutzt.

3.2 Simulation von Absenkversuchen bei variierten Randbedingungen

3.2.1 Allgemeines

Im Folgenden wird der Einfluss der Versuchsdauer auf die Strömungsverhältnisse und somit die Anwendbarkeit der vorgestellten Berechnungsansätze aufgezeigt. Hierbei soll als Beurteilungskriterium zum einen der Eintritt des stationären Strömungszustandes und zum anderen der Zeitpunkt des Eintritts einer baupraktisch messbaren Absenkhöhe definiert werden. Als Referenzpunkt für diese Betrachtungen wurde ein fiktiver Messpegel in einem Abstand vom 0,5 m von der brunnenabgewandten Dichtwandaußenkante gewählt (siehe auch Abb. 4).

Die anfängliche Absenkung des Grundwasserstandes im Brunnen wird in einem Zeitraum von 6 Stunden vorgenommen. Im Anschluss wird der Grundwasserstand im Brunnen während der gesamten Versuchsdauer als konstant angesetzt. Diese Vorgehensweise entspricht dem eingangs erläuterten „Verfahren 2".

Im Rahmen der Variationsrechnungen wurde grundsätzlich keine Grundwasserneubildung durch Niederschläge etc. einbezogen. Ferner wurden auf der brunnenabgewandten Dichtwandseite keine schwankenden Wasserstände – wie sie z.B. durch den Einfluss von Gezeiten in Ufernähe bewirkt werden – berücksichtigt.

3.2.2 Dichtwandkasten

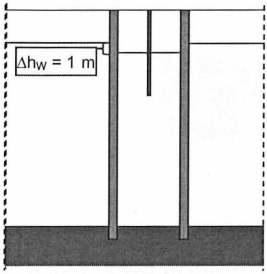


Abb. 5: DWK

Für die Simulation des Absenkversuches in einem DWK wurde das oben vorgestellte System um eine zweite Dichtwand im Abstand vom 6 m ergänzt. Die Durchlässigkeit der Dichtwände wurde zu $k = 1x10^{-08}$ [m/s] angesetzt.

Der Absenkbrunnen wurde in das Innere des DWK verlegt (siehe Abb. 5). Die simulierte Absenktiefe im DWK beträgt $\Delta h = 1$ m.

Im Zuge des in Kapitel 2.1.2 vorgestellten Ansatzes zur Berechnung der Durchlässigkeit in einem Absenkversuch (Ansatz nach FOIK) wird der Eintritt des stationären Strömungszustandes als Voraussetzung definiert. In der Baupraxis wird eine sich quasi-konstant einstellende Abpumpmenge bei gleich bleibenden Grundwasserverhältnissen als Kriterium für annähernd stationäre Strömungsverhältnissen angenommen. In der Regel wird hierbei eine Dauer des Pumpversuches von 14 – 21 Tagen als ausreichend erachtet.

Im Rahmen der Berechnungen wurde das in Abb. 5 skizzierte System auf den Eintritt des stationären Strömungszustandes hin untersucht. Als Referenzkriterium diente sowohl die zeitliche Entwicklung der Abpumpmenge als auch der Eintritt eines gleich bleibenden Grundwasserspiegels im gewählten Pegelquerschnitt. Nachfolgende Abb. 6 stellt die Entwicklung der Abpumpmenge über die Versuchsdauer dar. Anhand der Darstellung kann der theoretische Eintritt des stationären Strömungszustandes erst

nach ca. 200-tägiger Versuchsdauer abgeleitet werden. Dieser Wert wird durch die hier nicht dargestellte Entwicklung des Grundwasserspiegels im gewählten Pegelquerschnitt verifiziert. Für praktische Belange kann jedoch mit hinreichender Genauigkeit von quasi-stationären Verhältnissen nach einer Pumpdauer > 20 Tagen ausgegangen werden. Diese Angabe bezieht sich auf die zugrunde gelegten Bodenverhältnisse. Es ist darauf hinzuweisen, dass eingelagerte bindige Zwischenschichten zwangsläufig zu einer erheblichen Verlängerung der Mindestversuchsdauer führen.

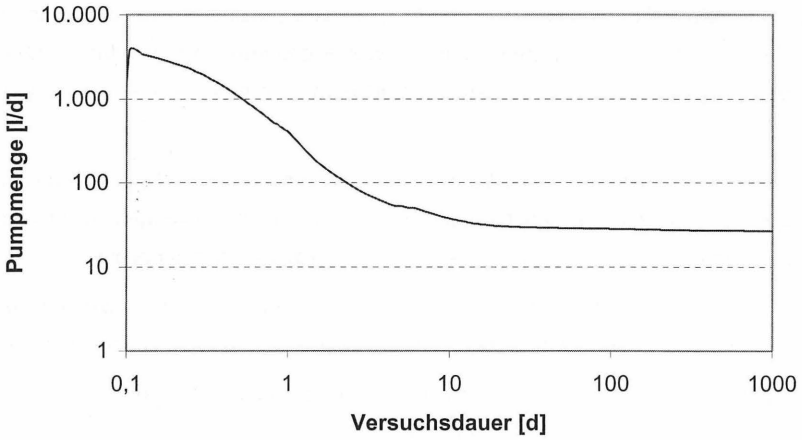


Abb. 6: Entwicklung der Pumpmenge für eine Absenkung von 1 m im DWK

Durch die Anwendung des „Verfahren 2" kann die Restwassermenge kontinuierlich beobachtet werden. Somit besteht eine qualifizierte Möglichkeit, anhand der jeweiligen Restwassermenge eine „gesicherte" Durchlässigkeit des Systems abzuleiten. Ein Wert der Systemdurchlässigkeit wird hier als „gesichert" bezeichnet, wenn in ihm Anteile aus der Porenraumentwässerung und dem instationären Wasserfluss enthalten sind. Die sich im stationären Zustand einstellende Systemdurchlässigkeit ist in jedem Fall geringer als der vorab berechnete Durchlässigkeitsbeiwert. Die Versuchsdurchführung im „Verfahren 2" kann somit nach dem Eintritt der vertraglich vereinbarten Systemdurchlässigkeit abgebrochen werden.

Bei der Anwendung des „Verfahren 1" kann der Zeitpunkt des Eintritts der vertraglich vereinbarten Systemdurchlässigkeit nicht erkannt werden. Hierin wird im Vergleich zu „Verfahren 2" ein weiterer Nachteil gesehen.

3.2.3 Wandartige Abschnitte

Die in Kapitel 2.2.2 vorgestellten Ansätze zur Berechnung der Durchlässigkeit wandartiger Abschnitte definieren - vergleichbar zum Dichtwandkasten – das Erreichen des stationären Strömungszustandes als Grundvoraussetzung für die Anwendung der Formeln. Im Zuge der Berechnungen wurde dementsprechend das in Abb. 4 skizzierte System auf das Erreichen des stationären Strömungszustandes hin untersucht.

Als Referenzkriterium diente der Eintritt eines sich konstant einstellenden Grundwasserspiegels im gewählten Pegelquerschnitt. Bei der Simulation wandartiger Abschnitte wurden für die Dichtwand unterschiedliche Durchlässigkeiten angesetzt.

1. Fall: $k_{Wand} = 5{,}0 \times 10^{-10}$ [m/s] – dieser Wert entspräche der Substanzdurchlässigkeit einer bei der üblichen Grundwassertemperatur $T_L = 10°C$ gelagerten DWM
2. Fall: $k_{Wand} = 1{,}0 \times 10^{-08}$ [m/s] – dieser Wert entspräche der allgemein vertraglich geforderten Dichtwanddurchlässigkeit

Im Folgenden werden die Fälle gegenübergestellt.

1. Fall

In Abb. 7 wird der sich einstellende Grundwasserstand für einen wandartigen Abschnitt mit einer Durchlässigkeit von $k_{Wand} = 5{,}0 \times 10^{-10}$ [m/s] über die Versuchsdauer dargestellt. Anhand der Darstellung kann eine geringfügige Reaktion des brunnenabgewandten Pegels auf die Absenkung im Brunnen abgeleitet werden.

Der den aufgeführten Berechnungsansätzen zugrunde gelegte Eintritt des stationären Strömungszustandes kann erst nach ca. 1000-tägiger Versuchsdauer festgestellt werden. Dabei wird eine Absenkung von $\Delta h \cong 0{,}0162$ m erreicht.

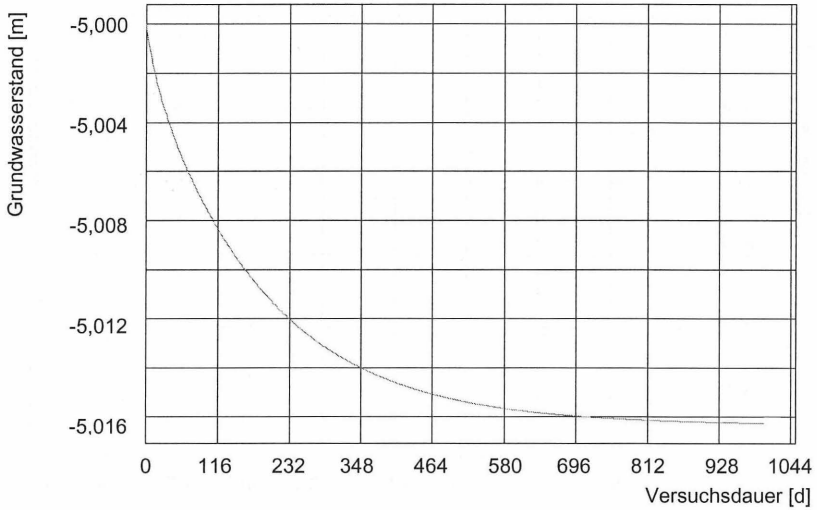


Abb. 7: Grundwasserstand im fiktiven Messpegel (wandartiger Abschnitt mit k_{Wand} = 5,0 x 10^{-10} [m/s])

2. Fall

Abb. 8 stellt den sich hier einstellenden Grundwasserstand für einen wandartigen Abschnitt mit einer Durchlässigkeit von k_{Wand} = 1,0 x 10^{-08} [m/s] über die Versuchsdauer dar. Anhand der Darstellung kann eine erhebliche Reaktion des brunnenabgewandten Pegels auf die Absenkung abgeleitet werden.

Der Eintritt des stationären Strömungszustandes wird jedoch auch erst nach ca. 450-tägiger Versuchsdauer erreicht. Dabei wird eine Absenkung von $\Delta h \cong 0{,}275$ m berechnet.

Da die jeweils aufgezeigten Größenordnungen der Versuchszeiträume für die Baupraxis inakzeptabel sind, wird auf die Möglichkeit der Auswertung im instationären Zustand hingewiesen.

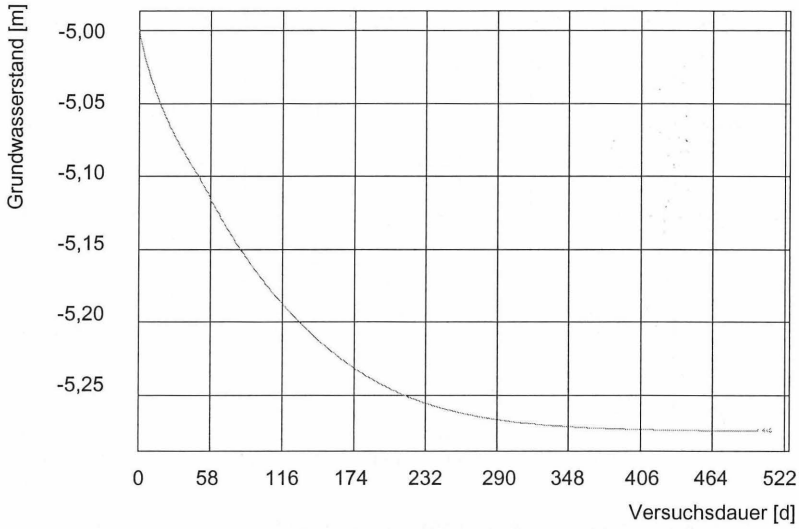


Abb. 8: Grundwasserstand im fiktiven Messpegel (wandartiger Abschnitt mit k_{Wand} = 1,0 x 10^{-08} [m/s])

3.3 Auswertung von Absenkversuchen bei instationären Strömungsverhältnissen

Für die Auswertung von Absenkversuchen im instationären Zustand ist eine iterative Annäherung der Wanddurchlässigkeit an die vor Ort gemessenen Absenkkurven durchzuführen. Da dementsprechende Berechnungen „von Hand" schwerlich zu realisieren sind, wird auf die Anwendung entsprechender Software auf Basis der FEM - wie sie auch im Rahmen dieser Untersuchungen verwendet wurde - verwiesen. Derartige geohydraulische Modellierungen erlauben ferner, in situ auftretende Baugrundschichten und komplizierte Geometrien zu erfassen. Dies ist mit konventionellen Lösungsmöglichkeiten i.d.R. nicht möglich.

Für instationär geführte Berechnungen ist zum einen die detaillierte Kenntnis des Baugrundaufbaus, insbesondere der Durchlässigkeiten und effektiven Porenzahlen, erforderlich. Zum anderen müssen für den Absenkversuch gesicherte Messwerte über die Versuchszeit zur Verfügung stehen. Somit ist gegenüber den Eingangsda-

ten für stationäre Berechnungen zusätzlich die Kenntnis der Porenzahlen erforderlich.

Für die Sicherstellung einer genügenden Anzahl qualitativ hochwertiger Messwerte über die Versuchszeit wird vom IGB·TUBS der Einsatz elektrischer, luftdruckkompensierter Relativdruckaufnehmer favorisiert. Bei diesen Aufnehmern haben Schwankungen des Luftdruckes keinen Einfluss auf die Messwerte. Die am IGB·TUBS verwendeten Aufnehmer haben einen Messbereich von 0 bis 12 mWS bei einer absoluten Genauigkeit von 0,5 % vom Endwert. Dies entspricht ca. 0,006 mWS (6 mmWS). Im Rahmen von Laborkalibrierungsversuchen konnte für die Aufnehmer eine höhere Genauigkeit von 0,25% (3 mm) festgestellt werden. Unter der Voraussetzung, dass vor Ort nur relative Spiegelhöhen gemessen werden, kann von einer noch höheren Genauigkeit ausgegangen werden. Als Grenzwert für einen sichergestellten Messwert wird im Rahmen dieser Arbeit eine Messwertveränderung von Δh = 5 - 10 mmWS vereinbart. Dementsprechend gilt es, für die oben aufgezeigten Fälle den notwendigen Versuchszeitraum für eine Grundwasserabsenkung im fiktiven Messquerschnitt von Δh = 5 - 10 mm einzugrenzen. Hierfür werden in der folgenden Abb. 9 die Absenkkurven bis zum Erreichen der vereinbarten Messwertveränderung dargestellt (Ordinatenachsen gleich skaliert).

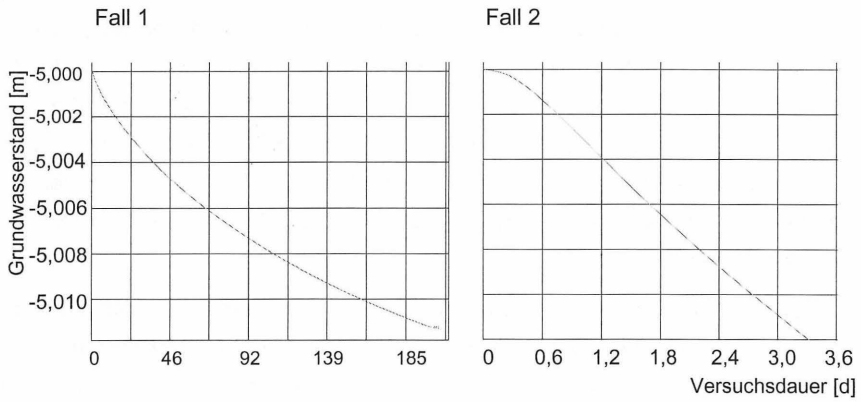


Abb. 9: Absenkkurven für Fall 1und Fall 2

Anhand der Darstellungen können die notwendigen Mindestversuchszeiträume abgeleitet werden. Diese werden in nachfolgender Tab. 1 gegenübergestellt.

Tab. 1: Gegenüberstellung der Mindestversuchszeiträume

	Mindestversuchszeiträume [d]	
	Δh = 5 mmWS	Δh = 10 mmWS
1. Fall: k_{Wand} = 5,0 x 10^{-10} [m/s]	52	160
2. Fall: k_{Wand} = 1,0 x 10^{-08} [m/s]	1,4	2,7

Aus der Gegenüberstellung wird ersichtlich, dass für die derzeitig in der Regel geforderte Durchlässigkeit von k = 1,0 x 10^{-08} [m/s] ein baupraktisch durchaus zu akzeptierender Versuchszeitraum abzuleiten ist. Um darüber hinausgehende Versuchzeiträume wirtschaftlich realisieren zu können, bedarf es einer autarken Versuchs- und Datensicherungstechnik, wie sie nur mit dem eingangs geschilderten „Verfahren 2" darstellbar ist.

4. Zusammenfassung

Die im Rahmen der Qualitätssicherung von Einphasen-Dichtwänden aufgeführten Nachweise zur Ausführungsqualität beinhalten u.A. die Systemprüfung von Dichtwänden mittels Pumpversuchen. Als Prüfmethodik ist das „Absenken des Wasserspiegels im Dichtungstopf bzw. in den Dichtungskammern" anerkannt. Ferner wird in den GDA-Empfehlungen empfohlen, dass „bei Wandabschnitten von einfachen Dichtwänden...die Absenkung nach Möglichkeit im Abströmbereich des Grundwassers" erfolgen sollte.

