Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig



Heft Nr. 83

# Geotechnische Aspekte im Umweltschutz 2006

Fachseminar: 23./24. März 2006

Zusammengestellt von:

Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann Dr.-Ing. M. Rosenberg

Braunschweig 2006



#### VORWORT

Das vorliegende Heft der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik erscheint als Tagungsband anlässlich unseres Seminars "geotechnische Aspekte im Umweltschutz". Es ist das 12. Seminar in einer Reihe, die bislang als Braunschweiger Deponieseminar bekannt war. Wir setzen die Veröffentlichung der Beiträge der seit 1990 regelmäßig im Abstand von zwei Jahren stattfindenden Seminare fort, die sich mit diesem Themenbereich befassen. Gleichzeitig vollziehen wir eine inhaltliche Erweiterung der Themen und tragen damit den Entwicklungen in der Praxis und hier an der Universität Rechnung.

Ab dem 1. April dieses Jahres wird es eine neue gemeinsame Fakultät der Architekten, Bauingenieure und Geoökologen an der Technischen Universität Braunschweig geben. Wir erwarten zukünftig eine interessante Zusammenarbeit und viele Synergien.

Die Beitragsthemen dieses Seminars gliedern sich inhaltlich in drei Bereiche. Der erste Veranstaltungstag beginnt mit einem Vortragsblock zum Deponiebau. Anschließend wenden wir uns dem Spezialtiefbau mit Themen aus dem Gebiet der Dichtwände zu. Am zweiten Tag des Seminars wird nach praktischen Baustellenberichten mit der Geothermie ein neues Fachgebiet in das Seminar aufgenommen.

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 werden lebhafte Diskussionen entstehen.

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

Braunschweig im März 2006

The Jaudelon Hill

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann



# Inhaltsverzeichnis

# Deponiebau / Oberflächenabdichtungen

Erfahrungen mit Geokunststoff-Alternativen und mineralischen Komponente in Oberflächenabdichtungssystemen Prof. Dr. G. Heerten, Dr. E. Reuter
Materialwahl und Einbautechnik von Rekultivierungsschichten Dr. habil. S. Melchior
Sicherung von Deponieschächten mit "short-linern" W. Oltmanns
Alterungsbeständigkeit von Dichtungsbahnen aus PEHD - Beurteilung des Langzeitverhaltens auf der Grundlage von projektbezogenen Erfahrungen S. Baldauf, C. Tarnowski
Swelling pressure of compacted polymer enhanced bentonite-sand mixtures Y. F. Arifin, A. S. Samingan, Prof. Dr. T. Schanz
Bauliche Maßnahmen zur Sicherung der Rotschlammdeponien in Schwandorf R. Ostendorf, M. Heymann
Hydraulische Abstromsicherung einer ehemaligen Industrie- und Hausmülldeponie KJ. Hölting, F. Pietschner

# Dichtwandtechnologie

Γ

Untersuchungen zum Schadstoffrückhaltevermögen von Einphasen-Dichtwandmassen	
Dr. J. Dietrich, Dr. A. Märten, Dr. V. Klapperich, W. Schönfelder, Dr. F. Stallmach	121
Untersuchungen zum Einfluss einer Faserbewehrung auf die Integrität und Tragfähigkeit von Einphasen-Dichtwänden Dr. Chr. Scholz, Prof. Dr. J. Stahlmann	143
Untersuchungen zur Erosionsstabilität von Schmalwandmassen Dr. M. Rosenberg	165
Mixed-in-Place 2005 - Einsatz des CSM-Verfahrens in Leuna N. Schneider, H. Itzeck	191
Herstellung des Funnel-and-Gate-Systems auf dem ehemaligen Gaswerksgelände München Th. Steinbrecher, U. Pelleter	213
Geothermie	
Gründungssystem mit thermischer Nutzung. Theorie und Praxis	

Gründungssystem mit thermischer Nutzung, Theorie und Praxis	
KU. Zimmermann	219
Berücksichtigung geotechnischer Aspekte bei der Modellierung von geothermischen Anlagen	
Chr. Kuhn, Prof. Dr. J. Stahlmann	231
Thermische Nutzung von Gründungsbauwerken zum Heizen und Kühlen von Bürogebäuden	
Chr. Sasse, H. Schnürer	247

#### Aussteller- (A) und Inserentenverzeichnis (I)

### AZ BUT

Anneliese Baustoffe GmbH & Co. KG Neubeckumer Straße 92 59320 Ennigerloh (A / I)

### Bauer Spezialtiefbau GmbH

Wittelsbacherstraße 5 86529 Schrobenhausen (A)

# CDM Consult GmbH

Niederlassung Braunschweig Berliner Straße 52 J 38106 Braunschweig (A)

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

#### Colbond Geosynthetics GmbH Abt. G-GSO

Glanzstoffstrasse 1 63784 Obernburg (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)

### ThyssenKrupp GfT Bautechnik GmbH Vahrenwalder Straße 311 30179 Hannover

(A)



## Erfahrungen mit der mineralischen Komponente in Oberflächenabdichtungssystemen

Prof. Dr.-Ing. Georg Heerten

Dr.-Ing. Ernst Reuter

#### 1 EINLEITUNG

Oberflächenabdichtungssysteme sollen die Umweltbelastungen, die von einer verfüllten und abgeschlossenen Deponie ausgehen können, auf ein vertretbares Maß begrenzen. Das Dichtungssystem soll die unkontrollierte Freisetzung von Deponiegas und Schadstoffen sowie die Infiltration von Niederschlagswasser in den Deponiekörper verhindern.

In allen die Deponie betreffenden Vorschriften in Deutschland, aber auch in der EU-Deponierichtlinie, ist die mineralische Dichtung aus natürlichen bindigen Böden, nach bekannten Regeln der Technik erdbautechnisch hergestellt, das maßgebende Dichtungselement für Oberflächenabdichtungssysteme. Nach positiven Erfahrungen und Nachweisen zur Wirksamkeit von mineralischen Dichtungen an der Deponiebasis gibt es seit Jahren Hinweise auf ungenügende Wirksamkeiten und völliges Versagen der hergestellten mineralischen erdbautechnisch Dichtung in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien. Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert der mineralischen Dichtungsschicht ist als Qualitätssicherungsmerkmal für den Einbau und Wirksamkeitsparameter für die Dichtungseigenschaften definiert und in den Vorschriften verankert. Veränderungen des Wassergehalts nach dem Einbau ändern die technischen Eigenschaften u.U. gravierend mit möglichem Standsicherheitsversagen bei Erhöhung des Wassergehalts und mit möglichem Dichtungsversagen bei Austrocknung. Geologisch/mineralogisch abgeleitete Beständigkeitsannahmen für den Werkstoff "Ton" führen zu einer unterstellten "ewigen" Funktionsdauer der bautechnisch hergestellten Komponente "Dichtung". Die gesetzliche Präferierung als Regelabdichtungskomponente erzeugt in der Praxis häufig ein unkritisches Beharrungsvermögen in Bezug auf die kontinuierliche Anwendung von mineralischen Dichtungen in Oberflächenabdichtungssystemen.

# 2 ZUR GENEHMIGUNGS- UND BAUPRAXIS VON OBERFLÄCHEN-ABDICHTUNGSSYSTEMEN

#### 2.1 Vorschriften und Erfahrungen

Über die "Abfall-Ablagerungsverordnung AbfAbIV" von 2001 und die "Deponieverordnung DepV" von 2002 mit direkter Bezugnahme auf "TA Abfall" von 1991 und "TA Siedlungsabfall" von 1993 ist uns in Deutschland immer noch die <u>mineralische Dichtung</u> aus natürlichen bindigen Böden für Oberflächenabdichtungssysteme von Deponien <u>gesetzlich verordnet</u>. Allerdings können die Genehmigungsbehörden Alternativlösungen zulassen und genehmigen, wenn der Nachweis erbracht wird, dass mit der alternativen Abdichtungsmaßnahme die Schutzziele im Sinne der Anforderungen von AbfAbIV (2001) und DepV (2002) erreicht werden. Als Voraussetzung für eine Genehmigung ist ein Nachweis der Gleichwertigkeit für das Dichtungssystem und/oder die einzelne Komponente des Dichtungssystems, die alternativ ausgeführt werden soll, zu erbringen.

In der jungen Geschichte der Deponietechnik wurden erdbautechnisch aus natürlichen bindigen Böden hergestellte Dichtungen zunächst in Dichtungssystemen an der Deponiebasis gebaut. Die gesammelten und dokumentierten positiven Erfahrungen, mit zum Teil deutlich besseren Wirksamkeiten als gefordert, bildeten die Grundlage, natürliche mineralische Dichtungselemente auch im Regelaufbau für Oberflächenabdichtungssysteme vorzuschreiben.

Wegen der im Vergleich zur Deponiebasis vermuteten "leichteren" Aufgaben – Zurückhalten von Deponiegas und Niederschlagswasser – wurden die Anforderungen an das mineralische Dichtungselement für Oberflächenabdichtungssysteme im Hinblick auf Dicke und Dichtwirkung reduziert. In Tabelle 1 sind die zurzeit in Deutschland definierten technischen Anforderungen an das mineralische Dichtungselement zusammengestellt.

Tabelle 1:	Anforderungen	an	die	mineralische	Dichtung	in	Oberflächenabdichtungs
	systemen gemä	ßΤΑ	A Abf	all und TASi, ü	Ibernomme	en ir	1 DepV

Material- und	TA Abfall	TA	TA
Einbauparameter		Siedlungsabfall,	Siedlungsabfall.
		Deponieklasse 2	Deponieklasse 1
Stärke der Dichtung	0,5 m	0,5 m	0,5 m
Durchlässigkeitsbeiwert	<u>&lt;</u> 5 · 10 <sup>-10</sup> m/s	<u>&lt;</u> 5 · 10 <sup>-9</sup> m/s	<u>&lt;</u> 5 ⋅ 10 <sup>-9</sup> m/s
Suffosionsbeständigkeit	gefordert	gefordert	gefordert
Geringe Rissanfälligkeit**	gefordert	gefordert	gefordert
Feinstkorngehalt (< 2 μm)	<u>&gt;</u> 20 Gew%	<u>&gt;</u> 20 Gew%	<u>&gt;</u> 20 Gew%
Tonmineralgehalt	<u>&gt;</u> 10 Gew%	<u>&gt;</u> 10 Gew%	<u>&gt;</u> 10 Gew%
Größtkorn	20 mm	20 mm	20 mm
Stückigkeit	32 mm	32 mm	32 mm
Calciumcarbonatgehalt	<u>&lt;</u> 15 Gew%	<u>&lt;</u> 15 Gew%	<u>&lt;</u> 15 Gew%
Einbauwassergehalt* (w)	$W_{pr} < W < W_{0,95}$	$W_{pr} < W < W_{0,95}$	$W_{pr} < W < W_{0,95}$
Luftporenanteil bei	<u>&lt;</u> 5 %	<u>&lt;</u> 5 %	<u>&lt;</u> 5%
Abweichungen vom			
Wassergehalt			
Einbaudichte*	<u>&gt;</u> 95 % D <sub>pr</sub>	<u>&gt;</u> 95 % D <sub>pr</sub>	≥ 95 % D <sub>pr</sub>
Anteil fein verteilter	≤ 5 Gew%	≤ 5 Gew%	<u>≤</u> 5 Gew%
organischer Substanz			

\* w<sub>pr</sub> = Wassergehalt bei 100 % Proctordichte

 $w_{0,95}$  = Wassergehalt bei 95 % Proctordichte auf dem nassen Ast

D<sub>pr</sub> = Proctordichte bei optimalem Wassergehalt w<sub>pr</sub>

\*\* Materialzusammensetzung und Einbautechnik sind so zu wählen, dass die Gefahr einer

Trockenrissbildung minimiert wird

Eine dauerhafte Funktion des Dichtungselementes "natürliche mineralische Dichtung" wurde unterstellt, da die verwendeten feinkörnigen bindigen Böden (Tone/Schluffe/Feinsande als Bestandteile) als Endprodukte der Gesteinsverwitterung als unbegrenzt beständig angesehen werden und direkt auf eine entsprechend dauerhafte Funktionsfähigkeit geschlossen wurde, die durch eine vergleichsweise großzügig vorgegebene Dicke von 50 cm, zweilagig zum Fehlstellenausgleich eingebaut, zusätzlich abgesichert würde.

Aktuell ist der Kenntnisstand bei der Anwendung von natürlichen mineralischen Dichtungsschichten in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien durch folgende Aussagen gekennzeichnet: Es wurde an Testfeldern und durch Aufgrabungen bereits <u>seit Ende der 80er Jahre</u> <u>verschiedentlich</u> nachgewiesen, dass auch mineralische Dichtungen, die nach diesen Anforderungen gebaut worden sind und nach gängigen bodenphysikalischen/ mineralogischen Kriterien im Vorfeld als "gering schrumpfanfällig" eingeschätzt wurden, ihre Dichtungswirkung eben nicht dauerhaft sicherstellen konnten, sondern teilweise bereits nach wenigen Jahren so weit verloren, dass sie als nicht funktionstüchtig eingeordnet werden müssen.

Bei einem Status-Workshop "Austrocknungsverhalten von mineralischen Abdichtungsschichten in Deponie-Oberflächenabdichtungssystemen" im Jahre 2002 wird einleitend festgestellt. dass "es bisher aber noch nicht möglich war, die Langzeitwirksamkeit mineralischer Abdichtungsschichten abschließend zu beurteilen ...." Nach dem Workshop wird ausgeführt: "Es muss jedoch betont werden, dass derzeit trotz der Erkenntnis der Ursachen sowie der vorliegenden empirischen Erfahrungen noch keine endaültiaen Empfehlungen für die langfristig funktionsfähige Gestaltung von Oberflächendichtungssystemen mit tonmineralischen Abdichtungsschichten gegeben werden können." (Zitat aus [12]). Hilfsweise wird der Einbau resp. die Verdichtung auf dem trockenen Ast der Proctorkurve empfohlen, dies jedoch nicht bei gemischtkörnigen Dichtungsmaterialien. Letztlich werden umfangreiche Forschungsuntersuchungen angeregt, die zur Beantwortung der weiterhin offenen Fragen beitragen sollten. Ähnliche Hinweise waren bereits 1998 in [20] als Teilergebnis des Verbundforschungsvorhabens "Weiterentwicklung von Deponieabdichtungssystemen" zu lesen.