Im Rahmen des Beitrages wurde eine Gerätekonfiguration zur Einstellung quasikonstanter Grundwasserstände vorgestellt. Die Ausnutzung dieser Technik ermöglicht durch ihre weitgehend autarken Einsatzmöglichkeiten eine zuverlässige, genaue und wirtschaftliche Bestimmung der Systemdurchlässigkeit von Dichtwandkästen und wandartigen Abschnitten. Zudem wurde auf die Möglichkeit der Auswertung der Systemdurchlässigkeit bei instationären Strömungsverhältnissen verwiesen. Hierdurch kann eine Verringerung der notwendigen Mindestversuchszeiträume erreicht werden.

Literaturquellen

DGGT	GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten, 3. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 1997
Foik, G.	Überprüfung der Dichtungswirkung von Schmalwänden, Geotechnik 17, 1994
Friedrich, W. Ruppert, F.-R.	Qualitätssichernde messtechnische Maßnahmen im Deponiebau, Deponieseminar 2000, Mtlg. des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU BS, 2000
Herth, W. Arndt, E.	Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung, Zweite, überarbeitete Auflage, Ernst & Sohn, 1985
Harr, M. E.	Groundwater and Seepage, McGraw-Hill Book Company, New York, 1962

Standsicherheitsbetrachtungen bei Dichtwänden mit feststoffreichen Massen

Magret Geil, Sirko Dahlmann, Rainer Steffen

Einleitung

Für Abdichtungen gegen gering belastete Wässer wurde aufgrund der Wirtschaftlichkeit des Verfahrens fast ausschließlich das Einphasen-Verfahren eingesetzt. Die dabei gewonnenen Erkenntnisse im Greif- und Fräsbetrieb werden nachfolgend dargestellt, wobei insbesondere die Standsicherheit von Dichtwänden mit feststoffreichen Dichtwandmassen (DWM) betrachtet wird, die durch deren Materialverhalten geprägt ist.

Die Standsicherheit des flüssigkeitsgestützten Schlitzes berechnet die max. mögliche Länge der Lamelle, die mit der noch nicht erstarrten Dichtwandmasse gefüllt ist. Grundlage bildet die DIN 4126, die ursprünglich für mit Bentonitsuspension gefüllte Schlitze galt. Sie konnte ohne weiteres auf das Materialverhalten von konventionellen DWM mit geringeren Feststoffanteilen übertragen werden.

Die Notwendigkeit der Abdichtungen von Deponien und Altlasten mit Dichtwänden bis in 50 m Tiefen erforderten langverarbeitbare DWM sowie optimierte Herstellverfahren. Die Weiterentwicklung schadstoffresistenter DWM führte in drei Richtungen:

- Verwendung von Fertigmischungen,
- mit zusätzlichen Einbau von Kombinationsdichtungen,
- Einbau feststoffreicher, hochgefüllter DWM mit unterschiedlichen Komponenten im Zweiphasen-Verfahren.

Gerätetechnisch wurden breitere Greifer von ursprünglich 2,80 m über 3,40 m bis zu 4,20 m eingesetzt und für große Tiefen die Frästechnik verwendet.

Eine Weiterentwicklung bei Großprojekten insbesondere durch Reduzierung der anfallenden Wassermengen ist die Errichtung von Kammerdichtwänden mit Tiefendränagen.

Beim Bau der Tiefendrainage lastet einseitiger Erd- und Wasserdruck auf der Dichtwand. Dichtwände, z. B. in norddeutschen Tideeinflussgebieten, unterliegen wechselndem einseitigem Wasserüberdruck. Diese Belastungen müssen die erhärteten Dichtwände ohne große Verformungen aufnehmen können.

Für die Dichtwandverfahren ergaben sich zusätzliche Standsicherheitsbetrachtungen in Abhängigkeit vom Einbauverfahren und Materialverhalten. Nachfolgend werden ausgehend von den Erfahrungen mit konventionellen DWM Problemlösungen an mehreren Praxisbeispielen aufgezeigt.

Dichtwandmassen

Die Entwicklung im Einphasenverfahren ging von

- konventionellen Dichtwandmassen mit Feststoffgehalten von 200 bis 230 kg/m³
- über feststoffreichere DWM mit etwa 450 bis 480 kg/m³
- zu hochgefüllten DWM mit einem Feststoffanteil von 600 kg/m³.

Tab.1: Dichtwandmassen unterschiedlicher Zusammensetzung im Deponiebau

Bauverfahren	Geräte	Tiefen	Dichtwandmasse		Projekt
Einphasen	Tieflöffel	10 m	niedrig gefüllt	210 kg/m³	Deponie Hoxfeld
	Greifer	45 m		210 kg/m³ mit KDB	SAD Hünxe
	Greifer	40 m	hochgefüllt	450 kg/m³ 480 kg/m³	Sperrwand Leverkusen
	Fräse	50 m		480 kg/m³	ehemaliges Werksgelände Hamburg
	Greifer	38 m		600 kg/m³	Sperrwand mit mächtigen Braunkohlelagen
Zweiphasen	Greifer	12 m	DYNAGROUT	2080 kg/m³	ehemalige SAD Breitscheid
		30 m			Zielgasse Rheinfelden
	Fräse	50 m	Wasser 670 kg/m³ Opalinuston EFA-Füller Zement	650 kg/m³ 100 kg/m³ 150 kg/m³	Malsch

Im Zweiphasen-Verfahren wurden DWM mit Feststoffgehalten zwischen 900 und 2080 kg/m³ verwendet, wobei die zementfreien DWM eine hohe Schadstoffresistenz, aber eine geringe Festigkeit haben.

Einphasenverfahren

Es sind projektspezifische Gründe, die derartig hohe Konzentrationen erfordern. Die feststoffreichen DWM wurden im Greif- und Fräsbetrieb bis in Tiefen von 50 m verwendet, wobei in einigen Fällen die Grenzen des Verfahrens bei langen Verarbeitungszeiten zu beobachten war. Die hochgefüllte Dichtwandmasse ist in einem Pilotprojekt bis in 36 m Tiefe im Greifbetrieb eingebaut. Die Betreuung solcher Baumaßnahmen als Eigen- oder Fremdüberwacher verdeutlichen aber auch, wie wichtig es ist, bereits im Vorfeld der Planung und Eignungsprüfungen im Labor abzuschätzen, ob es überhaupt möglich ist, diese Dichtwandmassen bis in Tiefen über 30 m einzusetzen.

Der Feststoffgehalt von Einphasen-Dichtwänden orientiert sich an den Wechselwirkungen zwischen Suspension / Baugrund / Gerätetechnik. Aushubzeiten und Verarbeitbarkeit der DWM werden letztendlich durch die Tiefe, Lösbarkeit des Bodens und der zu übergreifenden Dichtwandmasse in den benachbarten Stichen bestimmt.

Trotzdem sind sowohl dem Einphasen- als auch dem Zweiphasen-Verfahren Grenzen durch die Einbautechnik gegeben, die insbesondere durch die Fließfähigkeit der hochgefüllten Suspension, ihrem Erstarrungsverhalten und Standsicherheit im Schlitz vorgegeben sind.

Bei tiefen Dichtwänden kann das Filtrationsverhalten, Fließverhalten, Erstarrungsverhalten (Verarbeitungszeiten) bei tiefen Wandabschnitten zu Schwierigkeiten bis hin zum Verlust der Aushubgeräte führen.

Die aus standortspezifischen Gründen notwendige hochgefüllte DWM setzt voraus, dass beim Überschneiden bereits hergestellter Primärlamellen eine deutlich festere DWM zu übergreifen ist als in konventionellen Dichtwandmassen. Die im Labor gemessenen Festigkeiten von 1 bis 2 Tagen entsprechen in etwa den 28-Tage Werten konventioneller DWM oder feststoffärmere DWM. Ein besonderes Augenmerk bei diesem Verfahren wird auf die Standsicherheit im Schlitz gelegt. Bedingt durch Greifer- und Fräsverluste wurde bei CDM geprüft, inwieweit das unterschiedliche Erstarrungsverhalten von Filterkuchen und DWM, die Dicke des Filterkuchens oder die nicht mehr wirksame Membranwirkung eines bereits abgebundenen Filterkuchens zu beachten ist.

Die Grenzen der Verarbeitung werden vom Boden und die durch die Aushubtechnik hervorgerufenen Bodenbeimengungen sowie Aushubdauer bestimmt.

Die Veränderung der Verarbeitungszeiten, frühzeitige Erstarrung, aber auch die Verluste an Aushubgeräten haben zu der Überlegung geführt, ob die innere Standsicherheit einer Dichtwandmasse anders als bei herkömmlichen Massen zu betrachten ist und ob das von Bentonitsuspensionen abgeleitete Standsicherheitsmodell mit einer Membranwirkung des Filterkuchens immer zutreffend ist. Die Überlegungen sind noch nicht abgeschlossen, sie zeigen jedoch auf, dass eine möglicherweise frühzeitige Erstarrung des Filterkuchens und eine unterschiedliche Dicke des Filterkuchens die Standsicherheit und Herstellbarkeit im Schlitz behindern.

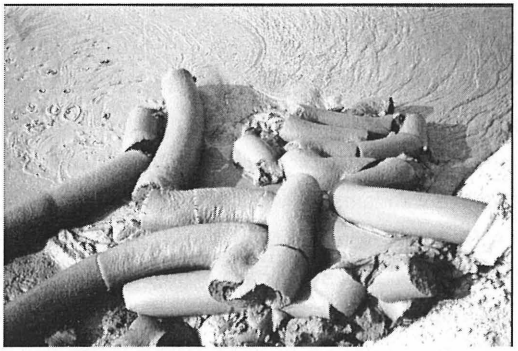


Abb.1: erstarrende feststoffreiche Dichtwandmasse aus Fräsbetrieb

Kombinationsdichtwände

Der Einbau von Spundbohlen oder Kunststoffdichtungsbahnen ist nur im Endlosverfahren möglich. Die DWM muss auch nach dem Aushubende bis zum Einstellen der zusätzlichen Dichtungen flüssig bleiben. Möglich ist dies durch den Einsatz konventioneller DWM mit Verarbeitungszeiten bis zu 36 Stunden. Die notwendigen Längen der mit frischer Dichtwandmasse gefüllten Schlitze betragen etwa 10 bis 15 m. Bedingt durch die lange Verarbeitungszeit ist u. U. die Länge des „offenen" Endlosschlitzes größer.

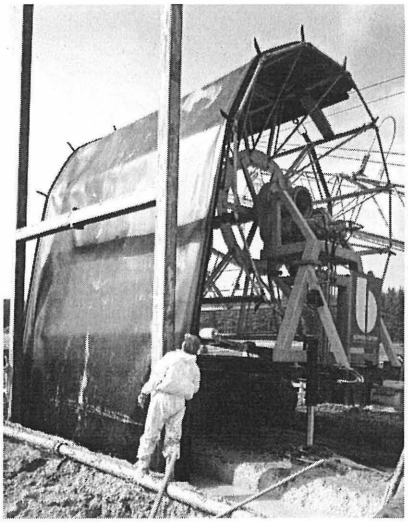


Abb. 2: Kombinationsdichtwand

Pilgerschrittverfahren

Wirtschaftlich günstig ist die Errichtung von 3er-Lamellen im Pilgerschrittverfahren. Ebenso wie beim Endlosverfahren erfordert dies die Errichtung der aneinandergereihten Lamellen „frisch in frisch". Die Verarbeitungszeiten schwanken je nach Baugrund und verwendeter DWM zwischen 12 und 36 Stunden (Tab. 1) bei den konventionellen DWM. Je feststoffreicher die Dichtwandmasse ist, umso kürzer wird die Verarbeitungszeit, was bedeutet, dass in großen Tiefen eher Einzellamellen errichtet werden. Die Standsicherheit des flüssigkeitsgefüllten Schlitzes ist günstig, die Wirtschaftlichkeit aufgrund der erforderlichen Überschnitte und der notwendigen Anschnittzeiten eher ungünstig einzustufen. Die Anschnittzeiten sind in Abhängigkeit von der eingesetzten DWM zu beachten. In der Tab. 2 sind unterschiedliche Anschnittzeiten der feststoffreichen und hochgefüllten DWM dargestellt. Sie gibt ferner Anhaltspunkte für die Größe der Festigkeiten in Abhängigkeit vom Probenalter und anstehenden Böden. In einem Baugrund mit unbelasteten und belasteten Böden sind unterschiedliche Festigkeitsentwicklungen der DWM nicht auszuschließen. In der Standsicherheitsuntersuchung ist zu prüfen, ob bei ausreichender Scherfestigkeit die Primärlamelle frühzeitig angeschnitten werden kann, damit bereichsweise die DWM nicht zu hart wird und die Aushubgeräte in den weicheren Boden „ausweichen" – Sicherstellung der Vertikalität.

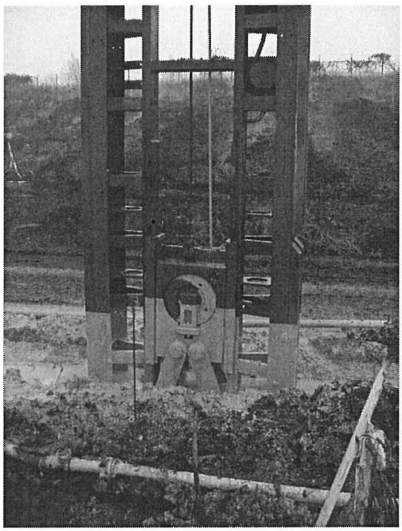


Abb. 3: Einphasen-Dichtwand mit Einbindung in die Braunkohle Sichtbar helle frische Dichtwandmasse ohne Braunkohleeintrag

Tab. 2 : Anschnittzeiten und Entwicklung der Festigkeiten in Abhängigkeit vom Boden

Dichtwandmassen			
	konventionelle 200 bis 230 kg/m³	feststoffreiche 450 bis 480 kg/m³	hochgefüllte 600 kg/m³
Verarbeitungszeit - Erstarrung			
Labor	12 bis 36	23	18
In situ	30	18	18
Anschnittzeiten			
quartäre Böden	3 bis 5 Tage	2 bis 3 Tage	1 bis 2 Tage
Braunkohle			4 bis 7 Tage
Probenalter bei Festigkeiten von 600 kN/m²			
unbelastete Böden	28 Tage	10 Tage	2 Tage
humushaltige Böden Erfahrungswerte, abhängig vom Huminsäuregehalt	> 56 Tagen	> 28 Tage	
Braunkohle	Nicht geeignet	Nicht geeignet	> 7 Tage

Endlosverfahren

Im Endlosverfahren werden die Dichtwände im Pilgerschrittverfahren erstellt, jedoch kontinuierlich aneinandergereiht. Durch den verfahrensbedingten Ablauf darf

- das Erstarrungsverhalten der DWM in benachbarten Lamellen, die nicht mehr mit dem Greifer oder der Fräse durchfahren werden, gestört werden,
- es muss vermieden werden, dass erstarrende Dichtwandmassen in die mit flüssigkeitsgestützten Schlitzen „rutschen".

Die Definition der Länge des „offenen Schlitzes" bei der kontinuierlichen Bauweise ist schwierig und bis dato noch nicht geklärt. Bei schnellem Baufortschritt können die Primärlamellen noch eine sehr weiche Konsistenz haben und sind u. U. zum

„offenen" schlitz zu zählen. Auf der anderen Seite ist bekannt, dass nicht mehr bewegte DWM rasch erstarren und somit die erhärtende DWM nicht mehr einen hydrostatischen Stützdruck ausübt.

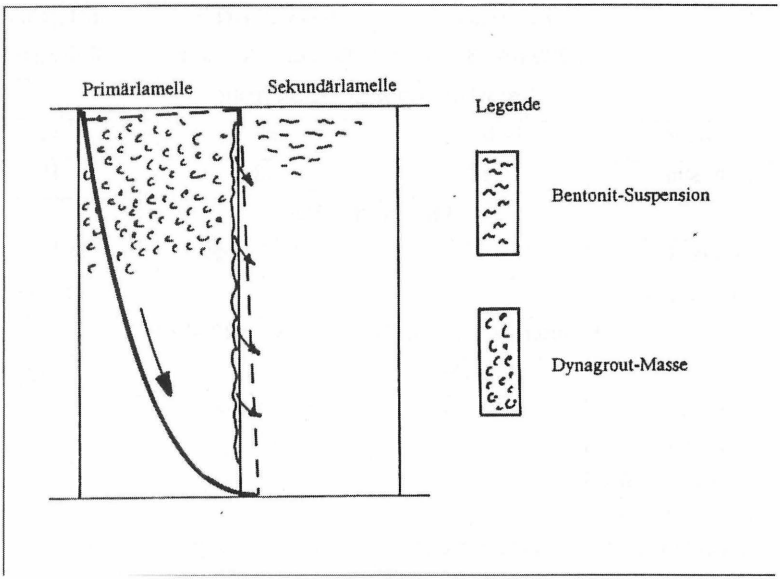


Abb.4: Standsicherheitsproblem beim Herstellverfahren im Zweiphasenverfahren und beim Endlosverfahren mit frischer Dichtwandmasse in der Sekundärlamelle

Zweiphasenverfahren

Die frisch einzubauende Sekundärlamelle, mit Bentonitsuspension gefüllt, schließt an die bereits abbindende Primärlamelle an. Beim Einsatz von zementfreien DWM besteht nur die Möglichkeit, einen hinreichend großen zeitlichen Abstand zwischen dem Bau der Primärlamelle und dem Bau der Sekundärlamelle zu legen. Die DWM in der Primärlamelle kann dadurch eine hohe Eigenfestigkeit erreichen und die Standsicherheit (s. Abb.1) gewährleisten. Die Anschnittzeiten betragen ca. 2 bis 3 Wochen.

Kammerdichtwände und Dichtwände im Tideeinfluss

Bautechnische Maßnahmen neben bestehenden Dichtwänden mit feststoffreichen DWM erfordern Kenntnisse über die Verformungskennwerte von DWM, wie Biegezugfestigkeiten und Zugfestigkeiten, die z. Zt. nicht zu den Standarduntersuchungen zählen. Erfahrungen hierzu werden anhand von Praxisbeispielen aufgezeigt.

Im Zuge der Errichtung der Tiefendrainage zwischen den vorab errichteten Dichtwänden, die durch Querschotte in einzelne Kammern unterteilt und abgedichtet wurden, sind statische Berechnungen notwendig. Die Nachweise basieren auf der Grundlage von

- rechnerischen Nachweisen,
- baubegleitenden Integritätsmessungen mit Auswertungen der Inklinometermessungen (über 10.000 Messpunkte) und Konvergenzmessungen und
- Festigkeitsprüfungen an ca. 1500 Rückstellproben aus der Dichtwand.

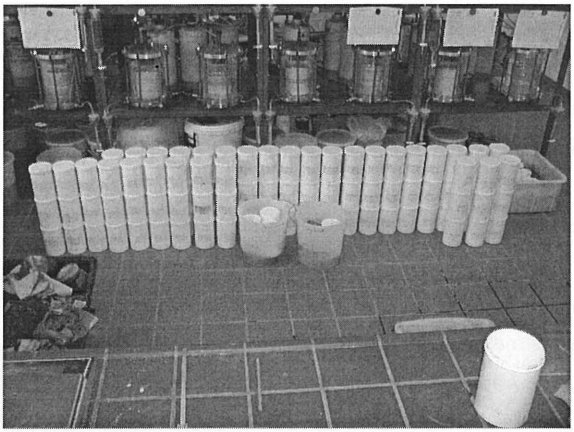


Abb.5: Anlieferung von Rückstellproben aus einer wöchentlichen Untersuchung

Dichtwände, die in Tideeinflussgebieten erstellt werden, unterliegen den natürlichen Wasserstandsänderungen, die zu einseitigen Belastungen führen.



Abb.6: gefräste Dichtwand in Hamburg

Standsicherheitsbetrachtungen

Je nach dem eingesetzten Bauverfahren

- Dichtwand im Pilgerschrittverfahren
- Dichtwand im Endlosverfahren, z. B. bei Kombinationsdichtwänden

ergeben sich unterschiedliche Anforderungen hinsichtlich

- der max. möglichen Länge der „frisch in frisch" erstellten und aneinander gereihten Lamellen (Standsicherheit des flüssigkeitsgestützten Schlitzes)
- sowie den Anschnittzeiten zwischen Primärlamellen und Sekundärlamellen (innere Standsicherheit).

Im **Einphasenverfahren** ist die maximal mögliche Verarbeitungszeit durch die Aushubzeiten und die Erstarrung der Dichtwandsuspension begrenzt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass im Einphasenverfahren Bodenteile mit in die Dichtwandmasse eingetragen werden. Hierdurch werden der Feststoffanteil und die Viskosität erhöht, was wiederum die Aushubzeit verlängert. Kontaminationen, welche über die Bodenanteile in die DWM eingetragen werden, können sowohl die Erstarrung der DWM verzögern als auch beschleunigen. Die DWM härten in Kontakt mit diesen Böden aus. Hierbei ist zu beachten, dass durch die Lagerung in kontaminierten bzw. nicht kontaminierten Böden eine verzögernde und / oder beschleunigende Erstarrung und Erhärtung möglich ist. Wenn über die Schlitztiefe die Dichtwandmassen unterschiedlich aushärten, kann dies bei Errichtung der Sekundärlamellen und dem notwendigen Anschnitt der Primärlamellen zu Standsicherheitsproblemen führen, wenn noch nicht ausreichend erstarrte bzw. erhärtende DWM in den flüssigkeitsgefüllten Nachbarschlitz rutscht.

Im **Endlosverfahren** werden Lamellen mit frischer Dichtwandmasse aneinander gereiht. Die bisherigen Standsicherheitsberechnungen nach DIN 4126 unterscheiden dabei nicht, dass bei Errichtung der letzteren Stiche die DWM in den zuvor erstellten Schlitzen bereits pastös und nicht mehr flüssig sind. Pastöse DWM wirken nicht mehr als Flüssigkeit und können je nach dem Erhärtungsgrad ggf. bereits Scherfestigkeiten von weichen Böden haben und sind in der Lage, über Gewölbewirkung ein Teil des Erd- und Wasserdruckes abzutragen. Hieraus resultiert

- eine zusätzliche Berechnung der Standsicherheit langer flüssigkeitsgefüllter Lamellen, hergestellt im Endlosverfahren.

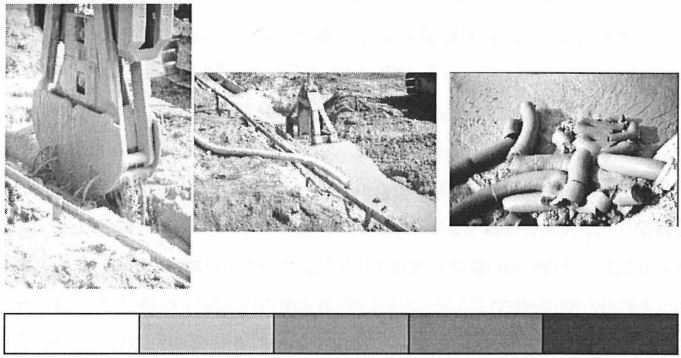


Abb.7: Endlosschlitze mit fließfähiger und allmählich erstarrender Dichtwandmasse

Um die Länge des „offenen" Schlitzes definieren zu können, muss das Erstarrungsverhalten der zu verwendenden Dichtwandmasse bekannt sein. Die Länge des „offenen" Schlitzes wird durch den Bereich des Schlitzes begrenzt, bei dem eine ausreichende Druckfestigkeit besteht, um den räumlichen Erddruck, den Gewölbedruck und den Grundwasserdruck aufzunehmen. Als Kriterium für eine ausreichende Druckfestigkeit der DWM wird die einaxiale Druckfestigkeit gemäß DIN 18136 herangezogen. Durch den Aushub einer Lamelle kommt es zu einer Gewölbewirkung des anstehenden Bodens. Die resultierenden Gewölbedruckkräfte stützen sich zum einen auf den vor der Lamelle befindlichen Boden, zum anderen auf die bereits erhärtete Dichtwandmasse ab. Die Krafteinleitung der Gewölbedruckkräfte wird durch einen nicht linearen Verlauf beschrieben. Eine genaue Definition dieses Verlaufes ist nicht bekannt. So wird hier auf die annahmen zur Gewölbewirkung gemäß ATV 127 (1988) verwiesen.

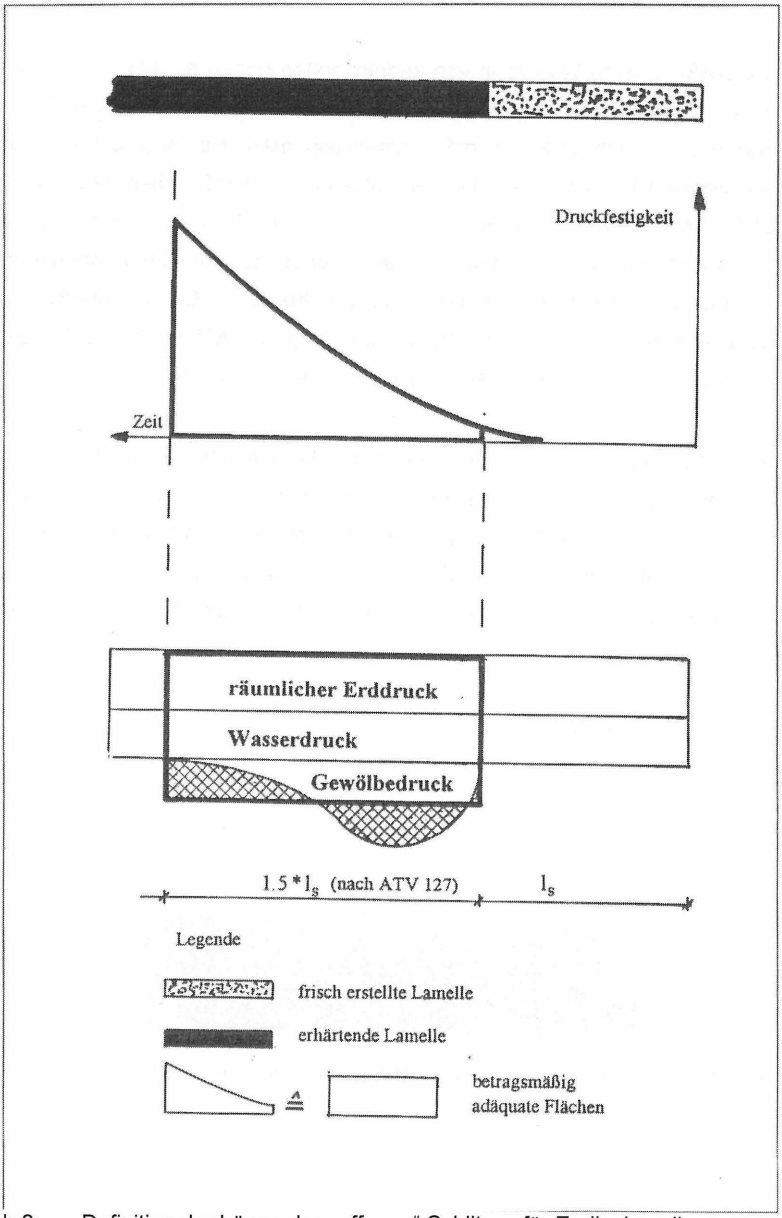


Abb.8: Definition der Länge des „offenen" Schlitzes für Endloslamellen

Die DWM filtrieren Wasser in den angrenzenden Boden ab und bilden je nach den d_{10}-Werten des Bodens einen **Filterkuchen** im Boden bzw. auf der Erdwandung. Während bei Schlitzwänden mit Bentonitsuspension hier sehr dünne Filterkuchen von wenigen mm gemessen werden, bilden die feststoffreichen bzw. hochgefüllten DWM einen wesentlich dickeren Filterkuchen von 2 bis 4 cm Dicke. Wächst dieser Filterkuchen in den Schlitz hinein, so ist er nur schwer von dem Aushubgerät lösbar. Die Folge kann der Verlust des Aushubgerätes sein. Da die Filterkuchen einen wesentlich geringeren W/Z-Faktor als die übrigen DWM im Schlitz haben, ist bei tiefen Wänden mit langen Aushubzeiten die Frage zu stellen,

- ob womöglich die Erstarrung des Filterkuchens wesentlich rascher eintritt?
- Falls ja, ist zu klären, inwieweit die Vorstellung aus der Standsicherheitsbetrachtung des flüssigkeitsgestützten Schlitz noch zutrifft, dass der Stützdruck über die Membrane übertragen wird, oder ob bei weiteren Aushubvorgängen der erstarrte Filterkuchen bricht und die Standsicherheit gefährdet.

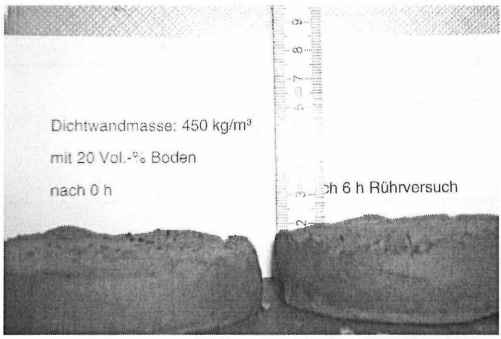


Abb. 9: Filterkuchen von feststoffreichen Dichtwandmassen

Die bisherigen Auswertungen belegen, dass feststoffreiche Dichtwandmassen auch unter in-situ Bedingungen, d. h. unter Drücken in der Filterpresse von ca. 1 bar sehr rasch erstarren, während bei der hochgefüllten Dichtwandmasse ein längerer Abbindezeitraum zwischen Erstarrungsbeginn und -ende vorliegt.

Wird ein 40 m tiefer Schlitz mit einem ungünstigen Grundwasserstand von 5 m unter GOK betrachtet, so beträgt der Suspensionsdruck in beispielweise 33,50 m Tiefe t bei der konventionellen DWM 1 bar und bei der hochgefüllten DWM bereits 1,65 bar. Der Suspensionsdruck ist jeweils bedingt durch die unterschiedlichen Wichten γ der Suspensionen mit dem Faktor f zu erhöhen:

$$\rho_{Susp} = f * \gamma_{t} * t - \rho_{Wasser}$$

konventionelle DWM 230 kg/m³	*f = 1,0*	*Filterkuchendicke*	*3 cm*
feststoffreiche DWM 450 kg/m³	*f = 1,35*	*Filterkuchendicke*	*0,4 cm*
hochgefüllte DWM 600 kg/m³	*f = 1,65*	*Filterkuchendicke*	*0,2 cm*

Um die Dicke des Filterkuchens bei höheren Feststoffgehalten nicht ungünstig zu beeinflussen, bedurfte es hier produktspezifischer Anpassungen. Das Ergebnis ist oben dargestellt. Die DWM wurden in Stahlzylindern mit dem Verhältnis der o. g. Drücke belastet und dann die Scherfestigkeiten über die Tiefe ermittelt. Die Scherfestigkeiten steigen kontinuierlich über die Tiefe mit dem Faktor 1,5 an. Sie spiegeln wieder, dass bei großen Tiefen und hohen Suspensionsdrücken, wenn Wasser in das umgebende Erdreich abfiltriert werden kann, mit einer rascheren Erstarrung der Dichtwandmasse im Schlitz zu rechnen ist.

Für Schlitzwände bzw. Dichtwände mit konventionellen DWM wird die Standsicherheit des flüssigkeitsgefüllten Schlitzes berechnet.

Die äußere Standsicherheit oder die Sicherheit gegen den Schlitz gefährdende Gleitflächen im Boden sind in der DIN 4126 definiert. Im Bruchzustand bildet sich ein Gleitkörper mit räumlich begrenzter Bruchfläche aus, wenn die wirksame

Stützdruckkraft der Suspension nicht ausreichend groß ist. Diese Art von Gleitkörper kommt zustande, da sich im Boden ein sogenanntes „Gewölbe" ausbildet. Beim prismatischen Erdkeilmodell wird die Gewölbebildung durch Schubkräfte, die an den Stirnseiten des Bruchkörpers auftreten, simuliert. Das Gewicht des Erdkeils stellt die treibende Kraft dar. Die haltenden Kräfte bestehen aus der Summe der an den Gleitflächen angreifenden Normal- und Schubspannungen, sowie der gesuchten Erddruckspannung.

Abgeleitet aus den o. g. Gründen sind für **feststoffreiche und hochgefüllte** Dichtwandmassen zusätzliche Standsicherheitsprüfungen durchzuführen:

- innere Standsicherheit der erstarrenden DWM in der Primärlamelle bei Anschnitt der Sekundärlamelle
- Untersuchung der Erstarrungszeiten von Filterkuchen und Dichtwandmassen.

Weiterhin sind Dichtwände im **Zweimassenverfahren** mit feststoffreichen DWM mit und ohne Zement hergestellt worden. Die **zementfreien DWM** sind gekennzeichnet durch eine geringe Festigkeit. Auch hier ist eine zusätzliche Standsicherheitsprüfung durchzuführen:

- Innere Standsicherheit der erstarrenden und erhärtenden DWM in der Primärlamelle bei Anschnitt der mit Bentonitsuspension gefüllter Sekundärlamelle. Dies ist umso mehr von Bedeutung, da ein großer Dichteunterschied besteht zwischen der DWM mit ca. 21 kN/m³ im Primärstich und der Bentonitsuspension im Sekundärstich mit 11 bis 13 kN/m³.

Standsicherheitsbetrachtungen bei erhärtenden Dichtwandmassen

Die Standsicherheit der erhärtenden Dichtwandmasse ist eine erweiternde Betrachtungsweise der nach DIN 4126 definierten äußeren Standsicherheit. Er stellt einen vereinfachten Standsicherheitsnachweis dar, um die Sicherheit gegen ein

Herausfließen der Masse aus dem Primärschlitz zu garantieren. Durch einen Vergleich von „treibenden" zu „haltenden" Kräften wird die Sicherheit definiert

„Treibende Kraft" *Druck der Dichtwandmasse*

$S_s = \gamma_D * t * K$

γ_D *Wichte der DWM*

t *Tiefe des zu betrachtenden Elementes im Schlitz*

K *Beiwert K = 1.0 (hydrostatischer Druck) K=0,5 (Ruhedruck)*

„Haltende Kräfte": *Reibungskräfte, die durch das Eigengewicht aktiviert werden, sie wirken auf Ober- und Unterseite des Elementes*

$R = 2 * \gamma_D * t * \tan \varphi$

φ *Reibungswinkel Dichtwandmaterial*

Kohäsionskräfte wirken auf Ober- und Unterseite sowie den beiden Seitenflächen

$C = 4 * c$

C *Kohäsion des Dichtwandmaterials*

Stützkraft der Stützflüssigkeit im Sekundärschlitz

$S_F = \gamma_F * t$

Aufstellen der Gleichgewichtsbeziehung:

$S_s < R + C + S_F$

Unter der (ungünstigsten) Annahme hydrostatischen Suspensiondruckes im Primärschlitz mit K = 1,0

$$(\gamma_D - \gamma_F) * t < 2 * \gamma_D * t * \tan \varphi + 4 * c$$

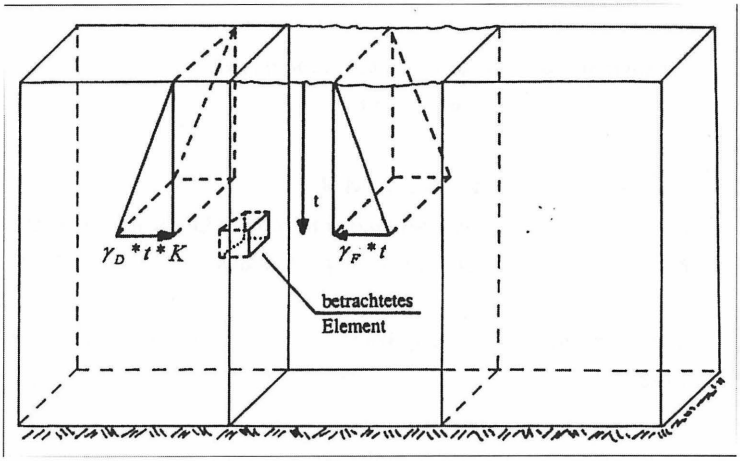


Abb.10: Prinzipskizze bei der Standsicherheit der erhärtenden Dichtwandmasse

Standsicherheitsbetrachtungen bei erhärteten Dichtwandmassen

Eine weitere Entwicklung ist die Herstellung von **Kammerdichtwänden** mit parallel verlaufenden Dichtwänden, die bereichsweise durch Querschotte in Kammern unterteilt sind. Der Bau der Tiefendränage zwischen den Wänden erfordert eine Grundwasserabsenkung und damit zeitlich begrenzte einseitige Belastung der Dichtwände im Bauzustand.