Witt [15] führt dazu aus, dass selbst die jüngst in den Allgemeinen Grundsätzen für die Eignungsbeurteilung von Abdichtungskomponenten der Deponieoberflächen-(10.09.2004) der LAGA Ad-hoc-AG abdichtungssysteme "Deponietechnische zusätzlich verankerten Anforderungen Vollzugsfragen" [8] an Wassergehaltsschwankungen zur Vermeidung von Schrumpfrissen und Beständigkeit gegen hohe Temperaturen nicht abgesichert bzw. unerfüllbar sind. Witt hält allerdings die Austrocknungsgefahr durch veränderten Systemaufbau, geeignete Materialien und Einbautechniken mit einer "Minimierung der Schrumpfrissbildung" für beherrschbar in Verbindung mit zusätzlichen Eignungsuntersuchungen, die allerdings teilweise über bodenmechanische Standardversuche hinausgehen. Zur Lösung haben Witt u.a. [16] 2004 Kapillarschutzschichten für mineralische Dichtungskomponenten in Oberflächenabdichtungen in Kombination mit einer Rekultivierungsschicht mit mehr als 150 cm Dicke vorgeschlagen, womit sie allerdings eine weitere mineralische Schicht und auch zusätzliche Kosten in den Systemaufbau einführen.

Mit der Modellierung des Wasserhaushaltes in Oberflächenabdichtungssystemen z.B. nach HELP oder BOWAHALD und anschließender Modellierung der Austrocknungsprozesse mit Modellen wie HYDRUS-1D oder SUMMIT können (bzw. müssten in Anbetracht des fehlenden "Selbstheilungsvermögens") bei bekannten Klimadaten, bei den Kennwerten der verwendeten Materialien und den Grenzbedingungen für Trockenrissbildung in jedem Einzelfall standortspezifisch optimierte und ingenieurmäßig bemessene Dichtungssysteme entworfen werden [15]. Ist das heute seriös leistbar? Stand der Technik ist diese Vorgehensweise jedenfalls bisher nicht - und schon gar nicht Bestandteil abfallrechtlicher Genehmigungsverfahren.

Im Einklang mit EU-Empfehlungen für Bauwerke mit langer Funktionsdauer hält Witt [15] einen Nachweis für 100 Jahre Funktionsdauer und Beständigkeit für Oberflächendichtungssysteme für völlig ausreichend und fordert eine Abkehr vom Anspruch, dass eine Dichtung über Zeiträume von vielen hundert Jahren ohne Nachsorge, Pflege und ggf. Reparatur ihre Leistungsfähigkeit behält. Speziell für Dichtungssysteme für Deponieoberflächen hält er die bisher vertretenen und eingeforderten Nachweise zur "Dauerbeständigkeit" über mehrere hundert Jahre für unangemessen und auch nicht für notwendig.

Trotz dieses hier aufgezeigten Erkenntnisstandes zur erdbautechnisch hergestellten mineralischen Dichtung aus natürlichen bindigen Böden für Oberflächenabdichtungssysteme von Deponien wird in der Praxis zu häufig an unrealistischen und überholten Vorstellungen der mineralogisch begründbaren Langzeitwirksamkeit festgehalten, ohne einen projektspezifischen Nachweis dauerhafter Austrocknungssicherheit bzw. geringer Rissanfälligkeit zu fordern (vgl. Tabelle 1). Stattdessen scheitern Gleichwertigkeitsnachweise für Alternativen häufig daran, dass allein aus methodischen Gründen kein Nachweis der Langzeitbeständigkeit über beliebig große (möglichst unendliche) Zeiträume geführt werden kann, obwohl aus zum Teil langjährigen Feldversuchen und Aufgrabungen deutlich bessere Anwendungserfolge als mit der Regeldichtung dokumentiert werden.

## 2.2 Aktuelle Beispiele

Auf der Basis von 95 hier bekannten Objekten für die Oberflächenabdichtung von Deponien aus der gesamten Bundesrepublik, die sich aktuell in der Planung oder Bauausführung befinden, ergibt die Genehmigungs- und Baupraxis, dass ca. 75 % aller Deponien mit alternativen Systemaufbauten realisiert werden, während nur 25 % dem in den gesetzlichen Vorschriften verankerten Regelaufbau folgen. Die hier berücksichtigten Alternativen betreffen nur Alternativlösungen für die im Regelsystem vorgesehene Dichtung und für die oberhalb angeordnete Dränschicht zur Ableitung des durchsickernden Niederschlagswassers. Alternative Entwürfe und Ausführungen für Rekultivierungsschichten sowie für Ausgleichs- oder Dränschicht unterhalb der Dichtung werden nicht betrachtet. Auch wird die häufig praktizierte und notwendige Integration von Trenn- und Filtervliesstoffen zwischen Rekultivierungsschicht und Dränschicht oder die Anordnung von Schutzvliesstoffen zum Schutz einer ggf. im Aufbau des Dichtungssystems vorhandenen Kunststoffdichtungsbahn hier nicht als Alternativaufbau angesehen, sondern als notwendiger Bestandteil des Regelaufbaus gewertet. Bemerkenswert ist allerdings, dass die Anwendung dieser Geokunststoffkomponenten weitgehend diskussionslos erfolgt, obwohl ihre langfristige Funktion für die Wirksamkeit des Dichtungssystems ebenso erforderlich ist wie die der anderen Komponenten des Dichtungssystems oder gleichwertiger Alternativlösungen.

Für Schutzvliesstoffe ist dies sicherlich dadurch begründbar, weil über eine Zulassung der Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung (BAM) ein identisch hohes Qualitätsund Vertrauensniveau dokumentiert werden kann wie für die BAM-zugelassene Kunststoffdichtungsbahn (KDB), wenn die Produkte aus zulassungskonformen Rohstoffen und Fasern gefertigt wurden. Bei Trenn- und Filtervliesstoffen ist es wohl die seit Jahrzehnten bekannte, erfolgreiche Anwendungspraxis aus der Geotechnik. Vor allem bei Infrastrukturprojekten sind Notwendigkeit und technische Wirksamkeit der Geokunststoffe als Trenn- und Filterlage bei Beachtung der bekannten Filterregeln und Auswahlkriterien langfristig akzeptiert und bewährt. Mit der häufig erhobenen Forderung, für diese Vliesstoffe als Komponente des Oberflächenabdichtungssystems Rohstoffe und Fasern der BAM-zugelassenen Schutzvliesstoffe einzusetzen, kann zudem eine dem Maßstab für BAM-zugelassene Kunststoffdichtungsbahnen entsprechende Beständigkeit erwartet und erreicht werden.

Die bei den betrachteten 95 Oberflächenabdichtungssystemen vorgefundene Anzahl von Alternativlösungen für Dichtungsschicht und Sickerwasserdränschicht sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Tabelle 2: Ausführungsformen von Dichtungs- und Dränschichten bei Deponie-Oberflächenabdichtungssystemen in Deutschland im Jahr 2005

Ausführungsformen	Anzahl (Stück)	Verteilung (%)
Regelsystem	25	26
Alternative Dichtungs- und Dränschicht	25	26
Alternative Dichtungsschicht	14	15
Alternative Dränschicht	31	33
SUMME	95	100

Auf der Basis der ausgewerteten Objekte werden bereits knapp 60 % der aktuellen Oberflächenabdichtungssysteme mit alternativen Dränschichten ausgeführt. Als Alternative kommen ausschließlich geosynthetische Dränsysteme (Dränmatten) zur Anwendung. Der seit Herbst 2004 vorliegende Eignungsnachweis der BAM für ein Secudrän-Produkt (Secudrän<sup>®</sup> R201Z WD601Z R201Z) als Bestandteil einer <u>endgültigen</u> Oberflächendichtung von Deponien hat diese Alternative zusätzlich deutlich "genehmigungsfähiger" gemacht.

Bemerkenswert ist aber der Umkehrschluss, dass bei ca. 60 % der Objekte die vom Regelsystem vorgesehene 30 cm dicke Dränschicht aus Kies 16/32 mm <u>nicht</u> gebaut wird, obwohl an der langen Funktionsfähigkeit und Beständigkeit keine dokumentierten Zweifel bestehen, wenn die Filterabstufung zwischen Rekultivierungsschicht und Dränschicht ggf. durch einen geotextilen Vliesstofffilter gegeben ist. Für die Anwendung der Kunststoffdränelemente werden daher wirtschaftliche Gründe ggf. in Verbindung mit Mangel an geeignetem Material ausschlaggebend sein.

Im Gegensatz hierzu wird bei ca. 60 % der betrachteten Objekte die natürliche mineralische Dichtung gebaut, für die es aktuell nicht möglich ist, die Langzeitwirksamkeit nach den oben genannten Vorgaben zu beurteilen und für die eine Vielzahl von Untersuchungsergebnissen aus Labor und Feld vorliegen, die die Wirksamkeit in Frage stellen bzw. das Versagen der Dichtwirkung dokumentieren. Besonders kritisch sind hier die Anwendungen, in denen die natürliche mineralische Dichtung ohne detaillierte Überprüfung der Austrocknungssicherheit/ Rissanfälligkeit als alleiniges Dichtungselement unter einer Rekultivierungsschicht vorgesehen ist, die sich am gesetzlichen Mindeststandard orientiert. In vielen Fällen kompensiert die Kombinationsdichtung mit einer BAM-zugelassenen Kunststoffdichtungsbahn (KDB) die sonst nicht vorhandene Austrocknungs- und Durchwurzelungssicherheit für das erdbautechnisch aufwendig hergestellte mineralische Dichtungselement.

Durch diese Wirksamkeitssymbiose von KDB und mineralischer Dichtung muss man sich allerdings zwangsläufig von der alten Philosophie, dass die begrenzte Lebensdauer einer KDB von der dicken mineralischen Dichtungsschicht überdauert wird, die "ewig" dichtwirksam ist, verabschieden. "Die bindige mineralische Dichtung (nach Anhang E TA Abfall, Anm. der Autoren) wird die ihr zugedachte Aufgabe als Langzeitdichtung nach flächigem Ausfall der KDB kaum übernehmen können" heißt es dazu in [19].

Für die erdbautechnisch hergestellte mineralische Dichtung sind Wirksamkeits- und Beständigkeitsmodelle und –nachweise für betrachtete lange Funktionsdauern (> 100 Jahre) allerdings noch zu entwickeln, während sie für Alternativlösungen wie z.B. für Geokunststoffe oder polymervergütete mineralische Dichtungen bereits erarbeitet wurden.

Bei den Alternativen zur natürlichen mineralischen Dichtung wurden, bezogen auf die Gesamtzahl der betrachteten 95 Objekte, 18 % nur mit einer KDB, 17% mit einer geosynthetischen Tondichtungsbahn (Bentonitmatte) - teilweise als alleiniges Dichtungselement, teilweise als Bestandteil einer Kombinationsdichtung - und 5 % mit polymer-vergüteter mineralischer Dichtung als Bestandteil einer Kombinationsdichtung genehmigt oder ausgeführt.

## 3 GEOSYNTHETISCHE KOMPONENTEN VON OBERFLÄCHENABDICHTUNGS-SYSTEMEN

#### 3.1 Kunststoffdichtungsbahnen aus PEHD mit BAM-Zulassung

Die von der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM, Berlin) zugelassenen, mindestens 2,5 mm dicken, aus hochwertigen definierten Formmassen hergestellten PEHD-Dichtungsbahnen, nach definierten Qualitätsanforderungen von zertifizierten Fachverlegern eingebaut. sind das zurzeit verlässlichste und vertrauenswürdigste Dichtungselement für Dichtungssysteme an der Deponiebasis oder Deponieoberfläche. Die der BAM-Zulassung zugrunde liegenden Prüfkriterien erlauben die sichere Extrapolation von Beständigkeit und Wirksamkeit glatter und strukturierter (oberflächenrauer) Dichtungsbahnen über einen Zeitraum > 100 Jahre. Obwohl eine über 100 Jahre hinausgehende Extrapolation des in Zeitrafferversuchen ermittelten Alterungsverhaltens der Dichtungsbahnen aus methodischen Gründen mit Unsicherheiten behaftet ist, ist eine deutlich längere Lebens- und Nutzungsdauer als 100 Jahre allgemeine Erwartungshaltung der beteiligten Fachleute.

Auf die gerade im Hinblick auf Alterungsuntersuchungen an Kunststoffdichtungsbahnen entscheidenden Unterschiede zwischen BAM-Zulassung, DIBt-Zulassung oder Österreichische Norm (ÖNORM) S2073 weist Müller nachdrücklich hin [11]. Mit den für DIBt-Zulassungen geforderten Prüfungen im Hinblick auf 25 Jahre Nutzungsdauer sind vergleichbare Aussagen zur Beständigkeit und langen Nutzungsdauer von Kunststoffdichtungsbahnen, wie sie Grundlage der BAM-Zulassungen sind, nicht möglich. Diese Einschränkungen der DIBt-Zulassungen gelten nach Müller erst recht für nach ÖNORM S2073 geprüfte Dichtungsbahnen, die nicht mehr dem Stand der Technik entsprechen. Müller weist auch darauf hin. dass BAM-zugelassene Kunststoffdichtungsbahnen sehr viel kostenaufwendiger hergestellt werden müssen, da sehr hohe Anforderungen erfüllt werden müssen, wie z.B. durch unterschiedliche Definition der Mindestdicke (BAM-Anforderung: Alle Proben müssen Dicken > 2,5 mm aufweisen), durch wesentlich geringere zulässige Schrumpfwerte der produzierten Bahn sowie einen vergleichsweise hohen Prüf- und Überwachungsaufwand – Qualität hat ihren Preis.

#### 3.2 Geosynthetische Tondichtungsbahnen / Bentonitmatten

Nachdem Bentonitdichtungssysteme bei Gebäudeabdichtungen bereits jahrzehntelange Anwendungspraxis waren, stehen seit nahezu 20 Jahren fabrikmäßig gefertigte, schubkraftübertragende geosynthetische Tondichtungsbahnen (vernadelte Bentonitmatten) als Ersatz für die erdbautechnisch hergestellten mineralischen Dichtungen auch für den Deponiebau zur Verfügung. Erste durch spätere Aufarabungen bewertete Anwendungserfahrungen mit Bentonitmatten positiv als alleinides Dichtungselement im Dichtungssystem für eine Deponieoberfläche gehen zurück auf das Jahr 1990 (Deponie Grabow [6]). Aus diesen Anfängen heraus hat sich national, aber besonders international eine breite Anwendung von vernadelten geosynthetischen Tondichtungsbahnen als Ersatz erdbautechnisch hergestellter mineralischer Dichtungen bei Basis- und Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien entwickelt.

In vielen Ländern, besonders in den USA, wurden die anwendungstechnischen und wirtschaftlichen Vorteile der "Geosynthetic Clay Liners (GCLs)" genutzt und Basis- und Oberflächendichtungssyteme nahezu standardmäßig mit GCLs realisiert.

Die Entwicklung der Bentonitmattenanwendung im Deponiebau in Deutschland ist wesentlich geprägt durch sehr mühsame Gleichwertigkeitsdiskussionen, zum Teil mit Nachweisszenarien, die für das mineralische Dichtungselement des Regelsystems nie erbracht werden mussten und aktuell auch nicht erbracht werden können.

Auf der Basis der "Grundsätze für den Eignungsnachweis von Dichtungselementen in Deponieabdichtungssystemen" des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt, Berlin) wurde ein Anforderungskatalog für die Zulassung von Bentonitmatten in Oberflächenabdichtungssystemen DK I (Deponieklasse 1) erarbeitet (Tabelle 3). In den Jahren 1997 und 1998 wurden für einige Produkte Zulassungen für die Anwendung in Oberflächenabdichtungssystemen der Deponieklasse 1 (DK I) erteilt. Die Zulassungen waren für 5 Jahre befristet und mit Auflagen verbunden.

Tabelle 3: Überblick über die Anforderungen des DIBt für die Zulassung von Bentonitmatten in Oberflächenabdichtungssystemen der Deponieklasse I



Für die am Markt überwiegend verwendeten einschichtigen (Standard)Produkte sollten in einem anschließenden Untersuchungsprogramm die erforderlichen Nachweise vorgelegt werden, dass die schubkraftübertragenden vernadelten Bentonitmatten unter üblichen Systemrandbedingungen das Heilungsvermögen besitzen, das man in der Fachwelt irrtümlich den dicken erdbautechnisch hergestellten mineralischen Dichtungen zugeschrieben hat, nämlich die Fähigkeit, nach Austrocknung und Rissbildung die eingetretene polyederartige Aggregatstruktur in ausreichendem Umfang zu heilen und eine den Anforderungen genügende Dichtungswirksamkeit langfristig sicherzustellen. Darüber hinaus sollten für alle zugelassenen Bentonitmatten weitere Nachweise zum Alterungsverhalten der geotextilen Komponenten vorgelegt werden.

Das DIBt hat leider 1998 die Zulassungsaktivitäten für Deponiebauprodukte eingestellt, sodass ein Ansprechgremium für eine Verlängerung der Zulassung nicht mehr zur Verfügung stand. Zwischenzeitlich wurden aber für Bentofix-Produkte die Auflagen abgearbeitet und der Fachöffentlichkeit präsentiert [6] und in Genehmigungsverfahren für alternative Oberflächenabdichtungssysteme mit Erfolg eingebracht. Auch der LAGA Adhoc-AG "Deponietechnische Vollzugsfragen", die sich nunmehr mit einer bundeseinheitlichen Regelung für Eignungsbeurteilungen von Alternativkomponenten zum

Regeldichtungssystem befasst, wurden die Untersuchungsergebnisse und Gutachten zugeleitet.

In den "Allgemeinen Grundsätzen für die Eignungsbeurteilung von Abdichtungskomponenten der Deponieoberflächenabdichtungssysteme" [8] führt die LAGA Ad-hoc-AG zum Nachweis der Dichtwirkung u.a. aus, dass

- > hierbei materialspezifische Besonderheiten zu berücksichtigen sind,
- > die Nachweise durch Versuche und/oder Rechnungen erbracht werden können und
- dass ggf. mögliche Selbstheilungseffekte nach Austrocknung berücksichtigt werden können, sofern diese nachgewiesen werden.

Im Folgenden wird der aktuelle Stand zum Nachweis der langzeitigen Dichtungswirkung bei vernadelten Natrium-Bentoniten auf der Basis langjähriger Feldmessungen in Kleinund Großlysimetern, nachdem es infolge von Ionenaustausch und zeitweisem Wassermangel zu Trockenrissen gekommen ist, beschrieben. Zum besseren Verständnis wird dabei nicht von Selbstheilung (des Bentonits) gesprochen, sondern von Strukturheilung bzw. Regenerationsvermögen nach Wiedervernässung (der Bentonitmatte im gesamten Abdichtungssystem). Damit soll deutlich gemacht werden, dass Bentonitmatten – im Gegensatz zur erdbautechnischen Regeldichtung – zwar über ein enormes Selbstheilungspotential verfügen, es aber von den Randbedingungen vor Ort abhängt – insbesondere von der Auflast durch die Bodenüberdeckung – inwieweit dieses Potential tatsächlich zur Abdichtung von Trockenrissen umgesetzt werden kann, falls es zu einer Austrocknung mit entsprechender Rissbildung gekommen sein sollte. Wegen der Bedeutung des Wassergehaltes einer mineralischen Dichtungsschicht im Hinblick auf Dichtwirksamkeit und Standsicherheit an Böschungen sei hier kurz auf die bodenmechanischen Definitionen hingewiesen:

In der Geotechnik werden Angaben zur Fließ-, Ausroll- und Schrumpfgrenze bindiger Böden auf Basis der DIN 18122, Teil 1 und 2, durch Laborprüfung ermittelt und häufig in einem sogenannten Konsistenzband in Abhängigkeit des Wassergehaltes dargestellt. Bild 1 zeigt zwei typische Konsistenzbänder für Natrium- bzw. Calciumbentonit, letzteres kann näherungsweise auch für einen Natriumbentonit nach Abschluss des Ionenaustausches als zutreffend angenommen werden. Ferner sind zwei typische Wassergehaltsgrenzen eingetragen und mit A bzw. B bezeichnet. Der Wassergehalt A liegt bei ca. 10 % und dokumentiert den Wassergehalt angelieferter gemahlener Bentonite bei der Produktion vernadelter Bentonitmatten. Wassergehalt B liegt bei ca. 150% und stellt denjenigen Wassergehalt dar, der üblicherweise bei Erstquellung im Feld nach Verlegung und Überdeckung (gemäß Verlegeanleitung 30 cm) im frischen Einbauzustand auf der Baustelle bei vernadelten Bentonitmatten maximal zugrunde gelegt werden kann.



Bild 1: Übliche Wassergehalte und Konsistenzgrenzen von Natrium- und Calciumbentoniten und von vernadelten Bentonitmatten nach Produktion und im Feld

Zum <u>Nachweis der Strukturheilung nach Wiedervernässung</u> wurden in der zweiten Hälfte der 90er Jahre umfangreiche Untersuchungen durch 8 Aufgrabungen an 7 verschiedenen Deponieoberflächenabdichtungssystemen durchgeführt. Die Bentonitflächengewichte der ausgegrabenen Produkte lagen zwischen 3 kg/m<sup>2</sup> und 5 kg/m<sup>2</sup>. Die Beanspruchungsdauer unter Feldbedingungen betrug 15 bis 72 Monate. Die Überdeckungen der Bentonitmatten lagen zwischen 0,4 m und 1,0 m. Die Proben entstammten Klimaregionen in Deutschland, deren durchschnittliche Jahresniederschläge vom Deutschen Wetterdienst mit ca. 600 mm/Jahr bis ca. 1200 mm/Jahr angegeben werden. In Bezug auf die üblichen Beanspruchungsgrößen wie Ionenaustausch, Frost, Trockenstress und Durchwurzelung unterlagen alle Proben den für die jeweilige Region und ausgeführten Systemen maßgeblichen Beanspruchungen.

Die Aufgrabungen wurden stets durch unabhängige Gutachter mit sehr großer Sorgfalt durchgeführt oder begleitet, um keine Störungen der Proben zu verursachen. Die Durchlässigkeitsversuche wurden nach ASTM D 5887 in Triaxialzellen durchgeführt, bei denen sowohl die in die Proben hineinfließenden als auch die herausfließenden Wassermengen getrennt gemessen werden können. Nur durch die getrennte Messung ist es möglich, die Sättigungsphase von der stationären Durchflussphase zu unterschieden und Fehlinterpretationen zu vermeiden.

Ergänzt durch Bewässerungsversuche in einer Lysimeteranlage der Universität Gesamthochschule Essen [9] und Röntgenuntersuchungen des TÜV Nord konnten die Strukturheilungsprozesse nach Wiedervernässung und die zeitabhängige Verbesserung der Dichtwirkung bis nahezu zum Ausgangswert als "Selbstheilungsfunktion" dargestellt werden.

Bild 2 zeigt die durch Röntgenaufnahmen transparent gemachte Gefügeheilung nach Austrocknung mit Schrumpfrissbildung eines Bentofix-Produktes mit einlagiger Bentonitdichtungsschicht.

Die schnelle Reaktion von vernadelten Bentonitmatten mit vergleichsweise Austrocknungsrissen auf ein erneutes Wasserangebot muss in Zusammenhang mit der vollflächigen Vernadelung gesehen werden. Bei fortgesetztem Trockenstress überschreiten die Zugspannungen die Kohäsion/Zugfestigkeit des Bentonits und es bildet sich eine mosaikartige kleinstrukturierte Fläche mit vielen, aber kleinen Rissen (Bild 2, links), die bevorzugt von Faserbündel zu Faserbündel laufen. Bei erneuter Wasserzugabe und ausreichender Vertikalspannung aus den überlagernden Schichten können sich die

Rissufer dieser kleinen Risse infolge der Plastifizierung des Bentonits wieder schnell annähern und eine ausreichende Dichtungswirkung sicherstellen (Bild 2, Mitte und rechts).



Bild 2: Gefügeheilung bei Wiedervernässung einschichtiger Bentonitmatten

Der Einfluss künstlicher, mehrfach nacheinander ablaufender Trocknungs- und Wiederbefeuchtungszyklen wurde an der Materialforschungs- und Versuchsanstalt der Bauhaus Universität Weimar untersucht. Dabei ergaben sich keine Hinweise darauf, dass dieses Strukturheilungspotenzial nach Ionenaustausch nur eine begrenzte Zeit zur Verfügung stünde. Ein solcher Effekt wäre nur zu erwarten, wenn infolge von Trockenstress mineralogische Veränderungen im (ionenausgetauschten) Natrium-Bentonit stattfinden würden. Alle mineralogischen Untersuchungen der bisher durchgeführten Ausgrabungen haben solche Veränderungen jedoch in keinem einzigen Fall nachweisen können.

Für einen weiteren Nachweis der langzeitig vorhandenen Dichtungswirkung unter Feldbedingungen hat die Firma NAUE 1998 eine spezielle Lysimeteranlage gebaut, die aus 6 Einzellysimetern besteht und bis heute - wissenschaftlich und technisch begleitet durch das Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau an der Universität Hannover (Prof. Blümel), die pedo tec GmbH in Berlin (Dr. Markwardt) und die Ingenieurgesellschaft für Wasser- und Abfallwirtschaft in Minden (Dr. Reuter) ununterbrochen betrieben wird. Aufbau und erste Messergebnisse sind detailliert in [1] beschrieben.

Die Auswertung der Messergebnisse zeigt deutlich die Unterschiede sommerlicher Trocken- und winterlicher Nässeperioden. Bild 3 zeigt beispielhaft für einen Lysimeter die entsprechenden Wirkungsgrade einer Standard-Bentofix-Bentonitmatte bzw. die Systemwirksamkeit des gesamten Aufbaus hinsichtlich der vorhandenen Dichtungswirkung.



Bild 3: Lysimeter 3 – Auswirkungen von Sommer- und Winterzyklen auf die Dichtungswirkung einer einschichtigen Standard-Bentofix-Bentonitmatte bei 1 m Rekultivierungsschicht

Dabei wurde der Wirkungsgrad der Bentonitmatte als Quotient der Durchsickerung bezogen auf die Dränspende, also den bis zur Bentonitmatte sickernden Wasseranteil des Niederschlags, berechnet. Die Systemwirksamkeit ergibt sich dagegen aus der Durchsickerung bezogen auf den gesamten Niederschlag und beschreibt neben der Sperrwirkung der Bentonitmatte auch den Verdunstungsanteil, der aus der Rekultivierungsschicht und der Vegetation herrührt. Man erkennt deutlich die in jedem Sommer stattfindende Reduzierung des Wirkungsgrades der Bentonitmatte durch Austrocknungsvorgänge, die aber durch sommerliche Evapotranspiration der Rekultivierungsschicht/Vegetation kompensiert werden, sodass die hohe Systemwirksamkeit von ca. 98 - 99 % erhalten bleibt. Genauso deutlich wird aber auch die in jedem Winter darauf folgende Verbesserung des Wirkungsgrades, die immer wieder das Vorjahresniveau erreicht. Da ein Ionenaustausch (Austausch von Na-Ionen gegen Ca-Ionen im Natrium-Bentonit) in der Bentonitschicht der im Lysimeter eingebauten Bentonitmatten 2 bis 3 Jahre nach Einbau eingetreten ist, dokumentieren die Ergebnisse, dass eine Verminderung sowohl der Dichtwirkung von Bentofix wie auch der Systemwirksamkeit infolge lonenaustausch in Oberflächenabdichtungssystemen mit vergleichbarem Aufbau auch nach vielen abwechselnden Trocken- und Nasszyklen nicht zu befürchten ist. Die unvermeidbare Restdurchlässigkeit der Bentonitmatte in den Winterhalbjahren von ca. 6-7 mm reduziert sich seit Ende des Ionenaustausches ca. 3 Jahre nach Einbau von Jahr zu Jahr und lässt weitere positive Entwicklungen erwarten.