Die Integritätsprüfungen umfassen

- statische Nachweise vor Erstellung der Tiefendrainage

Bei dem Bau der Tiefendrainage wird das vorhandene Gleichgewichtssystem Boden/ Dichtwand bestehend aus Einwirkungen und Widerständen verändert. Insbesondere nachfolgende Punkte sind für die Dichtwandverformung relevant.

Einwirkungsseite

- *horizontale Belastungen durch Arbeitsgeräte (z. B. Bagger, LKW's) seitlich der Dichtwand*
- *horizontale Belastungen durch einseitigen Wasserdruck (Grundwasserabsenkung innerhalb der Kammer)*
- *Widerstandsseite*
- *gestörte seitliche Bettung der Dichtwand durch Auflockerungen des Bodens beim Einbau des Verbaus*

Darüber hinaus sind folgende Parameter für Größe und Verlauf der Dichtwandverformungen und Spannungen über die Tiefe der Dichtwand ausschlaggebend

- *Eigensteifigkeit der Wand abhängig von der Wanddicke und dem Verformungsmodul der Dichtwandmasse.*
- *Größe der seitlichen Bettung*
- *Veränderung des Verformungsmoduls der Dichtwand durch Eintragung von Kontamination und Boden*

Das hier vorgestellte Rechenverfahren kann ebenso für die Berechnung der zulässigen Verformungen bei Dichtwänden in Tideeinflussgebieten verwendet werden.

- Überprüfungen der zulässigen Verformungen und Krümmungsradien, Berechnung anhand der Ergebnisse und Auswertungen von baubegleitenden Verformungsmessungen und Materialuntersuchungen

Nach Erstellung der Dichtwand muss die Integrität der Dichtwand nachgewiesen werden. Dazu können in den Innen- und Außenwänden Inklinometer eingebaut und die Verformungen vor, während und nach dem Bau der Tiefendrainage senkrecht zur Dichtwandlängsachse gemessen werden.

Aus den horizontalen Verformungen wird der Krümmungsverlauf über die Tiefe berechnet. Unter Berücksichtigung der Tiefenlage des untersuchten Schnittes (Normalkraft aus Eigengewicht und Auftrieb) können aus den Krümmungen die Spannungen in der Dichtwand ermittelt werden. Die zulässigen Grenzwerte können durch Biegezugversuche an Rückstellproben aus der Dichtwand in Anlehnung an DIN EN 196 bestimmt werden. Da es sich hier um keine Standarduntersuchung nach den GDA-Empfehlung handelt, sind zum Abgleich der Grenzwerte auch die Ergebnisse aus den einaxialen Druckversuchen und Erfahrungswerte aus Zugversuchen mit Dichtwandmassen heran zu ziehen.

Die Zugfestigkeit von Dichtwandmassen betragen ca. 1 / 6 bis 1/10 der einaxialen Druckfestigkeit für konventionelle und feststoffreiche Dichtwandmassen.

Literaturverzeichnis

ATV 127 (1988): Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen. Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA), St. Augustin

Geil, Heibrock (2003): Hochgefüllte Dichtwandmassen – Möglichkeiten und Grenzen aus technischer und wirtschaftlicher Sicht, 18. Christian Veder Kolloquium, Graz

Magret.Geil@cdm-ag.de
Sirko.Dahlmann@cdm-ag.de
Rainer.Steffen@cdm-ag.de

Baugrubenverbau mit Dichtwandfertigmischungen

Dipl.-Ing. Thomas Deuse
Dr.-Ing. Heiko Plack

Einführung

Dicht besiedelte Ballungszentren mit immer weniger Platz für die einzelnen Gebäude erfordern zwangsläufig die Ausschöpfung aller Möglichkeiten in der Vertikalen, das heißt, hohe Gebäude mit diversen Tiefgeschossen. Bei der Erstellung von Baugruben kommt dem Spezialtiefbau daher verstärkte Bedeutung zu.

1. Baugrubenverbau

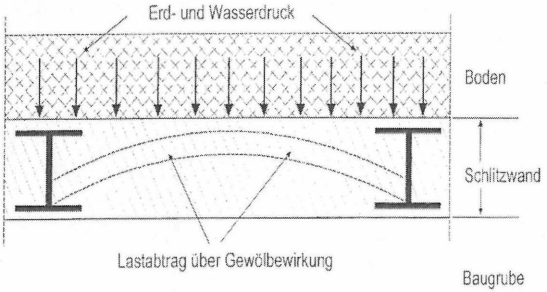
Der Baugrubenverbau dient dem Schutz des entstehenden Bauwerks und der daran arbeitenden Personen. Am weitesten verbreitet sind dabei Trägerbohlwände, bei denen vertikal gerammte Stahlträger in der bekanntesten Form des ‚Berliner Verbaus' mit Holzbalken ausgefacht werden. Diese Bauweise ist einfach und kostengünstig herzustellen. Alternativ können die Träger z.B. zur Herstellung eines Dauerbauwerks mit Spritzbeton ausgefacht werden. Diese Verbauarten sind allerdings nicht zur Anwendung im Grundwasser geeignet.

Hier hat sich in den vergangenen Jahren neben den überschnittenen Bohrpfahlwänden die Herstellung von Baugrubenverbauten mittels Schlitzwandtechnik durchgesetzt. Im Schutz einer Bentonitsuspension werden die Ortbetonwände abschnittsweise im Kontraktorverfahren hergestellt. Diese Bauweise ist aufwändig und teuer. Einfacher und üblicherweise auch preiswerter ist die Herstellung einer Dichtwand im Einphasenverfahren und Einstellen einer rückverankerten Stahlspundwand.

Daneben gab es eine Vielzahl von Baumaßnahmen, bei denen die Trägerverbau- und Dichtwandbauweise kombiniert wurden. Einphasendichtwandmassen haben naturgemäß eher geringe Druckfestigkeiten und sind eigentlich für eine beidseitig erdberührte Anwendung konzipiert. Beim Freilegen der Dichtwände setzten durch Austrocknung erhebliche Schrumpfungsvorgänge ein, denen durch geeignete Maßnahmen begegnet werden muss.

Trag- und Verformungsverhalten von Dichtwandmassen sind an der Bergischen Universität Wuppertal untersucht worden.

„Das Nachweiskonzept zur Bemessung von Dichtwandmassen als Ausfachung von Baugrubenwänden für Erd- und Wasserdruck geht von der Bildung eines horizontal zwischen den Verbauträgern gespannten Druckgewölbes aus und vergleicht die hierin wirksamen Druckspannungen mit der einaxialen Druckfestigkeit." /1/



2. Dichtwandmischungen

Grundsätzlich wird unterschieden zwischen:

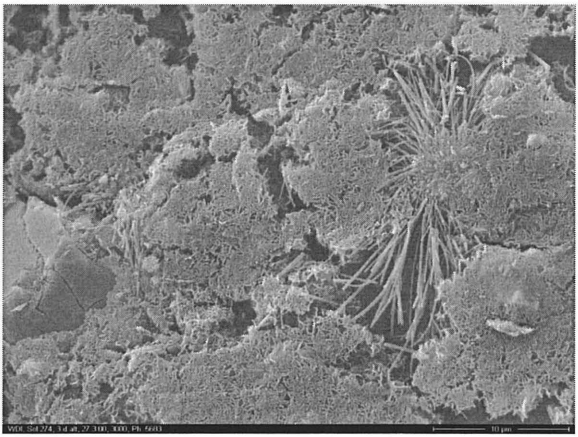
(Einphasen-) Dichtwandfertigmischungen		
A	Baustellenmischungen	ca. 200 kg/m³ hüttensandreiches Bindemittel ca. 40 kg/m³ Na-Bentonit
B	Feststoffarme - Feststoffreiche - Fertigmischungen	200 - 300 kg/m³ 300 - 500 kg/m³ Gemische aus Bindemittel- Ton- und Mineralstoffen

Zur Herstellung von Baustellenmischungen kommen zu Natriumbentonit aktivierte Calciumbentonite zum Einsatz. Da freie Calciumionen diese Aktivierung teilweise aufheben und so das zur Stützwirkung notwendige Quellverhalten beeinflussen, müssen Bindemittel verwendet werden, die beim Abbinden nur wenig Calcium freisetzen. Damit kommen reine Portlandzemente nicht in Frage und hüttensandreiche Bindemittel gewinnen an Bedeutung. Zum Schutz des Bentonits ist in der Regel ein Vorquellen von einigen Stunden erforderlich. Die Rezeptierung von Baustellenmischungen setzt in jedem Fall gute Materialkenntnisse und Kapazitäten zur notwendigen laborativen Überwachung voraus.

Dichtwandfertigmischungen können dem gegenüber durch die genauere Kenntnis der Hersteller über die aktuelle Qualität der Rohstoffe zielsicherer in Bezug auf Rheologie, Verarbeitungs- und Festeigenschaften rezeptiert werden.

2.1 Austrocknungsproblematik

Einphasen-Dichtwandmassen entstanden aus Gründen der Vereinfachung von Bauabläufen. Während der Aushubphase wird allein der Bentonit mit seiner Stützwirkung benötigt. Die Bindemittelkomponente ist dabei mit ihrem Einfluss eher hinderlich. Nach Fertigstellung des Schlitzes wird die vom Bentonit aufgebaute Struktur durch Erhärten der Bindemittelkomponente verfestigt. Dabei sind hohe Wasser/Bindemittelwerte üblich. Bei beidseitig erdberührter Ausführung im wassergesättigten Boden spielt das keine Rolle. Wird jedoch eine Seite freigelegt und der Witterung ausgesetzt, verdunstet das Wasser. Diese Austrocknung führt dann zu Spannungen, die in vollständiger Gefügezerstörung enden können.



REM Aufnahme einer drei Tage alten Dichtwandmasse. Zu erkennen ist der wolkige gequollene Bentonit, unten links ein Hüttensandkorn und oben rechts ein hydratisierendes Klinkerkorn.

Das Austrocknen einer Dichtwandfertigmischung wurde bei der Herstellung einer Baugrube in Düsseldorf in verschiedenen Zeitabständen untersucht:

Zeitraum	Austrocknungstiefe	
7 Tage	oberflächlich 1 - 2 cm	SOLIDUR® 274 S mod. Fertigdichtwandmischung mit 250 bis 300 kg/m³ Bauzeit Frühjahr 2000 bei allen Witterungszuständen
21 Tage	2 - 3 cm	
30 Tage	3 - 4 cm	
40 Tage	4 - 8 cm	

Die vorgenannten Werte zeigen, dass der Austrockungsvorgang für eine zeitlich begrenzte Freilegung der Dichtwandmasse keine große Bedeutung hat. Hinzu kommt, dass die ausgetrocknete und noch nicht herab gefallene Masse die verbleibende Wand etwas vor der Witterung schützt. Da beim Standsicherheitsnachweis der Gewölberechnung üblicherweise auch nicht der gesamte Querschnitt in Ansatz gebracht wird, kann bei normalen Witterungsbedingungen, vorzugsweise in Frühjahr und Herbst, eine Dichtwand durchaus eine gewisse Zeit ohne Schutzvorkehrungen auskommen.

2.2 Bauseitige Schutzmöglichkeiten

Steht die Dichtwandausfachung längere Zeit der Witterung ausgesetzt, sind Schutzmaßnahmen dringend zu empfehlen. Die einfachste Lösung ist das Abhängen mit Folien, die z.B. mit Baustahlmatten fixiert werden. Ergänzend dazu oder auch als alleinigen Schutz kann man die Dichtwandausfachung bewässern.
Schutzmaßnahmen sollten aber nicht nur gegen Austrocknen, sondern auch gegen mechanische Beschädigung und herab fallende Dichtwandmasse getroffen werden, die das Betonieren stören könnte. Hier ist z.B. das Abstellen der Fußbereiche mit Pressspanplatten vor der Sohlbetonage eine Möglichkeit.

2.3 Feststoffreiche Fertigmischungen

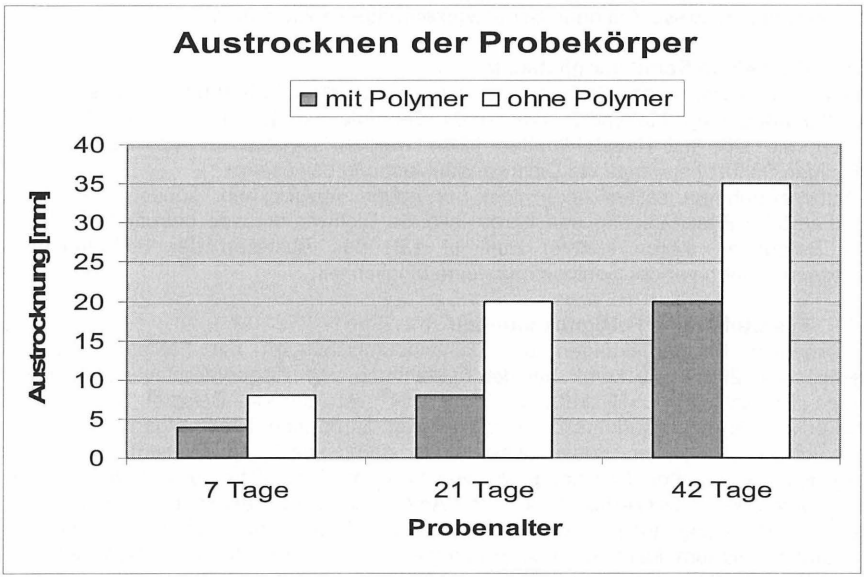
Vorgenannte Einschränkungen bei Dichtwandmischungen mit Feststoffgehalten im Bereich von 200 - 300 kg/m³ bei der Ausfachung von Trägerverbauwänden führte zu neuen Entwicklungen. Dyckerhoff ROBUDUR® ist als ein Beispiel für eine nicht austrocknende Dichtwandmasse hoher Festigkeit zu nennen. Diese Eigenschaften ließen sich jedoch nur unter Verwendung eines ganz speziellen Rohstoffs und einem vergleichsweise hohen Feststoffgehalt von 600 kg/m³ zielsicher erreichen. Mit diesem Material wurde im Dyckerhoff Steinbruch Amöneburg eine Testdichtwand erstellt, die 5 Jahre der Witterung ausgesetzt war. Nach visueller Beurteilung zeigte die Wand über den gesamten Zeitraum keinerlei Austrocknungserscheinungen. Die Druckfestigkeit lag im Bereich von 5 MPa - der k_f-Wert war $< 1 \times 10^{-10}$ m/s.
Parallel zur Erstellung der Testwand wurde ROBUDUR® bei Jessberger + Partner im Labor geprüft. Auszüge aus dem Prüfbericht: *"Die Suspension zeichnet sich trotz des hohen Feststoffgehalts als ein sehr fließfähiges und bis zu 8 h verarbeitbares Material aus. ...Kennzeichnende Parameter der Dichtwandmasse Robudur A sind hohe Festigkeiten und geringe Durchlässigkeiten sowie eine gute Witterungsstabilität. ... Die Frost-Tauwechsel-Versuche ergaben eine relativ geringe Absplitterung von 0,39 % bei 10 Frost-Tau-Wechseln. Das Material ist gegen Frosteinwirkung beständig."* /2/
Durch die notwendige Verwendung teurer Rohstoffe und den hohen Feststoffgehalt ist der Einsatzbereich für ROBUDUR® begrenzt. Festzuhalten ist, dass eine austrocknungsstabile Dichtwandmasse grundsätzlich zwar technisch möglich, aber wirtschaftlich nicht umsetzbar ist.

3. Optimierte Dichtwandfertigmischung

Bei den bisherigen Praxisanwendungen von Dichtwandfertigmischungen im Trägerverbau wurde selten mehr als 1 MPa Druckfestigkeit nach 28 Tagen gefordert. Damit, und natürlich auch aus Kostengründen, bewegen sich die Feststoffgehalte der Dichtwandmassen in der Regel zwischen 200 und 300 kg/m³.

3.1 Entwicklungsansatz

Parallel zu einer mit herkömmlicher Dichtwandfertigmischung SOLIDUR® 274 S mod. ausgeführten Baugrube in Düsseldorf erfolgte die Entwicklung einer inzwischen patentierten Sondermischung SOLIDUR® TVB mit einem speziellen Polymer. An der Bergischen Universität Wuppertal wurde dazu das Austrockungsverhalten in einem einfachen Versuch beobachtet. Beide Massen sind in rückseitig mit feuchtem Sand gefüllte Stahlrahmen eingebracht und nach 14 Tagen Aushärtung an der Vorderseite freigelegt worden. Anschließend lagerten sie rund 6 Wochen im Keller bei 15 °C und normaler Luftfeuchtigkeit. Folgende Ergebnisse stellten sich im Mittel ein:



Über den Beobachtungszeitraum von 42 Tagen war zunächst ein deutlich verlangsamtes Austrocknen festzustellen. Zwischen 21 und 42 Tagen stieg dann die Austrocknungstiefe beim modifizierten Material im Vergleich zur Anfangsphase deutlich an. Der Grund dafür zeigte sich beim Ausschalen beider Prüfkörper an der Beschaffenheit der rückseitigen Sandfüllung. Während bei der konventionellen Masse der Sand klumpig und feucht war, befand sich hinter dem modifizierten Material trockener rieselfähiger Sand. Damit war klar, dass der Austrocknungsvorgang beim modifizierten Material zwischen 21 und 42 Tagen nur infolge fehlender Feuchtigkeit überproportional anstieg. Mit anderen Worten, der Polymerzusatz führt neben dem besseren Wasserrückhaltevermögen zur aktiven Kompensation von Verdunstungsverlusten auf der freigelegten Seite durch Entzug von Wasser aus dem anstehenden Boden.

3.2 Voruntersuchungen

Untersuchungsergebnisse des Entwicklungslabors Lengerich der Dyckerhoff AG zeigten, dass SOLIDUR® TVB mit bekannten Dichtwandfertigmischungen direkt vergleichbar ist:

Laborwerte bei 10°C	**SOLIDUR® 274 S**	**SOLIDUR® TVB**
Feststoffgehalt	250 kg/m³	
Wasser	913 kg/m³	
Normsand (Bodeneintrag)	15 Vol.-%	
Suspensionsdichte	1,323 g/cm³	1,331 g/cm³
Frischsuspension		
Marshzeit	35,5 s/l	36 s/l
Fließgrenze	Kugel 5	Kugel 6
Filtratwasserverlust	45 ml	47 ml
nach 4 h Intervallrühren		
Marshzeit	42,5 s/l	43 s/l
Fließgrenze	Kugel 8	Kugel 8
Filtratwasserverlust	69 ml	71 ml
Frühfestigkeit		
Flügelscherfestigkeit 48 h	44,7 kN/m²	35,4 kN/m²
Festigkeitsentwicklung		
Prismendruckfestigkeit 7 d	0,34 N/mm²	0,32 N/mm²
Prismendruckfestigkeit 14 d	0,66 N/mm²	0,68 N/mm²
Endfestigkeit	***28 d***	***35 d***
Zylinderdruckfestigkeit	1,32 N/mm²	1,59 N/mm²
Wasserdurchlässigkeit	***28 d***	***35 d***
k_f – Wert	$2{,}8 \times 10^{-11}$ m/s	$2{,}4 \times 10^{-11}$ m/s

3.3 Baustellenerprobung

In Berlin wird zwischenzeitlich für die Ausfachung von Trägerverbau mit Dichtwandmasse die bauaufsichtliche Zustimmung im Einzelfall gefordert. Für das Bauvorhaben Markgrafenpark hat Züblin Spezialtiefbau diese zeit- und kostenaufwändige Prozedur durchgeführt. Anlässlich des 18. Christian Feder Kolloquiums in Graz berichtete Herr Schröder am 25.04.2003 über die Ergebnisse der erfolgreichen Labor- und Praxiserprobung von Herbst 2001 bis Frühjahr 2002. Es wurde eine Testdichtwand mit SOLIDUR® TVB ausgeführt, das sich auch in der Praxis ohne Unterschied zu einer herkömmlichen Dichtwandfertigmischung verarbeiten ließ. Die in verschiedene Bereiche unterteilte Testdichtwand wurde sehr umfassend in Bezug auf Festigkeit, Dichtigkeit, Austrocknungs- und Frostwiderstand überprüft. *"Neben diesen Versuchsserien wurde die geschützte und ungeschützte Oberfläche der Testdichtwand mehrfach während der gesamten Versuchsdauer visuell begutachtet. Dabei konnten keine tiefreichenden Verwitterungsprozesse an der Dichtwandoberfläche festgestellt werden."* /3/

4. Ausblick

Dichtwandfertigmischungen eignen sich aufgrund des einfachen Handlings sehr gut für wasserdichte Baugrubenumschließungen. Durch die Verwendung eines Polymer-Zusatzes kann das Austrocknen nachhaltig reduziert werden. Es besteht so die Möglichkeit, die langjährigen Erfahrungen mit optimierten Dichtwandfertigmischungen für dieses Anwendungsgebiet voll auszuschöpfen. Insbesondere hohe Früh- bzw. Endfestigkeiten sind so zielsicher und dauerhaft einzustellen:

[1] Laborwerte 20°C *[2] Produktionswerte 20°C*	**SOLIDUR® 274 HF[1]**	**SOLIDUR® TVB 350[2]**	**SOLIDUR® 275 S[1]**
Feststoffgehalt	300 kg/m³	350 kg/m³	400 kg/m³
Wasser	895 kg/m³	875 kg/m³	857 kg/m³
Suspensionsdichte	1,206 g/cm³	1,226 g/cm³	1,259 g/cm³
Frischsuspension			
Marshzeit	34,5 s/l	34,5 s/l	34 s/l
Fließgrenze	Kugel 4	Kugel 5	Kugel 6
Filtratwasserverlust	38 ml	29 ml	27 ml
Frühfestigkeit			
Flügelscherfestigkeit 48 h	> 100 kN/m²	56,9 kN/m²	43,4 kN/m²
Festigkeitsentwicklung			
Prismendruckfestigkeit 3 d	0,78 N/mm²	0,38 N/mm²	0,51 N/mm²
Endfestigkeit			
Zylinderdruckfestigkeit 28 d	1,50 N/mm²	2,20 N/mm²	3,25 N/mm²
Wasserdurchlässigkeit			
k_f – Wert 28 d	$5{,}1 \times 10^{-11}$ m/s	$3{,}8 \times 10^{-11}$ m/s	$1{,}1 \times 10^{-11}$ m/s

5. Literatur

/1/ K. Dörendahl, M. Pulsfort, Das Tragverhalten von Einphasen-Dichtwandmassen als Ausfachung von Baugrubenwänden,
4. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Esslingen 20. und 21 Januar 2004

/2/ Untersuchung des Austrocknungsverhalten und Frost- Tau-Wechsel) auf die Eigenschaften von Dichtwandmassen für den Baugrubenverbau,
Laborbericht Jessberger + Partner B 19501, 23.09.1996 (unveröffentlicht)

/3/ Th. Schröder, H. Wahrmund, Dichtwand mit eingestellten Trägern,
18. Christian Veder Kolloquium, Graz, 24. und 25. April 2003

Anschrift der Verfasser:

Dyckerhoff Aktiengesellschaft, Biebricher Straße 63, D-65203 Wiesbaden

Email: Thomas.Deuse@dyckerhoff.com Heiko.Plack@dyckerhoff.com

POLYVINYLALKOHOLFASER BEWEHRTES DICHTWANDMATERIAL FÜR DAS ZWEIPHASENVERFAHREN

O. Preiß
Institut für Geotechnik,
ETH Zürich, Schweiz

Prof. Dr. P. Amann
Institut für Geotechnik,
ETH Zürich, Schweiz

1 ALLGEMEINES

Bei mechanischen Untersuchungen von tonhaltigen, d.h. von so genannten aktiven Dichtwandmaterialien, wurden sowohl klein- als auch grossmasstäbliche Versuche durchgeführt. Dabei handelte es sich um ein Dichtwandmaterial für eine Zweiphasendichtwand, welches am Institut für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich entwickelt wurde (Hermanns 1993). Es zeigte sich, dass sich das Dichtwandmaterial wenig duktil verhält und eine geringe Zugfestigkeit aufweist (Brinkmann et al. 1999).

Dieses spröde Materialverhalten ist auf das im Zementstein vorhandene Calciumsilikathydrat zurückzuführen. Die kurzen Kristallfasern bilden ein unregelmässiges Geflecht, welches einen erheblichen Widerstand gegenüber Druckbeanspruchung besitzt. Bei Zugspannung jedoch werden die Kristallfasern aus dem Geflecht herausgezogen, bevor ihre Zugfestigkeit erreicht wird (Wischer 1974).

Um die Materialeigenschaften zu verbessern, kam die Überlegung auf, das Material ähnlich wie beim Faserbeton, zu bewehren. Basierend auf Voruntersuchungen wurden Fasern aus Polyvinylalkohol (PVA) ausgewählt (Brinkmann 2002).

2 ZUSAMMENWIRKUNG VON FASER UND MATRIX

Bei spröden Materialen beginnt eine Rissbildung schon bei geringen Dehnungen. Um diese so lang wie möglich einzuschränken, bedarf es einer Bewehrung. Hierfür eignen sind zugfeste und dehnfähige Fasern mit einer guten Verteilung. Sie wirken generell als Behinderung der Rissausbreitung, indem die Zugkräfte von einem Rissufer auf das andere übertragen werden. Im ungerissenen Zustand übernehmen die Fasern nur einen geringen Anteil der Zugkräfte, und zwar im Verhältnis ihrer Dehnsteifigkeit zur Dehnsteifigkeit der Matrix. Beim Bruch der Matrix und der damit verbundenen Rissbildung werden die Fasern

auf Herausziehen beansprucht. In diesem Stadium wird die Zugfestigkeit des Verbundwerkstoffes ausschliesslich von den Fasern übernommen.

Einen grossen Einfluss auf das Verhalten des Verbundwerkstoffes haben unter anderem die Geometrie, der Gehalt, die Orientierung und die Verankerung der Fasern. Hiernach entscheidet sich, ob die Faser herausgezogen wird oder reisst. Mit dem Herausziehen der Faser, was von der Reibungsspannung abhängig ist, stellt sich ein duktiles Verhalten beim Verbundwerkstoff ein. Die Grenze zwischen Faserauszug und Faserriss ist erreicht, wenn die eingeleitete Last, die infolge Haftreibung aufgenommen wird, gleich gross wie die Zugkraft der Faser ist. Dies gilt nur unter der Voraussetzung, dass die Haftspannung gleichmässig über die Faserlänge verteilt ist, und der Riss der Matrix in der Mitte der Faser erfolgt. Anderenfalls wird das kürzere Ende herausgezogen. Ein Auszug der Faser ist immer vorzuziehen, da mit dem Reibungswiderstand zwischen Faser und Matrix noch Kräfte aufgenommen werden können. Damit ist sogar ein Lastanstieg nach einem Matrixbruch möglich, wenn die Anzahl der kraftübertragenden Fasern gross genug ist.

3 DICHTWANDMATERIAL

Das oben genannte und am Institut für Geotechnik der ETH Zürich entwickelte Dichtwandmaterial wurde als Ausgangsmaterial für die zweite Phase verwendet (siehe Tabelle 1). Die Herstellbarkeit von unbewehrten Dichtwänden in dieser Zusammensetzung wurde mehrfach erfolgreich getestet (Günther et al. 1995).

Tabelle 1 Zusammensetzung des Dichtwandmaterials

Fasergehalt [Vol.-%]	0	0.75	1.1	1.45
Wasser [kg/m³]	654	644.25	639.7	635.15
Ton [kg/m³]	491	491	491	491
Flugasche [kg/m³]	123	123	123	123
Zement [kg/m³]	368	368	368	368
Fasermenge [kg/m³]	0	9.75	14.3	18.85
Verflüssiger [kg/m³]	3.68	3.68	3.68	3.68

Die Erfüllung der Anforderungen an die PVA-Fasern, wie z.B. die Langzeitbeständigkeit im Kontakt mit Zement, wurde nachgewiesen (Akers et al. 1989). Da die Fasergeometrie und der Fasergehalt entscheidenden Einfluss auf die mechanische Eigenschaft des Verbundwerkstoffs ausüben, wurden diese variiert. Die verwendeten Fasertypen und ihre Eigenschaften sind in der Tabelle 2 zusammengestellt.

Tabelle 2 Fasertypen mit Materialkennwerten

Fasertyp	∅	Länge	Dichte	E-Modul	Zugfestigkeit
	[µm]	[mm]	[kg/m^3]	[MN/m^2]	[MN/m^2]
RM 128	14	6	1.3	36000	1500
		12			
REC 7	26	12	1.3	40000	1500
REC 15	40	6	1.3	40000	1500
		12			
REC 100	100	6	1.3	38000	1500
		12			
		16			
		24			

Die Fasern wurden in Mengen von 0.75 Vol.-%, 1.1 Vol.-% und 1.45 Vol.-% der Mischung zugegeben. Aufgrund der veränderten Konsistenz der Mischung war es notwendig, einen Verflüssiger von 1 Zementgew.-% der Mischung hinzuzufügen, um eine gute Faserverteilung zu erzielen. Um das gleiche Raumgewicht bei allen Mischungen zu erhalten, wurde mit der Faserzugabe der Wasseranteil reduziert (siehe Tabelle 1).

4 LABORVERSUCHE

An erhärteten Proben im Alter von 14, 28 und 56 Tagen wurden Einaxiale Druckversuche, Dreipunkt Biegezugversuche und Durchlässigkeitsversuche durchgeführt. Für die Einaxialen Druckversuche und die Durchlässigkeitsversuche wurden zylindrische Proben mit einem Durchmesser und einer Höhe von je 100 mm verwendet. Die Proben für die Biegezugversuche wiesen die Abmessungen von 280/70/70 mm (L/B/H) auf.

4.1 Einaxiale Druckversuche

Am Spannungs-Dehnungs-Diagramm kann man deutlich die Wirkung der Fasern erkennen. Das typische Abfallen der Spannung bei der unbewehrten Probe nach dem Bruch der Matrix bleibt bei den bewehrten Proben aus. Teilweise ist sogar eine leichte Spannungssteigerung festzustellen (siehe Abbildung 1). Diese Steigerung kann darauf zurückgeführt werden, dass beim Druckversuch vor allem quer zur Belastungsebene Zugkräfte auftreten und diese beim Bruch der Matrix von den Fasern absorbiert werden. Auch bei der Faser REC 100 (∅ 100 μm) ist diese Wirkung zu erkennen, auch wenn die Druckfestigkeit der unbewehrten Probe nicht erreicht wurde. Dies wird dadurch erklärt, dass die Druckfestigkeit der Proben nicht stetig abnimmt, sondern sich bis auf die Grösse der Haftreibung reduziert und somit noch eine Restfestigkeit aufweist. Alle Proben hatten ein Alter von 28 Tagen, eine Faserlänge von 12 mm und einen Fasergehalt von 1.1 Vol.-%.

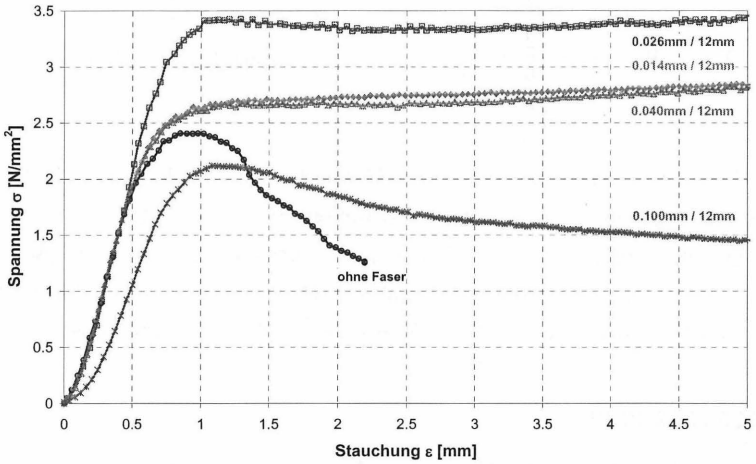


Abbildung 1 Einaxiale Druckfestigkeit mit einem Fasergehalt von 1.1 Vol.-%

Mit den Fasern REC 7 (∅ 26 μm) und einer Faserlänge von 12 mm, wurden die grössten Druckfestigkeiten erzielt. Ebenfalls erkennbar ist der Einfluss des Fasergehaltes, auch wenn dieser bei den jeweiligen Faserquerschnitten unterschiedliche Auswirkungen hat. Ein Fasergehalt von 0.75 Vol.-% erzielt bei allen Fasertypen, ausgenommen bei den REC 15 (∅ 40 μm), die grösste Druckfestigkeit (siehe Abbildung 2).

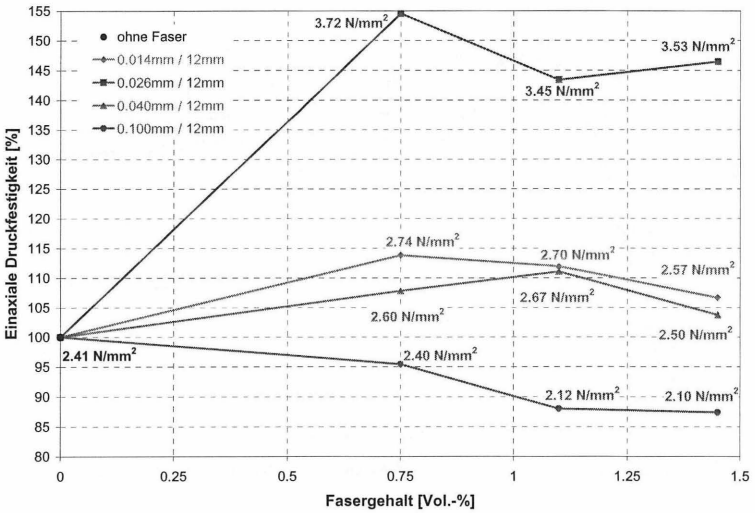


Abbildung 2 Einaxiale Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Fasergehalt

Der Einfluss der Faserlänge bei gleichem Faserquerschnitt wurde ebenfalls festgestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich bei steigender Faserlänge die Druckfestigkeit verbessert, wie die Versuchsergebnissen der Proben mit dem Fasertyp REC 100 (∅ 100 µm) und einem Fasergehalt von 1.1 Vol-% zeigen (siehe Abbildung 3). Ähnliche Ergebnisse wurden auch bei einem geringeren Fasergehalt erzielt. Eine Erhöhung der Faserlänge grösser als 24 mm unter Beibehaltung des Fasertyps legt die Vermutung nahe, dass kein Spannungsabfall nach dem Matrixbruch erfolgt. Diese Beobachtung wurde bei den Fasern REC 15 (∅ 40 µm) gemacht. Hier erfolgte kein Spannungsabfall bei einer Faserlänge von 12 mm, wohingegen bei 6 mm ein Spannungsabfall zu beobachten war.