Zum Nachweis der Alterungsbeständigkeit der geotextilen Komponenten und der langfristig sicheren Schubkraftübertragung an Böschungen eines Deponiedichtungssystems beauftragte die Firma NAUE im Jahr 2000 die Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin, mit der Durchführung eines Forschungsund Entwicklungsvorhabens über die "Langzeitscherfestigkeit von Bentonitmatten". Hierbei sollten besonders Erfahrungen in der Beurteilung der langjährigen Schubkraftübertragung bei strukturierten Kunststoffdichtungsbahnen genutzt werden, um direkt vergleichbare Aussagen mit BAM-zugelassenen Kunststoffdichtungsbahnen zu ermöglichen. Nach Entwicklung und Durchführung entsprechender Zeitstandversuche, die Müller [10] im Hinblick auf Prüfverfahren und Extrapolation der Ergebnisse ausführlich erläutert, konnte die BAM im Jahre 2003 ein "Gutachten über die Langzeit-Scherfestigkeit der Bentonitmatte Bentofix B 4000" mit folgender Kernaussage vorlegen (Zitat aus [2]):

"Proben aus der Bentonitmatte Bentofix B 4000 zeigen in den Zeitstand-Scherversuchen bei 80°C außerordentlich lange Laufzeiten, die Mindeststandzeit von 365 Tage wird deutlich überschritten und bislang wurde noch in keinem Versuch ein Versagen beobachtet. Eine ARRHENIUS-Extrapolation der bisher erreichten Laufzeiten ergibt schon eine untere Grenze der Funktionsdauer bei 15°C von 200 Jahren".

Die Versuche wurden und werden weitergeführt. Ein Versagen wurde bisher nicht beobachtet und die Standzeiten können inzwischen für Bentofix B 4000 auf über 400 Jahre extrapoliert werden. Zusammengefasst ergibt sich, dass bei der Anwendung in Deponie-Oberflächenabdichtungen die innere Scherfestigkeit allein der Geokunststoffkomponenten in der Bentonitmatte Bentofix B 4000 ausreicht, um einen langfristig standsicheren Dichtungsaufbau zu gewährleisten, unabhängig von der Wassergehaltsentwicklung des Bentonites [3].

Wie sieht es jedoch mit der langfristigen Wassergehaltsänderung tonmineralischer Abdichtungen aus? Wie reagiert die Fachwelt auf Schadensfälle durch Böschungsrutschungen infolge lokal aufgeweichter Tonschichten? Welche Scherfestigkeit ist für eine mit Trockenrissen durchsetzte tonmineralische Dichtung anzusetzen? Wie ist die Scherfestigkeit einzuschätzen, wenn sich diese Trockenrisse infolge von Niederschlägen spontan wieder mit Wasser füllen? Sind Betrachtungen dieser Lastfälle, labortechnische Prüfungen und rechnerische Nachweise dieser Abhängigkeiten Bestandteile aktueller abfallrechtlicher Genehmigungsverfahren auch bei tonmineralischen Dichtungen? Nach Kenntnis der Autoren ist das nicht der Fall. Stattdessen wird in entsprechenden Genehmigungsplanungen die Standsicherheit der mineralischen Regelabdichtung auch für den Endzustand ausschließlich mit Einbaukennwerten der Scherfestigkeit geführt und ein Nachweis der Austrocknungssicherheit durch den Hinweis auf die Einhaltung der in Tabelle 1 aufgeführten Einbauparameter ersetzt.

#### 3.3 Kunststoffdränsysteme

Eine Flächenentwässerung oberhalb des Dichtungselementes zum Sammeln und Ableiten von Sickerwasser aus den überlagernden Rekultivierungsschichten muss Bestandteil eines endgültigen Oberflächenabdichtungssystems einer Deponie sein. Die zuständige Genehmigungsbehörde kann auf Antrag des Deponiebetreibers Abweichungen von der geforderten Schichtstärke und dem Durchlässigkeitsbeiwert zulassen, wenn nachgewiesen wird, dass die hydraulische Leistungsfähigkeit der Entwässerungsschicht und die Standsicherheit der Rekultivierungsschicht langfristig gewährleistet sind.

Seit Mitte der 80er Jahre des vorigen Jahrhunderts haben sich Kunststoffdränsysteme, vor allem als Sandwichprodukte aus Vliesstofffiltern und groben Wirrgelegen aus Kunststoffdrähten, als Sicker- oder Dränschicht zunehmend Marktanteile erobert. Größte Vorbehalte ergaben sich anfangs, wie bei allen Geokunststoffalternativen, durch den Vergleich der relativ dicken erdbautechnisch hergestellten mineralischen Schichten zu den geringen Dicken der Geokunststoffe (Dränschicht z.B. 30 cm dicke Kiesfilter gegen 1 cm dünnes Kunststoffdränsystem) und durch Zweifel an einer ausreichenden Beständigkeit bzw. Wirksamkeit.

Die zunehmende Akzeptanz der PEHD-Kunststoffdichtungsbahn als verlässlichstes Dichtungselement im Deponiebau, die als notwendig erkannte Anwendung von Schutzvliesstoffen zum Schutz der hochwertigen, aber empfindlichen KDB und von Filtervliesstoffen zwischen oft feinkörnigen Rekultivierungsschichten und einer groben Kiesdränschicht. in Verbindung mit der Vertrauen und Qualität fördernden Zulassungstätigkeit der BAM schafften ein Klima, in dem auch Kunststoffdränsystemen mehr Beachtung geschenkt wurde. Die genaue Untersuchung des Materialverhaltens und die Aufgrabung und Untersuchung langjährig eingebauter Produkte wurde von den Herstellern vorangetrieben. Die BAM erarbeitete im Dialog mit allen Beteiligten -Fachbehörden, Planern, Fremdüberwachern, Baufirmen und Herstellern - die Richtlinie "Eignungsnachweis für Kunststoff-Dränelemente in Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten", Berlin, 2003.

Die erste konkrete Eignungsprüfung gemäß der o.g. BAM-Richtlinie wurde dann unter zusätzlicher analoger Beachtung der Ausführungen und Anforderungen zur Langzeitbeständigkeit in den "Grundsätzen für den Eignungsnachweis von Dichtungselementen in Deponieabdichtungssystemen" des DIBt durchgeführt. Die Prüfung der Langzeitscherfestigkeit des Verbundproduktes aus Vliesstofffilterschichten und Dränkern erfolgte wieder in Anlehnung an die Anforderungen und Prüfungen für strukturierte Kunststoffdichtungsbahnen aus der KDB-Zulassungsrichtlinie der BAM. Damit wird ein identisches Nachweisniveau für Kunststoffdichtungsbahnen, Bentonitmatten und Dränsvstemen für Bauwerke mit langer Nutzungsdauer (> 100 Jahre) geschaffen.

Im September 2004 konnte für Secudrän R201Z WD601Z R201Z der erste Eignungsnachweis für ein Kunststoffdränelement für die endgültige Oberflächendichtung von Deponien ausgestellt werden [4].

Bild 4 zeigt den Aufbau des Produktes aus vernadelten Vliesstoffen und eingebetteter Dränschicht aus einem Polypropylen-Wirrgelege in Wellenstruktur. Vliesstoffe und Dränkern sind im rechteckigen Raster punktverschweißt.

Die Beurteilung der langfristigen Wirksamkeit von Kunststoffdränelementen unter Feldbedingungen ist ähnlich wie bei den Dichtungskomponenten nur durch Feldversuche oder Aufgrabungen zu prüfen. Die bisherigen Untersuchungen lassen bei sorgsam dimensionierten Systemen mit Kunststoffdränelementen keine größeren Empfindlichkeiten gegen Durchwurzelung [17] oder Kolmation [18] erkennen, als dies bei mineralischen Dränschichten, industriellen Nebenprodukten wie Schmelzkammmergranulat oder auch feinkörnigen Kapillarschichten der Fall ist.



Bild 4: Ausschnitt aus dem Kunststoffdränelement Secudrän<sup>®</sup> R201Z WD601Z R201Z

Vor dem Hintergrund der im August 2005 erneuten dramatischen Hochwasserlagen in Bayern als Ergebnis von Starkniederschlägen aus einer Vb-Wetterlage soll besonders auf das Aufgrabungsergebnis der Testfelder auf der Deponie Kienberg 1999 hingewiesen werden. Hier fand eine Aufgrabung 1 Tag nach Starkregenereignissen, die zur letzten Katastrophen-Hochwassersituation 1999 führten, statt. Es konnte nachgewiesen werden, dass sich eine Secudrän-Dränmatte und die Regeldränschicht aus 30 cm Kies 16/32 mm in der Dränleistung nicht unterschieden [14] und die Dränabflüsse als Folge des Starkregens sicher abgeführt werden konnten. 1 Tag nach den Regenfällen zeigte sich im Secudrän-Kunststoffdränsvstem keinerlei Rückstau - das Sickerwasser war bereits komplett abgeführt worden. Grundsätzlich gilt, dass die Ermittlung einer maßgebenden Dränspende immer noch wesentlich anspruchsvoller und aufwendiger ist, als die anschließende Bemessung bzw. Auslegung der Wasserableitkapazität des Dränsystems. Für die Ermittlung der Dränspende wird der Einsatz der bekannten Wasserhaushaltsmodelle z.B. nach HELP oder BOWAHALD empfohlen. Die z.B. auch in der GDA-Empfehlung E 2-20 genannten (Vor)Bemessungswerte erscheinen nicht zuletzt vor dem Hintergrund der immer häufiger ausgeführten Rekultivierungsschichtstärken von 1.5 m sehr konservativ.

#### 4 FAZIT UND WERTUNG

Vor dem Hintergrund der (nicht unbedingt) aktuellen Erkenntnis, dass derzeit noch keine endgültigen Empfehlungen für eine Jahrhunderte funktionsfähige Gestaltung von Oberflächenabdichtungssystemen mit tonmineralischen Abdichtungsschichten gegeben werden können und in den letzten Jahren zahlreiche Ergebnisse über mangelhafte oder nicht mehr vorhandene Dichtwirksamkeiten erdbautechnisch hergestellter natürlicher mineralischer Dichtungsschichten vorgelegt worden sind, sollten die zuständigen Gremien die Anwendung von alternativen Komponenten in Deponieoberflächenabdichtungen nicht länger benachteiligen, indem sie die grundsätzlichen Anforderungen an die Nachweise zur Verwendbarkeit auf ein methodisch umsetzbares Niveau reduzieren [vgl. 15]. Die in der Geotechnik tätigen Fachleute sind aufgerufen endlich eine Nachweisführung für die Austrocknungsproblematik tonmineralischer Abdichtungen zu präsentieren, die dem individuellen Charakter dieser Abdichtungsform Rechnung trägt und als Standardnachweis einzelfallbezogen praxistauglich sein muss. Alternativ könnten wie bereits 1998 im Zulassungsverfahren für z.B. doppelschichtige Bentonitmatten beim DiBt geschehen detaillierte Produkt- und Einbauanforderungen - hier: bodenphysikalische und mineralogische Parameter - begründet und definiert und mit Anforderungen an den Systemaufbau, z.B. besonderen Anforderungen an die Rekultivierungsschicht, gekoppelt werden. Die Hinweise aus dem Austrocknungsworkshop 2002 gehen hier sicherlich in die richtige Richtung. Weitere Konkretisierungen (z.B. zur Frage wie weit auf der trockenen Seite eingebaut werden muss bzw. soll - bodenartabhängig?) sind hier erforderlich!

Der Gesetzgeber hat der Ingenieurpraxis in der Deponietechnik einen Bärendienst erwiesen als er im Vorwort zur Konzeption der TA Siedlungsabfall (nachzulesen in der im Bundesanzeiger veröffentlichten Fassung) Deponien als "Bauwerke für die Ewigkeit" Regelabdichtungssystem (zumindest definierte und aleichzeitia die vom bei Zugrundelegung der Mindestanforderungen) nicht erfüllbare Forderung nach einer nachsorgefreien Deponie, resp. Oberflächenabdichtung, zum Standard behördlicher Genehmigungen erhob. Den Deponiebetreibern kann im Hinblick auf die vor dem Hintergrund der aktuellen Rechtslage anzustrebenden abfallrechtlichen Entlassung einer Deponie aus der Nachsorge nur empfohlen werden, bei den Genehmigungsbehörden für Lösungen der Oberflächendichtung einzutreten, die nachweislich über eine lange

Nutzungsdauer die Einhaltung der Schutzziele für Grundwasser und Umwelt gewährleisten. Aus vom Vorstand der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik initijerten Gesprächen mit der LAGA Ad-hoc-AG "Deponietechnische Vollzugsfragen" ist bekannt, dass einer möglichen Entlassung aus der Nachsorge u. a. eine umfangreiche Prüfung und Bestandsaufnahme der langfristigen Funktionssicherheit des Oberflächenabdichtungssystems in jedem Einzelfall vorausgehen wird und ein Bonus oder gar ein Automatismus für eine Entlassung aus der Nachsorge bei Anwendung des Regelsystems in der Oberflächendichtung der Deponie nicht erwartet werden darf! Spätestens mit dem Antrag auf Entlassung aus der Nachsorge gemäß § 13 (4) DepV endet das Prinzip "Hoffnung" für viele tonmineralischen Abdichtungen/Deponiebetreiber beim Blick unter die (hoffentlich vorhandene) BAM-zugelassene Kunststoffdichtungsbahn.

Die Regeldichtung mit bisher eindeutiger Fokussierung auf die erdbautechnisch heraestellte natürliche tonmineralische Dichtung als das "ewia" wirksame Dichtungselement wartet immer noch auf neue Entwurfs- und Ausführungskonzepte mit wahrscheinlich deutlich höherem Nachweis-, Prüf- und Ausführungsaufwand. Über geologische/ mineralogische Analogien von langer Beständigkeit des Werkstoffes "Tonmineral" an sich auf ebenso lange Wirksamkeit der wasser- und luftporenhaltigen Dichtungsschicht schließen zu wollen, ist nicht zielführend, wie viele Ergebnisse aus der Praxis deutlich zeigen. Diese seit langem kritisch diskutierten, im abfallrechlichen Vollzug letztlich häufig ungeprüften Beständigkeits- und Wirksamkeitsannahmen für die tonmineralische (Regel)Dichtung erzeugen für technisch überlegene Alternativlösungen mit nachgewiesenen Jahrhunderte langen Nutzungsdauern häufig unüberwindbare Hürden und verhindern bessere Lösungen für das übergeordnete Ziel des Schutzes der Umwelt.

Im Sinne des von Witt [15] dokumentierten Aufrufs zu mehr Ehrlichkeit im Umgang mit Oberflächenabdichtungen von Deponien sind die Grenzen material- und ingenieurtechnischer Prognosen für alle Systeme und Komponenten offen zu bekennen.

BAM-zugelassene PEHD-Kunststoffdichtungsbahnen, gemäß Zulassungsbedingungen produziert und vom zertifizierten Fachverleger sorgfältig eingebaut, bieten die Gewähr für Nutzungsdauern, die alle seriösen ingenieurtechnischen Prognosezeiträume deutlich überschreiten. Entsprechendes Vertrauen in langfristige Wirksamkeiten darf für Kunststoffdränsysteme mit BAM-Eignungsnachweis und Bentonitmatten mit dem Nachweispaket aus alter DIBt-Zulassung, ergänzt um den Nachweis der Gefügeheilung und langfristig sicherer Schubkraftübertragung von der BAM – geprüft in direkter Analogie zu den auch bei der LAGA akzeptierten Kunststoffdichtungsbahnen – erwartet werden.

Die Deponietechnik der 90er Jahre hatte sich zum Ziel gesetzt, dass die Deponien dieser Zeit nicht zu den Altlasten für die nachfolgenden Generationen werden dürfen. Eignungsgeprüfte Geokunststoffe helfen, diese Ziel über Zeiträume sicherzustellen, die die methodischen Grenzen ingenieurtechnischer und wissenschaftlicher Nachweisführung deutlich überschreiten.

#### 5 LITERATUR

- [1] Blümel, W. et al.: Langzeituntersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit von Bentonitmatten in Lysimetern. Karlsruher Deponieseminar 2002, in: Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Heft 125, Erich Schmidt Verlag 2003.
- [2] Bundesanstalt für Materialforschung und -pr
  üfung (BAM): Gutachten 
  über die Langzeit-Scherfestigkeit der Bentonitmatte Bentofix B 4000, Dezember 2003, unveröffentlicht.
- [3] Bundesanstalt für Materialforschung und -pr
  üfung (BAM): Gutachten 
  über die Langzeit-Scherfestigkeit der Bentonitmatte Bentofix B 4000, 2. aktualisierte Fassung, Juni 2005, unveröffentlicht.
- [4] Bundesanstalt für Materialforschung und Prüfung (BAM): Gutachten über die Eignung des Kunststoff-Dränelements Secudrän® R201Z WD601Z R201Z für die endgültige Oberflächenabdichtung von Deponien, September 2004, unveröffentlicht.
- [5] Burkhardt, G. und Egloffstein, T.: Die mineralische Oberflächenabdichtung Quo vadis? Oberflächenabdichtungen von Deponien und Altlasten 2001: Neue Erkenntnisse aus Wissenschaft und Praxis – Neuerungen durch die Abfallablagerungs- und Deponieverordnung. Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 122, Erich Schmidt Verlag, S. 223-246.
- [6] Heerten, G.: Bentonitmatten als mineralisches Dichtungselement im Umweltschutz. 20. Fachtagung "Die sichere Deponie", Süddeutsches Kunststoffzentrum Würzburg, Eigenverlag 2004.
- [7] Henken-Mellies, W.U., Gartung, E.: Wirksamkeit einfacher Deponie-Oberflächenabdeckungen: Langzeituntersuchung an einem Versuchsfeld in Aurach. Müll und Abfall, Heft 1/2002, S. 28-32.
- [8] LAGA Ad-hoc-AG "Deponietechnische Vollzugsfragen": Allgemeine Grundsätze für die Eignungsbeurteilung von Abdichtungskomponenten der Deponieoberflächenabdichtungssysteme, 10.09.2004.

- [9] Maile, A.: Leistungsfähigkeit von Oberflächenabdichtungssystemen zur Verminderung von Sickerwasser und Schadstoffemissionen bei Landschaftskörpern. Studienreihe Abfall-Now, Band 15, Abfall-Now e.V. Stuttgart, Eigenverlag 1997
- [10] Müller, W.: Langzeit-Scherfestigkeit von Geokunststoffen aus mehreren Komponenten. 19. Fachtagung "Die sichere Deponie", Süddeutsches Kunststoffzentrum Würzburg, Eigenverlag 2003.
- [11] Müller, W.: Hauptsache: schwarz und billig? Zur Eignung "alternativer PE-HD-Dichtungsbahnen für endgültige Deponieoberflächenabdichtungen. Müll und Abfall, 8/2005, S. 392 – 397.
- [12] Ramke, H.-G. et al.: Ergebnisse des Status-Workshops "Austrocknungsverhalten von mineralischen Abdichtungsschichten in Deponie-Oberflächenabdichtungssystemen". Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten 2002: Auswirkungen der AbfAbIV und der DepV auf Betreiber, Behörden, Planer, Hersteller und die Bauindustrie. Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 125, Erich Schmidt Verlag, S. 115-166.
- [13] Reuter, E.: Stand der Fortschreibung der DIBt-Zulassungen für Bentofix®.
   4. Geokunststoff-Kolloquium der NAUE Unternehmensgruppe, Garmisch-Partenkirchen, Januar 2005.
- [14] Steffen, H.: Nachweis der Leistungsfähigkeit von Secudrän 316 DS600 316 im Vergleich zu einem Kiesdrän-System anhand von Lysimeterversuchen auf der Deponie Kienberg. Essen, 22. Januar 2004.
- [15] Witt, K.J.: Unorthodoxe Gedanken zur Eignungsfeststellung von mineralischen Abdichtungskomponenten für Oberflächenabdichtungen von Deponien. 21. Fachtagung "Die sichere Deponie", AK GWS / Süddeutsches Kunststoffzentrum, Würzburg, Februar 2005.
- [16] Witt, K.J., Zeh, R.M. und Fabian, F.: Kapillarschutzschichten für mineralische Dichtungskomponenten in Oberflächenabdichtungen. Müll und Abfall, Heft 11/2004, S. 540-546.
- [17] Dengenbeck,M.: Einsatz von Kunststoffdränmatten bei der Rekultivierung von Mülldeponien, Neue Landschaft Heft 2/2001, S. 102-107
- [18] Müller-Rochholz, J.: Langzeitverhalten von geosynthetischen Dränelementen Ergebnisse aktueller Aufgrabungen, 2. Geokunststoff-Kolloquium, NAUE GmbH&Co. KG, Januar 2001, Eigenverlag
- [19] Stoffregen et al.: Rissgefährdung von Kombinationsdichtungen durch temperaturabhängige Austrocknung, Müll und Abfall Heft 1/1999
- [20] August et al.(Hrsg.): Optimierung von Deponieabdichtungssystemen, Springer 1998

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Georg Heerten NAUE GmbH&Co. KG Gewerbestraße 2 D-32339 Espelkamp-Fiestel gheerten@naue.com Dr.-Ing. Ernst Reuter IWA Ingenieurgesellschaft für Wasser- und Abfallwirtschaft Marienstrasse 122

D-32425 Minden reuter@iwa-minden.de



## Materialwahl und Einbautechnik von Rekultivierungsschichten

PD Dr. habil. Stefan Melchior

#### Zusammenfassung

Der Gestaltung des Systems Rekultivierungsschicht / Bewuchs wird verstärkt Aufmerksamkeit geschenkt, da bei der Stilllegung von Deponien bundesweit erhebliche Bodenmassen gewonnen und eingebaut werden müssen. Die in den einschlägigen Regelwerken genannten Anforderungen an die Bodeneigenschaften und die Einbautechnik der Rekultivierungsschicht sollen Schäden am Oberflächenabdichtungssystem vorbeugen und die langfristige Wirksamkeit des Systems erhöhen. Sie verursachen allerdings auch Kosten. Entsprechend kontrovers verlaufen die Diskussionen in der Praxis, insbesondere hinsichtlich der erforderlichen Einbautechnik der Böden.

Die aktuell realisierten Rekultivierungskonzepte reichen von sehr einfachen Systemen mit geringen Qualitätsanforderungen über qualifizierte Systeme, an die definierte technische Anforderungen gestellt werden, bis hin zu Wasserhaushaltsschichten mit optimiertem Bewuchs, die so stark zur hydrologischen Wirksamkeit des Gesamtsystems beitragen sollen, dass andere Abdichtungskomponenten durch sie ersetzt werden können.

Qualifizierte Konzepte müssen auf die verfügbaren Böden oder Ersatzbaustoffe abgestimmt sein. Da es noch keine breite Datenbasis zur Bemessung von Rekultivierungsschichten und zur Auswirkung von verschiedenen Einbautechniken auf die qualitätsbestimmenden Parameter gibt, werden häufig aus Sorge vor zu hohen Kosten Ansätze gewählt, die zu einer unnötig schlechten Qualität der eingebauten Rekultivierungsböden führen. So wird mit moderatem Aufwand an Geld, großem Aufwand an Energie viel Boden mit unnötig schlechtem Ergebnis bewegt und eingebaut. Auf der anderen Seite besteht die Gefahr, dass auf einer unzureichenden fachlichen Grundlage übervorsichtige und teure Einbaukonzepte ausgeschrieben werden, die die Bauabläufe unnötig behindern. Im vorliegenden Beitrag werden anhand von Fallbeispielen Daten zur Auswirkung der Einbaudichte auf die bodenhydrologischen Kennwerte von Rekultivierungsböden dargestellt, aus denen ersichtlich wird, dass die Bodenverdichtung sich in unterschiedlichen Böden unterschiedlich bemerkbar macht und es sich daher fachlich und finanziell lohnen kann, diesen Zusammenhang bodenspezifisch im Einzelfall zu untersuchen. Im Ergebnis solcher Untersuchungen können ggf. Böden gefunden werden, deren maßgebliche Kennwerte relativ unempfindlich auf die Überfahrung mit Baugeräten reagieren, oder es kann bei empfindlichen Böden eine schädliche Bodenverdichtung verhindert werden.

#### 1 Die Rekultivierungsschicht im Wandel der Regelwerke

Technische Anforderungen wurden bei der Abdichtung von Deponien zunächst für die Deponiebasis definiert. Dort wurden anfangs mineralische Dichtungen ("Tondichtungen"), später Kombinationsdichtungen aus Kunststoffdichtungsbahn und mineralischer Dichtung und Systeme mit Basisdrainage und Abdichtung eingesetzt. Nachdem der Bedarf nach Oberflächenabdichtung erkannt wurde, wurden die bekannten Systeme für die Basisabdichtung auf die Deponieoberfläche übertragen. In der TA Abfall (1991) und der TA Siedlungsabfall (1993) wurden entsprechende Regelsysteme verankert, die zusätzlich zu Dichtung und Entwässerungsschicht auch eine Rekultivierungsschicht samt Bewuchs aufwiesen. Die Rekultivierungsschicht sollte aus mindestens 1,0 m "kulturfähigem" Boden bestehen (obwohl der Anbau von landwirtschaftlichen Kulturen nicht das Ziel war) und mit geeignetem Bewuchs bepflanzt werden. Der Bewuchs sollte den Boden ausreichend gegen Wind- und Wassererosion schützen und unter Anwendung von Wasserhaushaltsbetrachtungen so ausgewählt werden, dass die Infiltration von Niederschlagswasser in das Entwässerungssystem minimiert wird. Die Rekultivierungsschicht sollte so ausgeführt werden, dass die Dichtung vor Wurzel- und Frosteinwirkungen geschützt wird.

Bereits in den 80er Jahren und insbesondere nachdem Forschungsvorhaben zeigten, dass auf dem nassen Ast eingebaute tonhaltige mineralische Dichtungen und Bentonitmatten empfindlich gegenüber Austrocknung und Durchwurzelung sind (MELCHIOR 1993, 1997, 1999), setzte geradezu ein Boom bei der Suche nach alternativen Abdichtungen ein, die besser herstellbar, langfristig wirksamer und kostengünstiger sein sollten als die mineralische Dichtung nach TA Abfall und TA Siedlungsabfall.