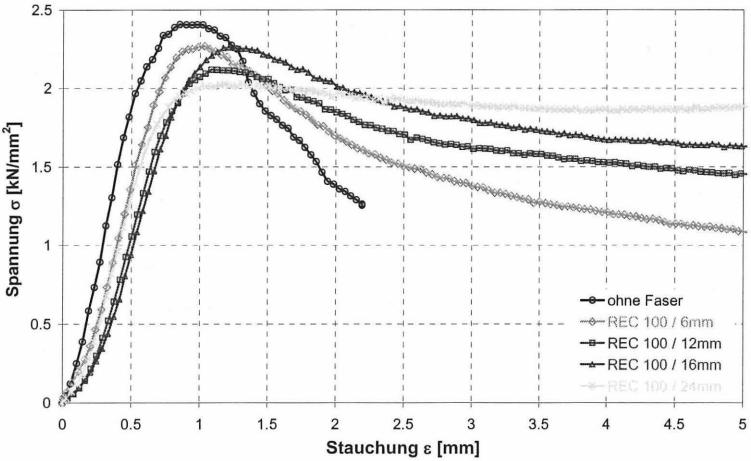


Abbildung 3 Einaxiale Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Faserlänge

4.2 Dreipunkt Biegezugversuche

Das Verhalten der Fasern auf die Lastaufnahme kann mit Hilfe des Last-Verformungs-Diagramms dargestellt werden (siehe Abbildung 4).

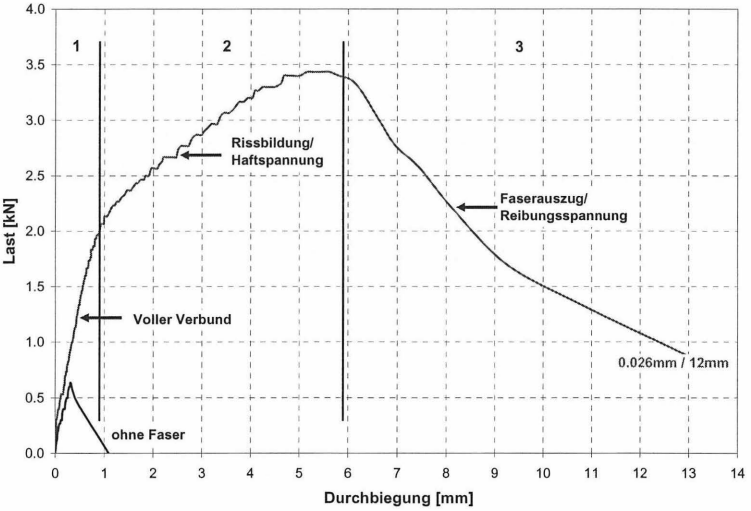


Abbildung 4 Last-Verformungs-Diagramm mit einem Fasergehalt von 0.75 Vol.-%

Im elastischen Bereich (1) beteiligt sich die Faser im vollem Verbund mit der Matrix bei der Lastabtragung. Es folgt der plastische Bereich (2), wo einerseits die ersten Risse auftreten, gleichzeitig aber eine Verfestigung stattfindet, was durch einen weiteren Lastanstieg gekennzeichnet ist. Mit Erreichen der Höchstlast kommt es anschliessend (Bereich 3) zu einem starken Abfall der Last. Hier werden die Fasern aus der Matrix herausgezogen, was nur noch durch die Reibungsspannung behindert wird.

Mit Hilfe der Bewehrung kann das duktile Verhalten des Dichtwandmaterials deutlich verbessert werden. Des Weiteren wird ein Vielfaches der Bruchlast ohne Fasern erzielt (siehe Abbildung 5). Fasern des Typs REC 7 (∅ 26 µm) erreichen die grösste Bruchlast. Die Fasern RM 128 (∅ 14 µm) und REC 15 (∅ 40 µm) weisen beide eine geringere Bruchlast auf. Die maximale Festigkeit der bewehrten Proben ist um das 4.5-fache höher als der unbewehrten Proben.

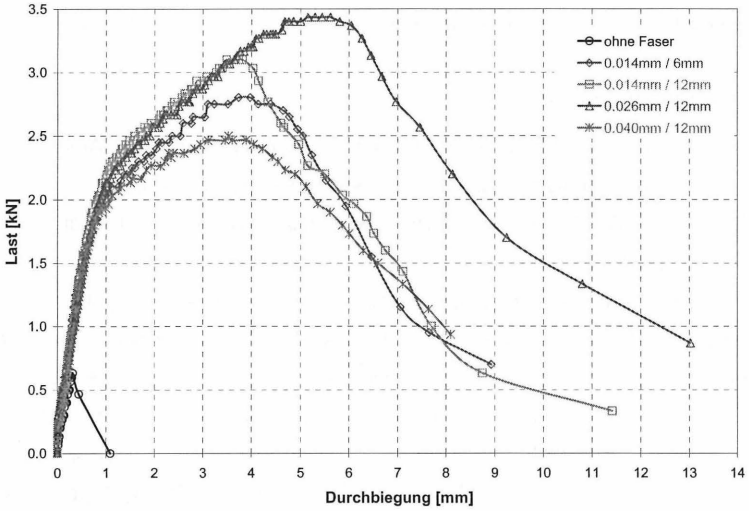


Abbildung 5 Dreipunkt Biegezugversuche mit einem Fasergehalt von je 0.75 Vol.-%

Bei der Bruchverformung, (siehe Abbildung 6) sind die Auswirkungen der Bewehrung noch deutlicher. Hier ist eine Steigerung der Bruchverformung um mehr als das 20-fache zu verzeichnen.

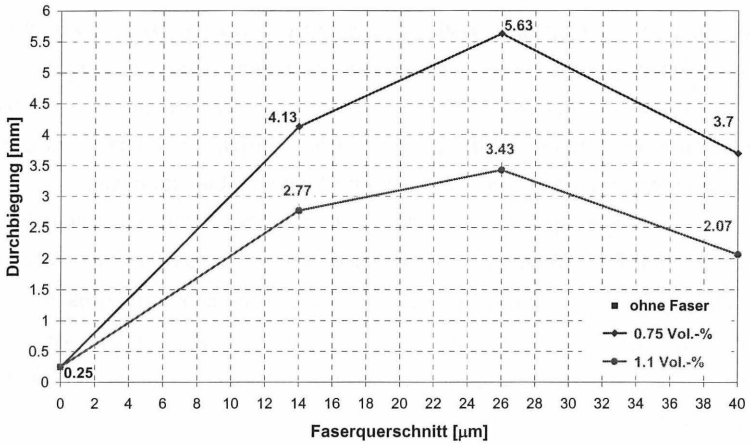


Abbildung 6 Dreipunkt Biegezugversuche, mit einer Faserlänge von je 12 mm

4.3 Weitere Mischungsversuche

Um eine homogenere Verteilung der Fasern zu erzielen, wurde dem Ausgangsmaterial 10 bzw. 15 % Sand 0/4 (bezogen auf den Feststoffanteil) zugegeben.
Mit der Zugabe des Sandes wurden die übrigen Feststoffanteile proportional reduziert. Die zuvor beobachtete Knollenbildung sollte durch die Zugabe von Sand verhindert werden. Mit den neuen Mischungen wurden wiederum Biegezugversuche durchgeführt.

Unabhängig vom Fasertyp wurde mit der Zugabe des Sandes keine Verbesserung der Biegezugfestigkeit erreicht. Sie verschlechterten sich sogar, wie die Ergebnisse in Abbildung 7 zeigen. Die Ursache hierfür liegt vermutlich in der Verteilung und Orientierung der Fasern, da dies einen erheblichen Einfluss auf die aufnehmbare Zugkraft des Verbundwerkstoffes hat. Mit der Zugabe des Sandes wird das Gefüge dahingehend verändert, dass die Abstände der Fasern untereinander vergrössert werden, weil sich die Sandkörner zwischen den Fasern anordnen. Hierdurch wird der Abstand zwischen den einzelnen Fasern so gross, dass die Zugkraft nicht mehr gleichmässig übertragen werden kann. Dies hat zur Folge, dass sich die Biegezugfestigkeit verringert.

Eine Ausnahme bilden die Fasern des Typs REC 100 (∅ 100 µm), was auf die Faseranzahl in der Probe zurückzuführen ist. Die Faseranzahl in den Proben ist durch den jeweiligen Faserquerschnitt definiert, da alle anderen Parameter wie Fasergehalt,

Faserlänge und Faserdichte gleich sind. Somit sind bei den Proben mit dem Fasertyp REC 100 (∅ 100 µm) die Abstände unter den einzelnen Fasern am grössten und die hervorgerufenen Gefügeveränderungen durch den Zuschlag am geringsten. Daher treten bei diesen Proben kaum Veränderungen bei der Biegezugfestigkeit auf (siehe Abbildung 7).

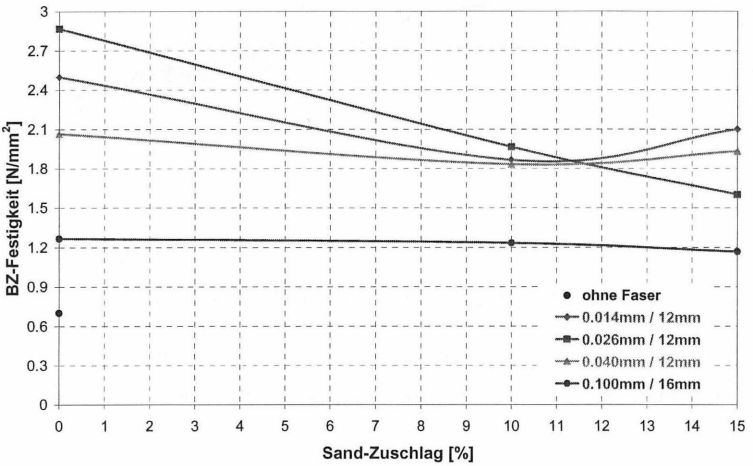


Abbildung 7 Dreipunkt Biegezugversuche, mit einem Fasergehalt von je 1.1 Vol.-%

4.4 Durchlässigkeitsversuche

Versuche an unverformten Proben haben gezeigt, dass die Fasern keinen negativen Einfluss auf das Durchlässigkeitsverhalten haben. Im Alter von ca. 28 Tagen wurden die Proben in Triaxialzellen eingebaut und der Versuch gestartet. Der Gradient, mit dem die Proben beaufschlagt wurden, betrug i = 30 und wurde nach 50 Tagen auf i = 50 erhöht. Die Durchströmung erfolgte von unten nach oben. Nach ca. 100 Tagen wurde der Versuch beendet. Bei allen Proben war mit zunehmender Versuchsdauer eine Abnahme des Durchlässigkeitsbeiwertes k zu erkennen (siehe Abbildung 8).

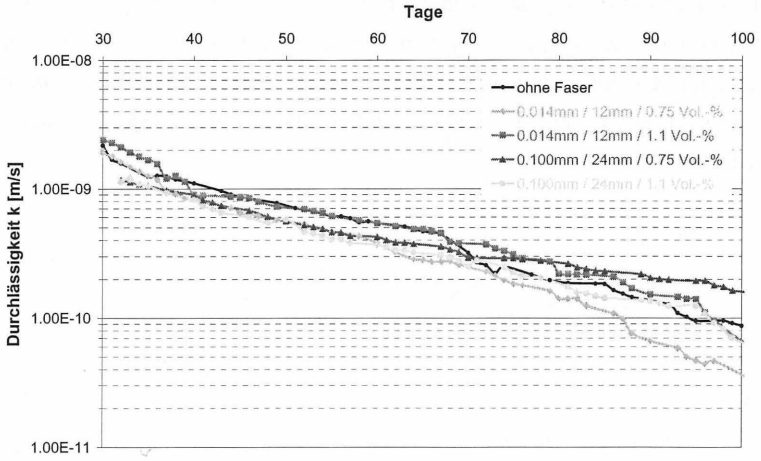


Abbildung 8 Durchlässigkeitsversuch an unverformten Proben

Weitere Versuche mit Material im verformten Zustand sind in der Durchführung, wobei auch die Rissbildung in Bezug auf die Barrierewirkung beachtet wird.

5 ZUSAMMENFASSUNG

Die Versuche haben gezeigt, dass die Bewehrung mit Fasern generell eine deutliche Verbesserung der mechanischen Eigenschaften bewirkt, was besonders durch die Steigerung der Duktilität verdeutlicht wird. Lediglich die Fasern des Typs REC 100 (∅ 100 µm) erzielten nicht die erwarteten Ergebnisse. Hingegen zeigen die Fasern RM 128 (∅ 14 µm), REC 7 (∅ 26 µm) und REC 15 (∅ 40 µm) bei Faserlängen von 12 mm durchweg eine befriedigende Verbesserung der Materialeigenschaften. Die besten mechanischen Eigenschaften ergeben sich beim Fasertyp REC 7 (∅ 26 µm).

Die Beigabe von Zuschlägen in Form von 0/4 Sand hatte keine Steigerung der Biegezugfestigkeit oder Erhöhung der Duktilität bewirkt. Sie wurde eher verschlechtert. Dabei spielte die Zuschlagsmenge keine Rolle.

Ein negativer Einfluss der Fasern, unabhängig von Fasergehalt und Fasergeometrie, auf den Durchlässigkeitsbeiwert k konnte bei unverformten Proben nicht festgestellt werden.

Zurzeit wird ein Grossversuch im Masstab 1:1 durchgeführt. Dieser soll den Nachweis der praktischen Anwendbarkeit und Erkenntnisse über den Einbau und das mechanische Verhalten des Verbundmaterials unter Feldbedingungen liefern.

6 LITERATUR

Akers, S., Studinka, J., Meier, P., Dobb, M., Johnson, D., Hikasa, J., 1989: Long term durability of PVA reinforcing fibres in a cement matrix. International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 11, Nr. 2, May, Longman Scientific & Technical, Harlow, S. 73-78

Brinkmann, A., Amann, P., 1999: Klein- und grossmassstäbliche Versuche zur Ermittlung des mechanischen Verhaltens einer ton-zementgebundenen Dichtwand, Bauingenieur 74, Springer VDI Verlag, S. 390-396

Brinkmann, A., 2002: Untersuchungen zum mechanischen Verhalten von ton-zementgebundenem Dichtwandmaterial für das Zweiphasen-Verfahren. Institut für Geotechnik (IGT) ETH Zürich, Band 216, vdf-Verlag Zürich

Günther, K.; Kucera, P.; Kudla, W.; Lächler, W., Mergelsberg, W. (1995)
Die Sanierung der Sonderabfalldeponie Malsch. Bautechnik 72, Ernst & Sohn, 622-630

Hermanns, R., 1993: Sicherung von Altlasten mit vertikalen mineralischen Barrieresystemen im Zweiphasen- Schlitzwandverfahren. Institut für Geotechnik (IGT) ETH Zürich, Band 204, vdf-Verlag Zürich

Wischers, G., 1974: Faserbewehrter Beton. Betontechnische Berichte 1974, Beton-Verlag, S. 45-70

Eine standortbezogene Methode für die Integration von Entwurf, Bemessung und Wirtschaftlichkeitsrechnung von Oberflächenabdichtungssystemen

Dipl.-Ing. Jürgen Schmid, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hartmut Schulz

ARS SOLI – Ingenieurgesellschaft für Geotechnik,
Bahnhofplatz 5, 82041 Deisenhofen/ München
Universität der Bundeswehr München, Inst. f. Bodenmechanik und Grundbau
Werner-Heisenberg-Weg 39, 85577 Neubiberg/ München

1 NACHHALTIGE WIRKSAMKEIT UND WIRTSCHAFTLICHKEIT

Die Wirksamkeit von künftigen Abdichtungsmaßnahmen langfristig sichern, die Kosten nachhaltig kappen - diese Ziele sind gut erreichbar, wenn in der Genehmigungs- und Planungsphase außer den Regelsystemen (TA A, 1991; TA Si, 1993; AbfAblV, 2001; DepV, 2002) auch alternative Abdichtungssysteme mit der konsistenten Methodik von BLACE geprüft, ggfs. für den Standort weiter optimiert und auch alternative Konzepte zur Behandlung des Abfalls in situ mit in das Gesamtkonzept einbezogen werden. Aber BLACE hilft auch die vorgelagerte Frage zu beantworten, ob der Weiterbetrieb der Deponie über 2005/2009 hinaus technisch und wirtschaftlich sinnvoll ist, und die Fakten für Entscheider und alle Beteiligten übersichtlich und gut nachvollziehbar aufzubereiten. Die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit hängt hier neben der zu erwartenden Situation auf dem Abfallmarkt sowie den Akquisechancen des Deponiebetreibers auch davon ab, ob technische Voraussetzungen, die ggfs. im Lichte der DepV für den Weiterbetrieb Voraussetzung sind, kostenminimal erreicht werden können. BLACE hilft hier die kostengünstigsten Maßnahmen herauszufiltern, die Erlössituation der Deponie zu skizzieren, Erstinvestitions- sowie Folgekostenszenarien zu verfolgen, eine ganzheitliche Deponiestrategie zu entwickeln und bei den Genehmigungsbehörden die entsprechenden Gleichwertigkeitsnachweise gem. DepV unter Berücksichtigung der lokalen Deponiesituation zu führen, wozu u.a. Schadstoffinventar, Umsetzungsstand der biologischen Abfälle und Wassergehalt im Müllkörper, Klima, geotechnische Situation, Geologie und vorhandene Abdichtungssysteme gehören.

2 DIE FUNKTIONALITÄT DER SOFTWARE BLACE

Die Grundlagen dieser Methode wurden im Auftrag des bayerischen Staatsministeriums für Landesentwicklung und Umweltfragen an der Universität der Bundeswehr München in den Jahren 1998-2003 im Forschungsprojekt „Wirtschaftlichkeitsvergleich von Oberflächenabdichtungen" erarbeitet. Mehrere bayerische Kommunen bzw. Abfallverbände – darunter die LH München, der AWV Isar-Inn, die AWG Donauwald, das LR Rosenheim und die EVA Ingenried – haben im Rahmen einer Kooperation zum Gelingen des Projektes beigetragen. Angepasst an die bei den kommunalen Kooperationspartnern verfügbaren Daten wurde ein mehrgleisiges Verfahren entwickelt, das Deponieeigentümern, Planern und Genehmigungsbehörden hilft, am konkreten Deponiestandort mit seinen spezifischen Randbedingungen wirksame und gleichzeitig wirtschaftliche Oberflächenabdichtungssysteme zu entwickeln, nachzuweisen und zu genehmigen. Die Arbeit mündete in die Entwicklung der Software *BLACE*[1]. Damit konnte die Methode in ein leistungsfähiges und gut handhabbares Werkzeug umgesetzt werden.

Der Schichtaufbau zu untersuchender Abdichtungsvarianten kann direkt in BLACE entworfen werden, wobei den Schichten mehrere Materialproben (z.B. aus Eignungsprüfungen oder Fremdüberwachungsprüfungen vorangegangener Baumaßnahmen) zugeordnet werden können, welche die relevanten Eigenschaften (Durchlässigkeit, Speicherfähigkeit pflanzenverfügbaren Wassers, etc.) beinhalten. Auch Informationen über das Alterungsverhalten von Oberflächenabdichtungssystemen können in der Datenbasis abgebildet werden. All diese Informationen gehen in die Berechung des Wasserhaushaltes und der Baukosten ein.

Der Entwurf, der Nachweis der erforderlichen Wirksamkeit (=Bemessung) sowie der Standsicherheit und die Wirtschaftlichkeitsrechnung müssen die Gegebenheiten des Standortes berücksichtigen. Hierzu zählen z.B. Geometrie der Deponieoberfläche und Klima, Schadstoffpotential, ein ggfs. bereits vorhandenes Basisabdichtungssystem, Geologie (mitsamt der geol. Barriere), Hydrologie, Biosphäre und nicht zuletzt die lokale Verfügbarkeit von Baustoffen.

Zudem soll der Faktor „Zeit" in die Berechnungen eingehen, z.B. weil aufeinanderfolgende Bauabschnitte zu unterschiedlichen Zeitpunkten geschlossen bzw. temporäre/ endgültige Abdichtungen errichtet werden, Abdichtungskonstruktionen eine veränderliche Qualität und eine begrenzte Lebensdauer haben, in-situ-Abfall-Behandlungskonzepte (z.B. aerobe Stabilisierung und Sickerwasser-Reinfiltration) die Nachsorgedauer beeinflussen und auf Investitionen sowie Erträge Soll- bzw. Habenzinsen anfallen etc..

---

[1] BLACE = Bavarian Tool for Landfills – Analysis of Cost and Efficiency

Kernstück der Software BLACE ist daher ein standort- und zeitbezogenes Deponiemodell, an das die Module für Wirksamkeits- und Wirtschaftlichkeitsbeurteilungen angegliedert sind und mit dem unter den technisch möglichen Lösungen die effizientesten „herausgefiltert" sowie ggfs. noch weiter optimiert werden können. Ein wesentlicher Vorteil der Methode ist damit die Verwendung einer konsistenten Datenbasis für sämtliche Berechnungen und Betrachtungsweisen und der Rückgriff auf vergleichbare Projekte, Messfeld- und Forschungsergebnisse.
Als Hilfsmittel für die Wirksamkeits- und Wirtschaftlichkeitsvergleiche werden u.a. eingesetzt:

- BLACE-interne Tools und Regressionsansätze für Bodenkenngrößen
- eine Materialdatenbank, die u.a. auch viele Geokunststoffe enthält
- ein Baukostenschätzmodul
- ein Modul für Kosten-Wirksamkeits-Vergleiche (KWA)
- ein Modul für Rückstellungsberechnungen und dynamische Kostenvergleiche (KNA)
- eine Klimadatenbank (LocClim)
- eine Messfelddatenbank (FieldBase)
- eine Literaturdatenbank (LitBase)
- Streugrößen-Schnittstelle (SGS) zum Modell DESi (für Emissionsberechnungen)
- und zum Modell BOWAHALD (für Wasserhaushaltsberechnungen).

Die Wasserhaushaltsberechnungen sind den Emissionsberechnungen vorgeschaltet oder können auch als integraler Teil der Emissionsberechnungen angesehen werden. Wasserhaushalts- und Emissionsberechnungen bilden den Kern der Bemessungsmethode, die zu wirtschaftlichen Systemen führt. Daher hat BLACE das MS-DOS-basierte BOWAHALD-Modell so eingebunden, dass das Modell über die anwenderfreundliche Oberfläche gut bedient werden kann und gleichzeitig Variationsrechnungen mit Streubreiten auszuführen vermag, eine Voraussetzung, mit der BLACE „Variation" nun optimal auf den kombinierten Einsatz mit DESi „Variation" zur Berechnung der Emissionen abgestimmt ist.
Für die Bemessung der Systeme und ihrer Komponenten werden darüber hinaus die konventionellen mechanischen und hydraulischen Nachweise geführt.

3 VERGLEICH VERSCHIEDENER ABDICHTUNGSSYSTEME AN EINEM ALTSTANDORT

BLACE wurde bisher an mehreren Standorten eingesetzt. U.a. wurden mit BLACE einem Altstandort mit N=1000mm Kosten und Wirksamkeit verschiedener Abdich-

tungssysteme verglichen. Die der Beurteilung der Verläufe des Durchlässigkeitsbeiwertes zugrundeliegenden Werte wurden größtenteils aus den in BLACE dokumentierten Messfeldergebnissen abgeleitet.

Wichtige Schlussfolgerungen aus dieser Arbeit sind u.a.:

1) Höhere Kosten eines Abdichtungssystemes führen nicht zwangsläufig zu höheren Wirkungsgraden bzw. Schadstoff-Rückhaltegraden (Bild 1). Je nach Standort kann sich das optimale System sogar im unteren Drittel der Kostenskala bewegen. Das TASi-Regelsystem erhielt an diesem Standort eine Bewertung im oberen Kostendrittel und im unteren Wirksamkeitsdrittel.
2) Wirtschaftlichkeitsvergleiche müssen stets standort- und zeitbezogen durchgeführt werden.

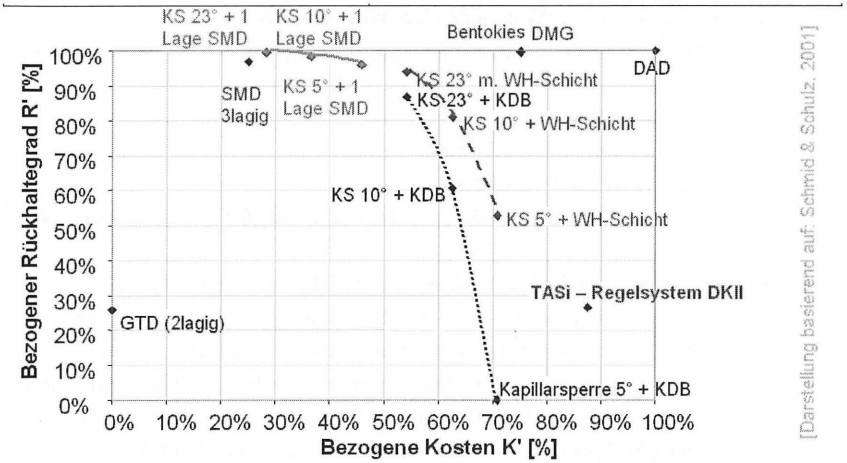


Bild 1 - Rückhaltegrad verschiedener System am Beispiel Hg

4 ZUSAMMENFASSUNG

BLACE erfüllt drei wesentliche Aufgaben:

1) Beurteilung der technisch-ökonomischen Sinnhaftigkeit eines Weiterbetriebes über 2005/ 2009 hinaus oder einer Schließung des Standortes

2) Findung des wirtschaftlichsten Gesamtkonzeptes für Abdichtung und u.U. Behandlung des Abfallberges in situ z.B. durch Aerobisierung oder Sickerwasserreinfiltration.

3) Erlangung von Gleichwertigkeitsnachweisen.

Das technisch-ökonomische Optimum ist erreicht, wenn das Schadstoffrückhaltevermögen so hoch wie rechtlich erforderlich ist und die Gesamtkosten aus Bau und Folgezeit so niedrig wie möglich sind; dabei ist ein wichtiger Faktor die Nachsorgezeit, die durch ganzheitliche Konzepte zur beschleunigten Umsetzung der biologischen Anteile im Abfall sowie eine Bemessung der Dichtungssysteme in geotechnischer wie auch emissionstechnischer Hinsicht zu begrenzen bzw. zu minimieren ist.

Mehrere bayerische Kommunen bzw. Abfallverbände und Institutionen – darunter die LH München, der AWV Isar-Inn, die EVA Ingenried / Erbenschwang, die AWG Donauwald und die LGA Nürnberg – haben im Rahmen einer Kooperation zum Gelingen des Projektes beigetragen. Ihnen sei an dieser Stelle herzlich gedankt.

LITERATUR

Bodenschutzgesetz BbodSchG/V (2000)	bzw. Bodenschutzrecht 2000 Nomos Verlagsgesellschaft Baden Baden ISBN 3-7890-67
DIBt Deutsches Institut für Bautechnik, (1995):	Grundsätze für den Eignungsnachweis von Dichtungselementen in Deponieabdichtungssystemen, GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten, Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt) Berlin, Eigenverlag, 1995
Dunger,V. (2002)	Handbuch zum Wasserhaushaltsmodell BOWAHALD, Freiberg, 2002
EU-Richtlinie über Abfalldeponien (1998)	EU Richtlinie über Abfalldeponien. Gemeinsamer Standpunkt (EG) Nr. 49/98 vom Rat festgelegt am 4. Juni 1998 im Hinblick auf den Erlass der Richtlinie 98/..../EG des Rates vom ... über Abfalldeponien (98/C333/02). Amtsblatt der Europäischen Union vom 30.10.1998 DE C 333/15
Finsterwalder, K. (2003)	Bemessung der Sicherungssysteme von Deponien und Altlasten unter Einbeziehung der Datenstreuung, in: Handbuch Umweltwissenschaften, 2003
GDA (1997):	GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten, DGGT, Ernst & Sohn, Berlin, 1997
Mann, U. (1993)	Stofftransport durch mineralische Deponieabdichtungen: Versuchsmethodik und Berechnungsverfahren. Januar 1993 Heft 19 Ruhruniversität Schriftenreihe des Instituts für Grundbau.
Heyer, K.-U. (2004)	AEROflott – Aerobe In situ Stabilisierung zur beschleunigten Reduzierung langfristiger Deponieemissionen; in: Tagung „Deponienachsorge" am 11./12. Februar 2004 in Nürnberg
Hupe, K. (2004)	Kontrollierte Infiltration zur beschleunigten Stabilisierung des Deponiekörpers; in: Tagung „Deponienachsorge" am 11./12. Februar 2004 in Nürnberg
Schmid, J. (2001a)	The Cost Effectiveness of Landfill Capping Systems, in: Darmstadt Geotechnics, Darmstadt, 2001
Schmid, J. (2001b)	BLACE – ein technisch ökonomisches Hilfsmittel zur Bewertung von Oberflächenabdichtungen, in: Bayerische Abfall- und Deponietage, KUMAS Augsburg, Mai 2001
Schmid, J. (2001c)	Wirtschaftlichkeit von Oberflächenabdichtungen – das optimale System für den konkreten Standort finden; in: BayFORREST-Fachsymposium – Kostengünstige und qualitative Abdeckungen für Deponien, München, Oktober 2001

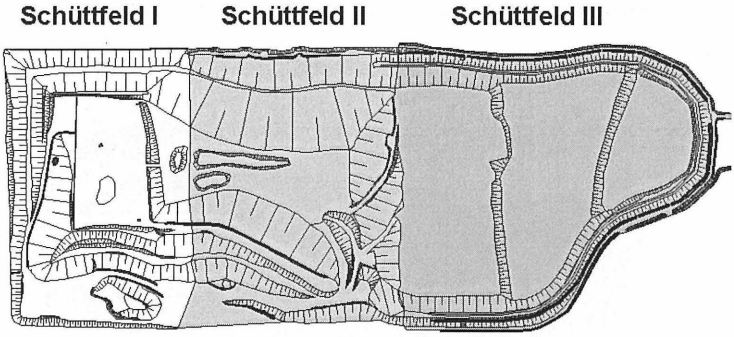
Schmid, J. (2001d)	Sicherung der Wirksamkeit von GTD-Systemen durch richtigen Entwurf der Rekultivierungsschicht; in: BayFORREST-Fachsymposium – Kostengünstige und qualitative Abdeckungen für Deponien, München, Oktober 2001
Schmid, J. (2003)	Die Optimierung von Oberflächenabdichtungen für Deponien durch Bemessung und Wirtschaftlichkeitsrechnung, Bautechnik, Berlin, September 2003
Schmid J., Schmitz, S. (2003)	Die standortbezogene Optimierung von Oberflächenabdichtungssystemen auf Basis von Messfeldergebnissen zum Alterungsverhalten der Systemelemente, Beitrag zum 1. Nationalen Symposium für Umweltgeotechnik, Weimar, 2003
Schmid, J.; Schulz, H. (2001a)	Wirtschaftlichkeitsvergleich von Oberflächenabdichtungen, in: Vorträge zum 8. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2001, Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik derTechnischen Universität Darmstadt, Heft 55, März 2001
Schmid, J.; Schulz, H. (2001b)	The Assessment of Landfill Capping Systems in view of Recultivation Layers and Location, in: Sardinia 2001Eigth Waste Management and Landfill Symposium, Cagliari, Oktober 2001
Schmid, J.; Schulz, H. (2000a)	2. Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben F166 „Wirtschaftlichkeitsvergleich von Oberflächenabdichtungen", unveröffentlicht, 2000
Schmid, J.; Schulz, H. (2000b)	Statusbericht zum Forschungsvorhaben F166 „Wirtschaftlichkeitsvergleich von Oberflächenabdichtungen", BayFORREST, 2000
Schmid, J.; Schulz, H. (1999a)	1. Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben F166 „Wirtschaftlichkeitsvergleich von Oberflächenabdichtungen", unveröffentlicht, 1999
Schmid, J.; Schulz, H. (1999b)	Statusbericht zum Forschungsvorhaben F166 „Wirtschaftlichkeitsvergleich von Oberflächenabdichtungen", BayFORREST, 1999
Schmid, J.; Schulz, H. (1998)	Statusbericht zum Forschungsvorhaben F166 „Wirtschaftlichkeitsvergleich von Oberflächenabdichtungen", BayFORREST, 1998
Schnatmeyer, C. (1999)	Alternative Oberflächenabdichtungssysteme für Halden und Altstandorte am Beispiel einer Gichtstaubdeponie, Trierer Geologische Arbeiten, Band 1, Selbstverlag des Lehrstuhls für Geologie der Universität Trier
Schulz, Finsterwalder & Schmid, (2003a)	Prognose des Variationsbereiches der Emissionen und Frachten auf Boden- und Grundwasserpfad am Altstandort „UU" unter Einbeziehung von Frachtmessungen am Deponierand zur Validierung der Systeme BLACE Variation und DESi Variation; Gutachten, unveröffentlicht.
Schulz, Finsterwalder & Schmid, (2003b)	Prognose des Variationsbereiches der Emissionen und Frachten auf Boden- und Grundwasserpfad am Altstandort „UK" unter Einbeziehung von Frachtmessungen am Deponierand zur Validierung der Systeme BLACE Variation und DESi Variation; Gutachten, unveröffentlicht.
Schulz, H.; Schmid, J. (2001)	Wirtschaftlichkeitsvergleich von Oberflächenabdichtungen, Mitt. Inst. F. Bodenmechanik u. Grundbau, Heft Nr. 15, Universität der Bundeswehr München, 2001
Schulz H., Schmid J., Schmitz S. (Hrsg., 2003)	Tagungsband „Kostengünstige und innovative Oberflächenabdichtungen", Mitt. Inst. F. Bodenmechanik u. Grundbau, Heft Nr. 16, Universität der Bundeswehr München, 2003
Schmid, J. (2002)	Die Kosten von Oberflächenabdichtungssystemen aus dem Blickwinkel Ihrer Standsicherheit, 12. Donau-Europäische Konferenz, Passau, 27. bis 29.5.2002
Sobol, I.M. (1991)	Die Monte-Carlo-Methode, Deutscher Verlag der Wissenschaften; vierte, überarbeitete Auflage, Berlin, 1991
TA A (1991)	Zweite Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall), Gem. Ministerialbl. Jg. 42, Nr. 8, TA A, Bundesminister f. Umwelt, Naturschutz u. Reaktorsicherheit, Bonn, 1991
TA Si (1993)	Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz, Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen, Bundesanzeiger Jg. 45, Nr. 99a, TA Si, Bundesmin. f. Umwelt, Naturschutz u. Reaktorsicherheit, Bonn, 1993

Temporäre Oberflächenabdichtung Schüttfeld III der Deponie Braunschweig-Watenbüttel

Dipl.-Ing. Christian Lindner

Die Schüttfelder I – III der Deponie Braunschweig - Watenbüttel haben eine Gesamtfläche von rd. 360.000 m^2. Von dieser Fläche entfallen rd. 130.000 m^2 auf das basisgedichtete Schüttfeld III. Zur Minimierung der Sickerwasserneubildung infolge von Niederschlägen sollte dieses Schüttfeld unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten mit einer temporären Oberflächenabdichtung versehen werden.