Dabei wurde Behörden, Planern und Betreibern zunehmend deutlich, dass der in den Regelwerken geforderte Schutz des Dichtsystems vor Durchwurzelung schwer sicherzustellen ist, da der Bewuchs nicht wie ein technisches Bauteil ausgewählt oder bemessen werden kann, sondern unter den vielfältigen Randbedingungen des Standorts, der Konkurrenz der Arten und der Pflegemaßnahmen seine eigene, langfristige Dynamik entwickelt und
auch kleine, oberirdisch unscheinbare Pflanzen tiefe Wurzeln bilden können. Der Einfluss der Rekultivierungsschicht, deren Gestaltung bisher kaum Aufmerksamkeit geschenkt wurde, und des Bewuchs auf den Wasserhaushalt und die Gefährdung der Dichtsysteme durch Wurzeln und Austrocknung rückten ab Mitte der 90er Jahre in den Vordergrund der wissenschaftlich-technischen Diskussion um Oberflächenabdichtungssysteme (siehe beispielsweise BRAUNS ET AL. 1996, BERGER & SOKOLLEK, 1997, MELCHIOR, 1998).

Aufgegriffen wurden diese Erkenntnisse zunächst in den baurechtlichen Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik für alternative mineralische Dichtungen, in denen gegenüber der TA Siedlungsabfall ergänzende Hinweise zum Aufbau und zur Dimensionierung der Rekultivierungsschicht gegeben wurden. Erstmals wurde hier die Schichtmächtigkeit als wichtigste quantifizierte Anforderung an die Rekultivierungsschicht durch die nutzbare Feldkapazität (nFK, das Speichervermögen des Bodens für pflanzenverfügbares Wasser) ersetzt. Über Bentonitmatten wurde eine nFK von mindestens 200 mm gefordert und mit Hinweis auf die Bodenkundliche Kartieranleitung (AG BODEN, 1994) der Einsatz bestimmter Bodenarten sowie ein Einbau in loser Schüttung mit einer maximalen Einbautrockendichte von 1,45 g/cm<sup>3</sup> empfohlen (siehe z.B. Anlage 4 in DIBt ,1998). Die genannten Zahlenwerte zu nFK und Einbautrockendichte wurden von der LAGA übernommen (LAGA, 2000), in die Deponieverordnung (DepV, 2002) haben sie jedoch keinen Eingang gefunden. Die DepV stellt in ihrem Anhang 5 im wesentlichen folgende Anforderungen:

- Bemessung der Schichtdicke im Einzelfall mit den Zielen Vermeidung der Durchwurzelung der Entwässerungsschicht und Schutz der Dichtung vor Wurzeln, Frost und Austrocknung (Mindestdicke 1 m)
- Stoffliche Qualität nach § 8 Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz und Klärschlammverordnung (Zulässige Feststoffgehalte und Eluatkonzentrationen werden genannt)
- > "Die Materialien für die Rekultivierungsschicht dürfen die langfristige Funktionsfähigkeit der Entwässerungsschicht nicht beeinträchtigen. Sie sollen über eine hohe nutzbare Feldkapazität sowie über ausreichende Luftkapazität zur Sicherstellung eines hohen pflanzenverfügbaren Bodenwasservorrats verfügen." Zahlenwerte werden zu nFK, Luftkapazität (LK) und pflanzenverfügbaren Bodenwasservorrat nicht genannt. Nach AG Boden ist der pflanzenverfügbare Bodenwasservorrat nFKWe in grundwasserfernen Böden bei einem Wert ≥ 220 mm als hoch einzustufen.

Als Konsequenz der DepV werden aktuell zahlreiche Deponien stillgelegt. Dabei werden sehr große Massen an Bodenmaterial für den Einbau in die Rekultivierungsschichten benötigt und erhebliche Finanzmittel investiert.

In jedem Einzelfall stellen sich die Fragen, welche Anforderungen projektspezifisch an die Rekultivierungsschicht zu stellen sind, welche Eigenschaften das Bodenmaterial für die Rekultivierungsschicht haben muss, um die zugewiesene Funktion zu erfüllen, und wie das Bodenmaterial einzubauen ist. In der Praxis sind häufig sehr kontroverse Meinungen anzutreffen, die sich insbesondere auf die wirtschaftlich interessante Frage der Einbautechnik fokussieren. Muss das Bodenmaterial bodenschonend unter Vermeidung schädlicher Bodenverdichtungen eingebaut werden oder sind solche Forderungen übertrieben und unangemessen? Der vorliegende Beitrag will gerade zu dieser Frage einige interessante Fallbeispiele und Daten aus der Qualitätssicherung vorstellen.

# 2 Grundlagen

## 2.1 Begriffe

Im Zusammenhang mit der Rekultivierungsschicht und deren Funktion und Gestaltung haben sich in den letzten Jahren zahlreiche Begriffe herausgebildet, die nicht eindeutig definiert sind und unterschiedlich benutzt werden. Im vorliegenden Beitrag werden folgende Begriffsdefinitionen benutzt:

Rekultivie- rungsschicht	Definition gemäß DepV, Anhang 5 auf der Grundlage und in Fort- schreibung von TA Abfall und TA Siedlungsabfall
Bodenabde- ckung / Deck- substrat	Sammelbegriff für alle Arten von Bodenauftrag auf Altlasten und Depo- nien zum Zwecke der Begrünung, die nicht den Anforderungen der TA Abfall, der TA Siedlungsabfall oder der Deponieverordnung folgen (z.B. auf Altdeponien und Altlasten oder in temporären Abdeckungen)
Wasserhaus- haltsschicht	Rekultivierungsschicht, die an Standorten mit geringem Nieder- schlagseintrag und hoher potentieller Evapotranspiration so gestaltet und hergestellt wird, dass sie so viel Wasser pflanzenverfügbar spei- chern kann, dass sie die vertikale Absickerung von Wasser aus dem Wurzelraum (und mithin die potentielle Einsickerung in die Deponie) im Verbund mit einer auf dieses Ziel hin etablierten Vegetation so stark reduziert, dass sie im Fall der Deponieklassen II und III der DepV eine Komponente der Kombinationsdichtung und im Fall der Deponieklasse I die mineralische Dichtung ersetzen kann.

Bodenmaterial	nach LAGA, 1997 in der aktuellen Novellierung:			
	gem. BBodSchG, § 2 Abs. 1: Obere Schicht der Erdkruste soweit sie Träger der Bodenfunktionen nach BBodSchG, §2, Abs. 2 ist, einschließlich ihrer flüssigen und gasförmigen Bestandteilen (Bo- denlösung bzw. Bodenluft) sowie			
	<ul> <li>Bodenaushub aus der Gewinnung und Aufbereitung nichtmetalli- scher Bodenschätze, der als Abfall entsorgt wird</li> </ul>			
	<ul> <li>Bodenmaterial mit maximal 10 Vol% mineralischen Fremdbe- standteilen</li> </ul>			
	> Bodenmaterial, das in Bodenbehandlungsanlagen behandelt wurde			
	Baggergut mit maximal 10 Gew% Ton und Schluff			
Oberboden	nach DIN 18915: durch physikalische, chemische und biologische Vor- gänge entstandene oberste, humose Schicht des belebten Bodens ("Mutterboden")			
Unterboden	nach DIN 18915: unter dem Oberboden liegende verwitterte Boden- schicht			
Bodenaushub	Def. nach LAGA, 1997: Natürlich anstehendes und umgelagertes Lo- cker- und Festgestein (DIN 18196), das bei Baumaßnahmen ausgeho- ben oder abgetragen wird (ohne humosem Oberboden, Bankettschäl- gut und Bergematerial)			
Bauschutt / Bodengemi- sche	Def. nach LAGA, 1997: Bodenaushub mit ≥ 10 Vol% mineralischen Fremdbestandteilen (z.B. Schlacke, Ziegelbruch), zukünftig "Gemi- sche"			
Rekultivie- rungssubstrat	In einem festgelegten technischen Verfahren aus unterschiedlicher Komponenten als Ersatz für natürlichen Boden oder Bodenaushub zum Zwecke der Rekultivierung hergestellter Erdstoff			
Kompost	Durch Mikroorganismen weitestgehend umgesetztes organisches Matterial (Rottegrad IV oder V, "Fertigkompost")			

# 2.2 Anforderungen an die Rekultivierungsschicht

Die in den Regelwerken, insbesondere TA Siedlungsabfall und DepV, gestellten Mindestanforderungen an die Rekultivierungsschicht wurden bereits im Kapitel 1 erläutert. Zusätzlich enthält die GDA-Empfehlung E2-31 (DGGT, 2000), auf die häufig in Ausschreibungen Bezug genommen wird, umfangreiche Hinweise zum Entwurf, zur Auswahl und Eignungsprüfung der Böden sowie zur Herstellung, Qualitätssicherung und Nachsorge von Rekultivierungsschichten.

Die E2-31 nennt drei Gruppen von Funktionen der Rekultivierungsschicht:

- > Pflanzenstandort (mechanischer Halt, Wasser, Nährstoffe)
- Schutzfunktionen für die tieferen Schichten des Oberflächenabdichtungssystems (Schutz vor Erosion und mechanischen Einwirkungen, Temperaturschwankungen und Frost, Durchwurzelung und Bodentiere, ggf. Austrocknung)

und leitet daraus vielfältige <u>Anforderungen</u> an die Eigenschaften der Rekultivierungsschicht ab:

- > Ausreichende Mächtigkeit
- Gute Durchwurzelbarkeit
- Hohe nutzbare Feldkapazität und ausreichende Luftkapazität
- > Ausreichendes Infiltrationsvermögen und Unempfindlichkeit gegen Verschlämmung
- Ausreichende Durchlässigkeit zur Verhinderung von Stauwasserbildung (Gefahr von Hangquellen, Rutschungen und Luftmangel für Pflanzenwurzeln)
- > Standsicherheit (in sich und im Verbund mit den anderen Systemkomponenten)
- Beständigkeit gegen alle Formen der Erosion (Wind, Wasser, innere und äußere Erosion, Suffosion, Kontakterosion)
- Stabiles Korngerüst und Bodengefüge (nicht sackungs- oder lösungsgefährdet, kein Makroporengefüge)
- Geringes Lösungs- und Austragspotential von Stoffen, die in der Entwässerungsschicht und ggf. in einer Kapillarsperre ausfallen und deren Durchlässigkeit verringern können
- Ausreichende pflanzenverfügbare N\u00e4hrstoffgehalte, g\u00fcnstige Bodenreaktion und Pufferung
- > Aufbau aus umweltverträglichen Materialien

In der E2-31 werden auch die <u>bodenkundlichen und bodenhydrologischen Grundlagen</u> (insbesondere Porengrößenverteilung und pflanzenverfügbares Bodenwasser) erläutert sowie Daten zur Durchwurzelung von Rekultivierungsschichten zusammengestellt, so dass hier auf eine entsprechende Darstellung verzichtet wird.

Da Messwerte zum pflanzenverfügbaren Bodenwasser (nutzbare Feldkapazität, nFK) in Rekultivierungsschichten von Deponien kaum verfügbar sind, stellt die E2-31 die an ungestörten, reifen natürlichen Böden ermittelten <u>Zusammenhänge zwischen Bodenart, Trockendichte und nFK</u> dar (Bild 2-31.3 in DGGT, 2000). Textlich heißt es in der GDA-Empfehlung hierzu: "Die Trockendichte beeinflusst die nutzbare Feldkapazität umgekehrt proportional. Allerdings ist dieser Einfluss in natürlichen Böden weniger stark als die Einflüsse von Mächtigkeit und Bodenart." ... "Der pflanzenverfügbare Bodenwasservorrat als zentrale Zielgröße bei der Dimensionierung von Rekultivierungsschichten kann somit durch die Wahl der Bodenart (einschließlich Humusgehalt), durch die Schichtmächtigkeit und den Verdichtungsgrad beim Einbau beeinflusst werden."

Für die Einbautechnik wird daraus in Kapitel 4 der GDA-Empfehlung E2-31 abgeleitet:

"Der Abbau, die ggf. notwendige Zwischenlagerung und der Einbau des Bodenmaterials ist unter Berücksichtigung der Bodenbeschaffenheit so durchzuführen, dass Verdichtungen auf das unvermeidbare Maß beschränkt werden. Ober- und Unterboden sind getrennt abzubauen, zu lagern und einzubauen. Die Materialien sollten trocken bis feucht (halbfest bis steif) und keinesfalls sehr feucht bis nass (weich bis breiig) bearbeitet werden. Die Zwischenlagerung des Materials kann zu starken Qualitätsverschlechterungen führen und ist entweder zu vermeiden oder zeitlich zu begrenzen und an die in DIN 18915 und DIN 19731 genannten Anforderungen zu knüpfen.

Es gibt verschiedene Einbautechniken, die ohne großen Aufwand eine geringe Einbaudichte ermöglichen. Wesentlichen Einfluss auf die Verdichtung im Einbauzustand haben die Baugeräte und deren Einsatz. Jede Bodenschicht ist möglichst in einer Lage einzubauen.

Die maximale Mächtigkeit einer solchen Lage hängt von der Konsistenz des Bodens, der Böschungsneigung und der Kapazität der Baugeräte ab. Durch einen Einbau vor Kopf soll die bereits eingebaute und abgenommene untere Lage nicht nachträglich verdichtet werden. Die Fahrwege im Einbaufeld sind so zu planen, dass möglichst kurze und wenige Überfahrten notwendig sind. Hierbei sind Kettenfahrzeuge mit möglichst geringer Bodenpressung (bis 15 kPa) vorteilhaft. Bei großen Einbauflächen sollten Fahrstraßen in der Fläche durch eine Überhöhung angelegt werden, die anschließend rückwärtsfahrend mit einem Bagger aufgelockert und rückgebaut werden (seitliches Verteilen des Bodens). Weitere Möglichkeiten zum lockeren Einbau von Böden sind bei der Verwendung von Langlöffel- oder Teleskopbaggern, seitlich oder auf Fahrstraßen stehend, oder Bandabsetzern gegeben.

Bei der Herstellung der Rekultivierungsschicht sind die Anforderungen der DIN 18915 und DIN 19731 zu berücksichtigen.

In einem Probefeld ist die Eignung des vorgesehenen Geräteeinsatzes zu überprüfen und ggf. an die Herstellungsziele gemäß Entwurf und Eignungsprüfung anzupassen. Die ausführende Firma ist aufzufordern, hierzu vorab ein Ausführungskonzept vorzulegen. Das Probefeld ist in Anlehnung an die in E 3-5 dargestellten Prinzipien anzulegen."

# 3 Fallbeispiele zum Einfluss der Trockendichte auf die bodenhydrologischen Kennwerte

Die melchior + wittpohl Ingenieurgesellschaft hat in der Funktion als Planer oder fremdüberwachende Stelle in den vergangenen 5 Jahren in mehreren Oberflächenabdichtungsprojekten Rekultivierungsschichten untersucht. In diesem Kontext haben wir zahlreiche Laborversuche zur Bestimmung der Luftkapazität und der nutzbaren Feldkapazität durchgeführt, die für unterschiedliche Böden den Einfluss der aus der Einbautechnik resultierenden Einbaudichte beschreiben. Nachfolgend werden ausgewählte Ergebnisse zu diesem Zusammenhang anhand von Fallbeispielen vorgestellt, wobei als Bezugsgröße immer die Schätzwerte von Luftkapazität und nutzbarer Feldkapazität für natürliche Böden nach AG BODEN, 1994 als Linie mit verzeichnet sind.



Abbildung 1 Schluffig lehmiger Sand (Slu, G0, h3, c3) aus Auenlehm (Boden KG): Bodenhydrologische Kennwerte Porenvolumen (PV), Luftkapazität (LK), nutzbare Feldkapazität (nFK) und permanenter Welkepunkt (pWP) in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad

Das erste Beispiel in Abb. 1 zeigt einen sehr ton- und schluffreichen Auenlehm, der im Zuge der Eignungsprüfung für eine Rekultivierungsschicht im Oberflächenabdichtungssystem für eine Deponie der Klasse II nach TA Siedlungsabfall untersucht wurde. Mit zunehmender Verdichtung sinken erwartungsgemäß sowohl das gesamte Porenvolumen als auch die Luftkapazität und die nutzbare Feldkapazität. Die nFK entspricht bei einem Verdichtungsgrad von 90 % dem Erwartungswert an natürliche Böden vergleichbarer Korngrößenzusammensetzung und ist auch bei starker Verdichtung noch recht hoch, während die Luftkapazität bereits bei einem Verdichtungsgrad von 90 % bedenklich gering ist. Der Boden ist daher als empfindlich gegen Bodenverdichtung einzustufen.

Das zweite Fallbeispiel (Abb. 2) zeigt den Einfluss unterschiedlicher im Probefeld getesteter Einbautechniken auf die Kennwerte eines Lösses, der in eine Wasserhaushaltsschicht eingebaut werden sollte. Der lockere Einbau mit dem Bagger (77 % D<sub>Pr</sub>) zeigt eine hohe LK und eine für die Bodenart überraschend geringe nFK, die auf eine Bodenverdichtung am Entnahmeort zurückzuführen ist. Nach 20 Tagen Liegezeit hat die Sackung infolge Eigenlast und Befeuchtung eine deutliche Abnahme von PV und LK bei gleichzeitiger geringer Zunahme der nFK bewirkt, wenngleich die nFK für eine Wasserhaushaltsschicht noch immer relativ gering ist. Der Einbau mit der leichten Supermoorraupe und mit der bereits recht schweren Moorraupe zeigt einen geringen Einfluss auf die nFK während die LK empfindlich reduziert wird. Beide Raupen sind insbesondere hinsichtlich der LK für den Einbau dieses Bodens in die Wasserhaushaltsschicht nicht geeignet.



Abbildung 2 Stark lehmiger Sand (Uls, G2, h3, c4) aus Löss (Boden S): Bodenhydrologische Kennwerte in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad D<sub>Pr</sub> nach unterschiedlicher Einbautechnik

Nicht bei jedem Boden führt jedoch eine Erhöhung der Einbaudichte zwangsläufig zu einem Rückgang von LK und nFK wie die Beispiele in Abb. 3 und Abb. 4 anhand zweier schwach schluffiger glazifluvialer Sande unterschiedlicher Herkunft zeigen, die wie der Lössboden S in Beispiel 2 in eine Wasserhaushaltsschicht eingebaut werden sollten. Bei beiden Sanden ist die nFK recht hoch und von der Einbaudichte unabhängig. Die LK sinkt in beiden Fällen mit zunehmender Einbaudichte, bleibt jedoch bis zu einer Verdichtung von 90 % bzw. 95 % D<sub>Pr</sub> ausreichend hoch. Trotz fast identischer Bodenart ist der Boden UB E2 im Beispiel 3 verdichtungsanfälliger (LK) als der Boden UB E1 im Beispiel 4, bei dem außerdem kaum Unterschiede zwischen dem lockeren Einbau vor Kopf mit dem Bagger und dem seitlichen Einschieben mit der Raupe (ohne Überfahren) auftreten. Der Boden UB E1 ist sehr unempfindlich gegen mechanische Einwirkungen.



Abbildung 3 Schwach schluffiger Sand (Su2, G0, h1, c0) aus glazifluvialen Sanden (Boden UB E2): Bodenhydrologische Kennwerte in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad D<sub>Pr</sub>



Abbildung 4Schwach schluffiger Sand (Su2, G0, h1, c1) aus glazifluvialen Sanden (Boden UB E1): Bodenhydrologische Kennwerte in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad D<sub>Pr</sub>

Auch das Beispiel in Abb. 5 zeigt deutlich, dass die Einbaudichte des Bodens nicht immer einen signifikanten Einfluss auf die bodenhydrologischen Kennwerte haben muss. Der in die Rekultivierungsschicht eingebaute gemischtkörnige Bodenaushub (Boden H), der z.T. auch aus der Aufbereitung von Bauschutt stammt, erfüllt die an LK und nFK in diesem Projekt gestellten Anforderungen unabhängig davon, ob der Boden locker mit dem Bagger vor Kopf gelegt wird oder lagenweise mit einer in diesem Fall sogar recht schweren Raupe eingeschoben wird. Der Schätzwert der nFK für Böden vergleichbarer Korngrößenzusammensetzung wird allerdings deutlich verfehlt, was auch in diesem Beispiel auf die Vorverdichtung des Bodens im Zwischenlager zurückzuführen ist.



Abbildung 5 Mittel lehmiger Sand (Sl3, G3, h2, c0) aus einer Halde mit gemischtkörnigem Bodenaushub unterschiedlicher lokaler Erdbaustellen mit Bauschuttanteilen (Boden H): Bodenhydrologische Kennwerte nach lockerem Einbau vor Kopf mit dem Bagger und lagenweisem Einbau mit Überfahrungen durch die Raupe

Das letzte Beispiel (Abb. 6) zeigt einen ausgesprochenen Problemboden, der sich im Besitz des Bauherrn befand, in einer sehr ausgedehnten und hohen Halde auf dem Deponiegelände lagerte und in eine Rekultivierungsschicht oberhalb einer Verbunddichtung aus KDB und Trisoplast eingebaut werden sollte. Es handelt sich um einem standorttypischen tertiären Verwitterungslehm mit hohem Steinanteil (Boden K). Der ehemalige Unterboden zeigte kaum Anzeichen eines Bodenlebens und war in der Halde feucht und sehr dicht gelagert. Im diesem Ausgangszustand ergaben Laborversuche mit zunehmender Einbaudichte der Proben einen sehr starken Rückgang der LK sowie extrem geringe Werte der nFK. Da das Bodenmaterial außerdem hohe Eisengehalte mit nennenswerten Anteilen an mobilisierbarem Eisen enthält. musste es nicht nur in bodenhvdrologisch/bodenphysikalischer Hinsicht, sondern auch bodenchemisch aufbereitet werden. In Vorversuchen im Labor wurden durch eine Zugabe von Kalksand der pH-Wert deutlich angehoben und die Werte von LK und nFK (auf immer noch niedrigem Niveau) fast verdoppelt. Für den Einbau in die Rekultivierungsschicht wurde daher Kalksand in den Boden eingefräst und der Boden locker vor Kopf mit dem Bagger und mit Pistenraupen eingebaut (73 % D<sub>Pr</sub>). Dadurch wurden kontinuierliche Grobporen geschaffen, die auch nach Sackung noch für eine ausreichend hohe LK und eine entsprechende Durchlüftung des Bodens sorgen, um der Mobilisierung und dem Austrag von Eisen in die Entwässerungsschicht entgegen zu wirken. Auch die nFK konnte dadurch noch etwas gesteigert werden, bleibt jedoch noch immer deutlich unter den Werten, die für natürlich gewachsene Böden mit der gleichen Bodenart erwartet werden können und die für eine ganz normale Rekultivierungsschicht anzustreben sind. Das Fräsen des stark überverdichteten Bodens hat sich im vorliegenden Fallbeispiel als geeignete Aufbereitungstechnik erwiesen. Das ist jedoch nicht immer so. Generell gilt, dass das vorbeugende Vermeiden einer schädlichen Bodenverdichtung Vorrang hat vor der Melioration.



Abbildung 6Schwach sandiger Lehm (Ls2, X3, h2) aus einer Halde mit Bodenaushub mit tertiärem Verwitterungslehm (Boden K): Bodenhydrologische Kennwerte im unvergüteten Ausgangszustand, nach Vergütung mit Kalksand sowie nach Vergütung mit Kalksand, Lockerung mit der Fräse und lockerem Einbau vor Kopf

#### 4 Fazit

Rekultivierungsschichten haben vielfältige Anforderungen zu erfüllen, die seit einigen Jahren zunehmend beachtet werden. Gelegentlich wird das Stellen von Anforderungen an die Rekultivierungsschicht im Deponiebau oder bei der Altlastensanierung aber auch als eine Art kostenverursachender Luxus belächelt und in der Tat sind mit der qualifizierten Planung, Herstellung und Qualitätskontrolle von Rekultivierungsschichten Kosten verbunden. Allerdings übernehmen die Rekultivierungsschicht und der Bewuchs langfristig eine wichtige Funktion in Oberflächenabdichtungssystemen und es gilt, durch fachgerechte Herstellung der Rekultivierungsschicht Fehler zu vermeiden, die mittelfristig zu erheblichen Kosten führen können. Ungenügend dimensionierte Rekultivierungsschichten, falsche Materialwahl und ungünstige Einbauverfahren haben in der Vergangenheit bereits zu Problemen hinsichtlich Böschungsstabilität, Verockerung von Entwässerungsschichten und Austrocknung von mineralischen Dichtungen geführt, die aufwändig saniert werden mussten. Durch qualifizierte Planung und Herstellung der Rekultivierungsschicht können solche Schäden vermieden werden und es ist u.U. möglich, Bodenaushub und bodenähnliche Ersatzbaustoffe kostengünstig und fachgerecht einzusetzen. Natürliche Böden sind demgegenüber oft schlechter verfügbar, teurer und mechanisch empfindlicher.

Aus den dargestellten Fallbeispielen und Praxiserfahrungen kann folgendes Fazit gezogen werden:

- Eine wichtige Rolle zur Vermeidung der Verockerung von Entwässerungsschichten und Dränmatten und zur Sicherung der Böschungsstabilität spielt die Luftkapazität des Rekultivierungsbodens, verbunden mit einer guten Kontinuität der weiten Grobporen. Die Luftkapazität sinkt in gemischtkörnigen Böden häufig mit zunehmendem Verdichtungsgrad. Es gibt jedoch auch natürliche Böden und Vorsiebmaterialien, die diesbezüglich sehr unempfindlich sind.
- Entgegen der weit verbreiteten Meinung ist die nutzbare Feldkapazität nicht grundsätzlich vom Verdichtungsgrad abhängig. Die untersuchten ton- und schluffreichen Bodenmaterialien zeigen in der Regel mit zunehmender Einbaudichte die erwarteten Rückgänge bei LK und nFK, wobei die LK meist wesentlich deutlicher auf die Erhöhung der Einbaudichte reagiert als die nFK. Die untersuchten schwach schluffigen Sande wurden allerdings nur relativ gering durch die Einbaudichte beeinflusst. Auch bestimmte Arten von Bodenaushub reagieren bezüglich der genannten Parameter kaum auf die Einbaudichte.
- Sowohl für natürliche Böden als auch für Ersatzbaustoffe gilt, dass die Schätzwerte von LK und nFK, die in der bodenkundlichen Kartieranleitung (AG BODEN, 1994) für reife, nicht überverdichtete, natürliche Unterböden angegeben werden, für Rekultivierungsböden, die aus dem Verband gelöst, transportiert und wieder eingebaut werden, nicht zutreffen. Diese Parameter müssen möglichst frühzeitig bei der Eignungsprüfung der Böden im Labor analytisch bestimmt werden.
- Aufgrund fehlender Erfahrung werden häufig für HELP-Berechnungen aus der Korngrößenzusammensetzung praxisferne und viel zu optimistische Annahmen zu den maßgeblichen hydrologischen Bodenkennwerten getroffen, die unkritisch in die Verdingungsunterlagen der Baumaßnahme übernommen werden. Ein solches Vorgehen kann zu gravierenden Störungen bei der Realisierung der Maßnahme führen, wenn die verfügbaren Lieferböden die Anforderungen in der Eignungsprüfung nicht erfüllen.