In der Planungsphase wurden verschiedene Abdichtungssysteme unter Berücksichtigung der örtlichen Randbedingungen und der vorgesehenen Ausführungszeit im Winterhalbjahr auf ihre projektspezifische Eignung untersucht und bewertet.



Wesentliche Anforderungen, die an das künftige temporäre Oberflächenabdichtungssystem gestellt wurden, sind:

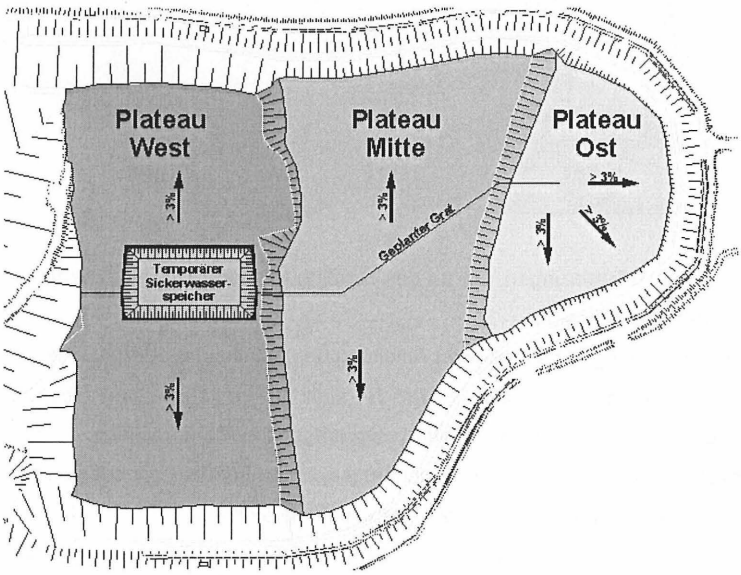
- Gewährleistung der schadlosen Ableitung des anfallenden Niederschlagswassers
- Sicherstellung der Qualität bei der Herstellung der temporären Oberflächenabdichtung auch unter schlechten Wetterbedingungen im Winterhalbjahr
- Wartungsarmes Oberflächenabdichtungssystem über die Lebensdauer
- Bewährtes temporäres Oberflächenabdichtungssystem.

Basierend auf der Bewertung der einzelnen Eignungskriterien unter Berücksichtigung der vorhandenen Randbedingungen stellte sich für das Schüttfeld III eine Oberflächenabdichtung mit Dichtgewebe aus Polypropylen (d = 0,5 mm) als technisch – wirtschaftlich beste Möglichkeit heraus.

Nach einem beschränkten Vergabeverfahren mit öffentlichem Teilnahmewettbewerb wurde mit den Bauarbeiten im Dezember 2002 begonnen.

Für eine optimale Ableitung des Niederschlages und Schaffung einer ebenen Verlegefläche mußte die Topographie des Schüttfeldes III grundlegend umgestaltet werden.

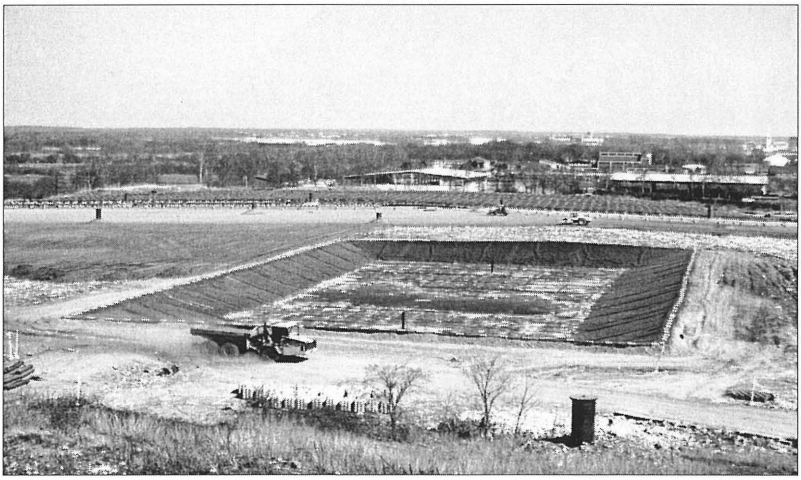
Die Baumassnahme bestand daher im Wesentlichen aus der Umlagerung, der Profilierung, dem Einbau und Verdichten des auf dem Schüttfeld anstehenden Abfalls innerhalb dieser Fläche. Die Einhaltung der Regeln für Arbeiten in kontaminierten Bereichen nach BGR 128 war auch wegen vorhandener Asbestpolder zwingend erforderlich. Nach der Umlagerung wurde eine 25 cm starke sandige Ausgleichs- und Auflagerschicht aufgebracht, anschließend erfolgte die Verlegung des Dichtgewebes und die notwendige Windsicherung.



Zur Sickerwasserbewirtschaftung wurde im Zuge der Maßnahme ein temporärer Sickerwasserspeicher mit einer verschweißten Kunststoffdichtungsbahn (PEHD, d = 2,5 mm) mit einem Fassungsvermögen von rd. 7.800 m^3 und einem Notüberlauf innerhalb des Schüttfeld III hergestellt.

Insgesamt wurden im Rahmen der Baumassnahme

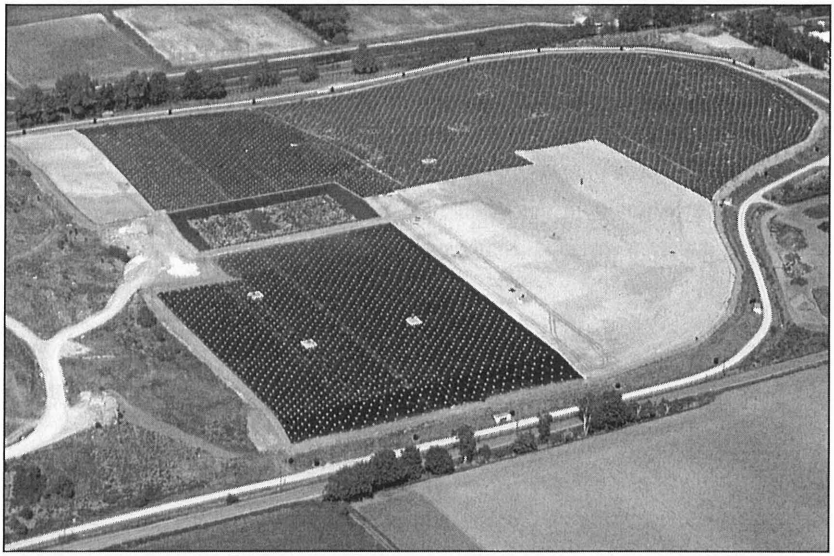
- rd. 90.000 m^3 Abfall umgelagert und als Dachprofil mit einem Gefälle > 3 % im Schüttfeld kontrolliert eingebaut und verdichtet
- rd. 33.000 m^3 sandiger Boden als Ausgleichs- und Auflagerschicht (d = 25 cm) eingebaut
- rd. 130.000 m^3 Dichtgewebe vollflächig verlegt und überlappend vernäht
- eine Windsicherung aus Rasengittersteinen gem. Windsogberechnung hergestellt
- rd. 5.000 m^2 Kunststoffdichtungsbahn (d = 2,5 mm) verlegt und verschweißt.



Die einzelnen Bahnen des Dichtgewebes wurden durch vernähen kraftschlüssig miteinander verbunden und in einen umlaufenden Randgraben innerhalb der geologischen Barriere eingebunden. Die Bahnen waren werksseitig auf die doppelte Breite (5,0 m) vorkonfektioniert, so dass lediglich jede zweite Naht auf der Baustelle ausgeführt werden mußte. Hierdurch ließ sich die Bauzeit erheblich minimieren. Das eingesetzte Nähgarn ist witterungsbeständig und ausreichend zugfest. Die Verlegung und das Vernähen des

Dichtgewebes erfolgte weitgehend witterungsunabhängig, so dass die Arbeiten auch im Winterhalbjahr ausgeführt werden konnten.

Die Baumassnahme wurde nach einer Bauzeit von fünf Monaten, davon 10 Wochen für das Verlegen des Dichtgewebes, im April 2003 erfolgreich und termingerecht abgeschlossen.



Die spezifischen Kosten für die Herstellung des temporären Oberflächenabdichtungssystems des Schüttfeld III der Deponie Braunschweig – Watenbüttel beliefen sich auf Grundlage der Bauabrechnung auf rd. 6,00 €/m^2, zzgl. Mehrwertsteuer.

Die hohen Erwartungen an die Dichtheit und die Funktionalität des ausgeführten Systems wurden nach nunmehr einem Jahr mehr als bestätigt.

Ansprechpartner:

Dipl.-Ing. Chr. Lindner
Dr. Zander
Beratende Ingenieure GmbH
e-mail: c.lindner@zander-ingenieure.de

Dipl.-Ing. R. Jaenicke
Stadt Braunschweig
Fachbereich Stadtentwässerung u. Abfallwirtschaft
e-mail: r.jaenicke@braunschweig.de

IGB·TUBS

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**, Dissertation, 1976 *
Nr. 78-2	Frank, H.	**Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elementen**, Dissertation, 1978 *
Nr. 79-3	Schnell, W.	**Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen**, Dissertation, 1979 *
Nr. 80-4	Ruppert, F.-R.	**Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik**, Dissertation, 1980 *
Nr. 81-5	Schuppener, B.	**Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken**, Dissertation, 1981 *
Nr. 6	Wolff, F.	**Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten**, Dissertation, 1981 *
Nr. 7	Bätcke, W.	**Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum**, Dissertation, 1982 *
Nr. 8	Meseck, H. Schnell, W.	**Dichtungswände und -sohlen**, 1982 *
Nr. 9	Simons, H. Ruppert, F.-R.	**Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen**, 1982 *
Nr. 10	Beckmann, U.	**Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen**, Dissertation, 1982 *
Nr. 11	Papakyriakopoulos	**Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben**, Dissertation, 1983
Nr. 12	Sondermann, W.	**Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde**, Dissertation, 1983 *
Nr. 13	Meseck, H.	**Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts**, 1984

IGB·TUBS

Nr. 14	Raabe, W.	**Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologi schen Merkmalen**, Dissertation, 1984
Nr. 15	Früchtenicht, H.	**Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden**, Dissertation, 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 kontaminier ten Standorten** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 *
Nr. 21	Balthaus, H.	**Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden**, Dissertation,1986 *
Nr. 22	Kayser, R. Meseck, H. Rösch, A. Hermanns, R.	**Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlen-aschen**, 1986 *
Nr. 23	Meseck, H.	**Dichtwände und Dichtsohlen** - Fachseminar in Braun schweig 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 Dicht-wandmassen**, Dissertation, 1987 *
Nr. 26	Reuter, E.	**Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber an organischen und organischen Säuren**, Dissertation, 1988 *
Nr. 27	Wichert, H.-W.	**Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit histori-scher Spick-Pfahl-Gründungen**, Dissertation, 1988

IGB·TUBS

Nr. 28	Geil, M.	**Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Sus-pensionen 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**, Dissertation, 1990
Nr. 33	Beckefeld, P.	**Schadstoffaustrag aus abgebundenen 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
Nr. 36	Kahl, M.	**Primär- und Sekundärspannungszustände in über konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers**, 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 Ver gleich verschiedener Auswerteverfahren**, Dissertation, 1992
Nr. 40	Sehrbrock, U.	**Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993

IGB·TUBS

Nr. 41	Rodatz, W. Hartung, M. Wienholz, B.	**Pfahl-Symposium 1993**, Fachseminar in Braun schweig 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, 3. Auflage 1993, 4. überarbeitete Auflage 2002
Nr. 43	Rodatz, W. Hemker, O. Horst, M. Kayser, J.	**Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau** - Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994
Nr. 44	Rodatz, W. Gattermann, J. Wienholz, B.	**Messen in der Geotechnik 1994**, 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. Ernst, U. Wienholz, B.	**Pfahl-Symposium 1995**, Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
Nr. 49	Kayser, J.	**Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen**, Dissertation, 1995
Nr. 50	Rodatz, W. Gattermann, J. Wienholz, B. Vittinghoff, T.	**Messen in der Geotechnik 1996**, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
Nr. 51	Rodatz, W. Knoll, A.	**Deponieseminar 1996 - 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. Ernst, U. Wienholz, B.	**Pfahl-Symposium 1997**, Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997

IGB·TUBS

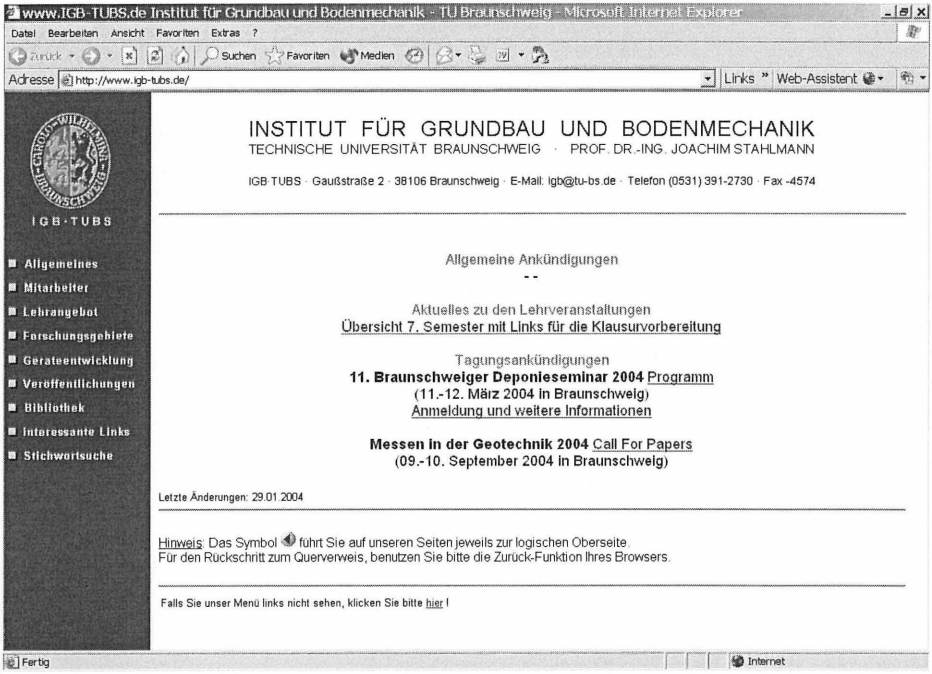
Nr. 54	Horst, M.	**Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen**, Dissertation, 1997
Nr. 55	Rodatz, W. Gattermann, J. Stahlhut, O.	**Messen in der Geotechnik 1998**, Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998
Nr. 56	Rodatz, W. Bachmann, M. Rosenberg, M.	**Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau -** Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998
Nr. 57	Wienholz, B.	**Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung**, Dissertation, 1998
Nr. 58	Bachmann, M.	**Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton – Unter suchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen -**, Dissertation, 1998
Nr. 59	Gattermann, J.	**Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
Nr. 60	Rodatz, W. Ernst, U. Huch, T. Kirsch, F.	**Pfahl-Symposium 1999** Fachseminar in Braun schweig am 25. und 26. Februar 1999
Nr. 61	Knoll, A.	**Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien**, Dissertation, 1999
Nr. 62	Rodatz, W. Gattermann, J. Plaßmann, B.	**Messen in der Geotechnik 2000**, Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
Nr. 63	Rodatz, W. Rosenberg, M. Schulz, Th.	**9. Braunschweiger Deponieseminar 2000** **Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme** Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
Nr. 64	Stahlhut, O.	**Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasser stände infolge Tide**, Dissertation, 2000
Nr. 65	Rodatz, W. Huch, T., Kirsch, F. Schallert, M.	**Pfahl-Symposium 2001**, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
Nr. 66	Ernst, U.	**Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser**, Dissertation, 2000

IGB·TUBS

Nr. 67	Plaßmann, B.	**Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Phahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
Nr. 68	Gattermann, J. Bergs, T. Witte, M.	**Messen in der Geotechnik 2002**, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
Nr. 69	Rosenberg, M. Bergs, T. Scholz, C.	**10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002, Qualitätssicherung und Innovation** Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
Nr. 70	Schulz, T.	**Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die - Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002
Nr. 71	Stahlmann, J. Kirsch, F. Schallert, M. Fritsch, M.	**Pfahl-Symposium 2003**, Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003
Nr. 72	Vittinghoff, T.	**Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwand-konstruktion in einem überkonsolidierten Ton**, Dissertation, 2002
Nr. 73	Witte, M.	**Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Porenwasserspannungen,** Dissertation, 2003
Nr. 74	Stahlmann, J. Rosenberg, M. Nendza, M.	**11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004,** Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004
	DGGT	Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der deutschen Gesellschaft für Geotechnik für statische und dynamische Pfahlprüfungen, 1998

* = vergriffen, nur noch als Kopiervorlage vorhanden

Das IGB·TUBS im Internet



Im Internet bieten wir immer aktuell die neuesten Informationen über unsere Fachtagungen an. Die Inhaltsverzeichnisse oder Zusammenfassungen der bisher erschienenen Tagungsbände und Dissertationen sowie alle 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 Baufirmen und allen deutschsprachigen geotechnischen Nachbarinstituten) ersparen Ihnen das zeitaufwendige Suchen nach Adressen.

www.IGB-TUBS.de