- Durch gezielte Aufbereitung können auch in ihrem Ausgangszustand sehr schlecht geeignete Böden so verbessert werden, dass sie die Anforderungen an eine "normale" Rekultivierungsschicht erfüllen. Einer Gefügeverbesserung durch Bodenlockerung oder Fräsen ist jedoch immer die zweite Wahl. Generell gilt, dass das vorbeugende Vermeiden einer schädlichen Bodenverdichtung Vorrang hat vor der Melioration.
- Das Einbauverfahren ist auf die verwendeten Böden individuell abzustimmen. Der herkömmliche, lagenweise verdichtete Einbau von Rekultivierungsböden verschenkt Potentiale und kann Schäden verursachen. Andererseits muss nicht für alle Böden generell ein lockerer Einbau durch Schütten vor Kopf gefordert werden.
- > Die in der GDA-Empfehlung E2-31 und den einschlägigen DIN-Normen genannten Hinweise zur Herstellung von Rekultivierungsschichten sind im Grundsatz richtig. Der Einbau von Rekultivierungsböden sollte unter Berücksichtigung der Konsistenz bodenschonend und unter Vermeidung von schädlichen Bodenverdichtungen im Unterboden erfolgen. Dies muss jedoch nicht zwangsläufig zu einer Einbautechnik führen, die nur eine geringe Leistung erlaubt. Es hängt vielmehr vom Rekultivierungskonzept und von der regionalen Verfügbarkeit geeigneter Böden ab, welche Ziele konkret zu verfolgen sind und welche Einbautechniken für die verfügbaren Böden in Frage kommen. Eine Wasserhaushaltsschicht aus Löss, auf der ein stark wasserverbrauchender Gehölzbewuchs etabliert werden soll, erfordert ein anders Vorgehen als eine Rekultivierungsschicht, die aus schwach bindigen Sanden über einer Kombinationsabdichtung hergestellt werden soll. Es wird sich sowohl mit Blick auf die Qualität als auch finanziell lohnen, den Zusammenhang zwischen der Einbaudichte und den Parametern LK und nFK bodenspezifisch im Einzelfall zu untersuchen. Im Ergebnis solcher Untersuchungen können Böden gefunden werden, deren maßgebliche Kennwerte unempfindlich auf die Überfahrung mit Baugeräten reagieren. Sind solche örtlich Böden nicht verfügbar, kann man in Kenntnis der Verdichtungsempfindlichkeit der verfügbaren Böden zumindest durch gezielte Steuerung des Einbaus unnötige Schäden vermeiden.
- Es gibt Fortschreibungsbedarf an der GDA-Empfehlung E2-31, da die Bedeutung der Luftkapazität und insbesondere die Abhängigkeit der LK von der Einbaudichte in der Fassung von 2000 im Vergleich zu der Bedeutung, die der nFK beigemessen wurde, etwas zu kurz kommen. Zu niedrige Luftkapazitäten und eine unzureichende Porenkontinuität sind in jedem Fall zu vermeiden, da sie mehrere unerwünschte und gravie-

rende Folgen haben können und insbesondere im Unterboden kaum reversibel sind: Sauerstoffmangel für die Pflanzen, Staunässebildung mit Mobilisierung von Eisen und Mangan unter anaeroben Verhältnissen (damit verbunden die Gefahr der Verockerung für die Entwässerungsschicht), Bildung von Hangquellen mit Erosion sowie im schlimmsten Fall eine Reduzierung der Böschungsstabilität.

- Durch eine fachkompetente Berücksichtigung dieser Zusammenhänge in der Planung und eine entsprechende Qualitätssicherung kann sowohl vermieden werden, dass auf einer unzureichenden fachlichen Grundlage teuer Materialien und übervorsichtige Einbaukonzepte ausgeschrieben werden, die die Bauabläufe unnötig behindern, als auch dass aus Sorge vor zu hohen Kosten Ansätze gewählt werden, die zu einer unnötig schlechten Qualität der eingebauten Rekultivierungsböden und damit verbundenen Folgeschäden führen. Auf einen dem Stand der Technik entsprechenden und an die Erfordernisse im Einzelfall angepassten Umgang mit den örtlich verfügbaren Bodenmaterialien kommt es an.
- Die Qualitätsanforderungen an die Rekultivierungsschicht müssen projektspezifisch entwickelt, in den Verdingungsunterlagen eindeutig verankert und durch geeignete Verfahren im Zuge der Vergabe und Realisierung der Baumaßnahme gesichert werden. Nur so wird erreicht, dass mit der Ressource Boden vernünftig umgegangen wird und der Bauherr für sein Geld auch eine angemessene Leistung erhält.

# 5 Literatur

AG Boden	1994	Bodenkundliche Kartieranleitung. 4. Aufl., Hannover (5. Auflage 2005)
Berger, K. & V. Sokollek	1997	Sind qualifizierte Abdeckungen von Altdeponien unter den gegebenen klimatischen Voraussetzungen der BRD sinnvoll bzw. möglich? In: Egloffstein, T. & G. Burkhardt (Hrsg.): O- berflächenabdichtung von Deponien und Altlasten. Abfallwirt- schaft in Forschung und Praxis. Band 103, S. 15-39
Brauns, J., K. Kast, H. Schnei- der, W. Konold, P. Wattendorf & B. Leisner	1996	Erarbeitung von Regeln zur Herstellung einer Rekultivie- rungsschicht bei Deponien mit dem Stand der Technik ent- sprechenden Oberflächenabdichtungssystemen unter Beach- tung fortwirtschaftlicher Belange. Forschungsbericht im Auf- trag des Umweltministeriums Baden-Württemberg. Karlsruhe.

DepV - Deponie- verordnung	2002	Verordnung über Deponien und Langzeitlager vom 10.07.2002
DIBt - Deutsches Institut für Bau- technik	1998	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-68.11-5 vom 6. März 1998: Geosynthetische Tondichtungsbahn Bentofix B 4000.
DIN 18915	1990	Vegetationstechnik im Landschaftsbau - Bodenarbeiten. Beuth Verlag, Berlin/Köln.
DIN 19731	1998	Bodenbeschaffenheit - Verwertung von Bodenmaterial. Beuth Verlag, Berlin/Köln.
DGGT - Deut- sche Gesell- schaft für Geo- technik	2000	Geotechnik der Deponien und Altlasten (GDA) - Empfehlung E2-31 Rekultivierungsschichten. In: Ramke, H.G., K. Berger & K. Stief (Hrsg): Wasserhaushalt der Oberflächenabdich- tungssysteme von Deponien und Altlasten. Hamburger Bo- denkund. Arbeiten, 47, S. 275-293.
LAGA - Länder- gemeinschaft Abfall	1997	Anforderungen an die stoffliche Verwertung von minerali- schen Reststoffen/Abfällen – Technische Regeln. In: Mittei- lungen der Länderarbeitsgemeinschaft (LAGA), Heft 20/1, Erich Schmidt Verlag, Berlin. (wird aktuell novelliert)
LAGA- Länder- gemeinschaft Abfall	2000	LAGA-Arbeitsgruppe "Infiltration von Wasser in den Deponie- körper und Oberflächenabdichtungen und -abdeckungen": Themenbereich: Rekultivierung. In: Niedersächsisches Lan- desamt für Ökologie, Niedersächsisches Landesamt für Bo- denforschung & W. Bräcker (Hrsg.): AbfallwirtschaftsFakten 6, S. 18-20.
Melchior, S.	1993	Wasserhaushalt und Wirksamkeit mehrschichtiger Abdeck- systeme für Deponien und Altlasten. Dissertation im Fachbe- reich Geowissenschaften, Universität Hamburg. Hamburger Bodenkundl. Arb., 22, 330 S. und Anhang.
Melchior, S.	1997	The Application of Containment Technologies on Landfills and Contaminated Sites in Europe. In: In: Land Contamina- tion & Reclamation, 5, 3, 209-216.
Melchior, S.	1998	Ansätze zur Gestaltung und Dimensionierung von Rekultivie- rungsschichten in Abdecksystemen für Altdeponien und Alt- lasten. In: Stief, K. & B. Engelmann (Hrsg.): Geforderte Maß- nahmen bei der Stillegung von Altdeponien - Kostentreibende Willkür oder Notwendigkeit? Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, E. Schmidt Verlag, Berlin, Band 107, S. 161-180.

Melchior, S.	1999	Bentonitmatten als Elemente von Oberflächenabdichtungs- systemen. In: Süddeutsches Kunststoff-Zentrum (Hrsg.): Die sichere Deponie. 15 Fachtagung 18./19.02.1999 in Würzburg, 34. S.
TA Abfall	1991	Gesamtfassung der Zweiten allgemeinen Verwaltungsvor- schrift zum Abfallgesetz. Teil 1: Technische Anleitung zur La- gerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungs- bedürftigen Abfällen. Gemeinsames Ministerialblatt, 42. Jg., Nr. 8, S. 139-214, Bonn, 12.03.1991
TA Siedlungsab- fall	1993	Dritte allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz. Technische Anleitung zur Vermeidung, Verwertung, Behand- lung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen. Bun- desanzeiger 99a, 14.05.1993

PD Dr. habil. Stefan Melchior **melchior + wittpohl Ingenieurgesellschaft** Karolinenstraße 6 · D-30357 Hamburg Tel.: +49 40 430 950 – 0, Fax: -20 www.mplusw.de · info@mplusw.de



# Sicherung von Deponieschächten mit 'short-linern'

W. Oltmanns

# 1 Einführung

Für die Sickerwasserfassung und -bewirtschaftung wurden über Jahrzehnte i. d. R. nach dem jeweiligen Stand der Technik u. a. Rohrleitungen und Schächte in Deponien eingebaut. Die technische Lebensdauer dieser Bauteile ist, insb. bei den deponietypischen Einwirkungen durch Hausmüll und Gewerbeabfälle, vielerorts erreicht oder überschritten. Beobachtungen lädierter Bauteile bestätigen das. Nach Abschluss der Abfalleinlagerungen muss üblicherweise während der Nachsorgephase im Schutze (temporärer) Oberflächenabdichtungssysteme die Sickerwasserfassung auf absehbare Zeit gewährleistet werden, bis das Monitoring die Einstellung der Bewirtschaftung resp. die Aufgabe vg. Bauteile erlaubt. Im Vergleich bspw. zu Abwasserkanälen müssen die Funktion und die Sicherheit der Bauteile deshalb nur für relativ kurze Zeiträume gewährleistet werden.

Im Rahmen der geltenden Gesetze und Verordnungen wird von den Deponiebetreibern regelmäßig angestrebt, diesbezüglich die Sickerwasser- und ggf. Gasfassung terminlich, bau- und umwelttechnisch sowie wirtschaftlich optimal auf den Standort abgestimmt zu erneuern oder zu ertüchtigen.

In diesem Beitrag werden exemplarisch für Bauteile in einer ehemaligen Deponie für Hausmüll und Gewerbeabfälle Aspekte der Entscheidungsfindung und die Realisierung favorisierter Lösungen sowie deren technische Nachweise skizziert.

## 2 Standortsituation

Der Landkreis Helmstedt lagerte bis Mitte der 90iger Jahre Hausmüll und Gewerbeabfälle in die Zentrale Hausmülldeponie bei Süpplingen, LK Helmstedt ein. Die Basis der Deponie ist mit Kunststoffabdichtungen gesichert. Das Sickerwasser wird auf der Basis in Flächendränagen und Sickerwassersammelleitungen gefasst. Nach der Einlagerungsphase wurde die Oberfläche der Deponie abgedeckt und die betriebseigene Kläranlage für die Behandlung des Sickerwassers ertüchtigt. Für die Sickerwasserbewirtschaftung waren in der Betriebsphase Anfang der 80iger Jahre im südwestl. Randdamm der Deponie drei bis 10 m tiefe Betonschächte DN 2000 als Sammelschächte resp. Pumpenvorlage eingebaut und Anfang der 90iger Jahre eine Verteilerstation mit diversen Zu- u. Ablaufleitungen eingerichtet worden (Abb. 1, 2). Diese Schächte sind außerhalb der Einlagerungen in einer Berme zwischen der Deponieumfahrung und der Dammaußenböschung angeordnet. Im Einlagerungsbereich vor der Damminnenböschung - und an übrigen Lokationen in der Deponie - wurden sukzessive mit der Verfüllung Deponieschächte aus Betonringen DN 1000 bis über Gelände aufgesetzt. Diese Deponieschächte sind für die regelmäßige Inspektion und Wartung der Sickerwassersammel- und ablaufleitungen erforderlich.

Die Bauart und das Alter resp. der Zustand der Schächte und Rohrleitungen waren Anlass für Überlegungen zur mind. mittelfristigen Ertüchtigung oder Erneuerung der Bauteile.

Für die Entscheidungsfindung, ob und wie bzw. mit welchen Bauweisen die Schächte ertüchtigt oder erneuert werden (müssen), beauftragte das für die Deponie zuständige Tiefbauamt des Landkreises Helmstedt, Kontakt: Herr Schulze, das Büro PROF. RODATZ UND PARTNER (RuP), Braunschweig mit einer Bestands- und Machbarkeitsanalyse für verschiedene Alternativen und der gutachterlichen Empfehlung einer optimalen Lösung nach bautechnischen, betrieblichen, genehmigungsrechtlichen und wirtschaftlichen Aspekten.

Nach den Analysen und Abstimmungen mit Beteiligten in 2004 erfolgte die Ausführungsplanung/Ausschreibung (RuP) und die Realisierung in 2005 durch die Firma HEERS & BROCKSTEDT, Neumünster, Kontakt: Herr Wilschewski, u. a. für PEHD-Lieferungen und Konfektionierungen und Pumpeninstallationen, und den Nachunternehmern Firma TIE-DEMANN, Wilster, Kontakt: Herr Tiedemann, für Elektroarbeiten sowie der Firma W. VOLLERT, Büdelsdorf, Kontakt: Herr Armoneit für die im Folgenden näher erläuterten Liner-Arbeiten.



Abb. 1: Verteilerstation mit Pumpenschacht PW II auf der eHMD Süpplingen





#### 3 Bestandsanalyse

Die Bestandsanalyse behandelte die Schächte für die Pumpwerke II und III (PW II, PW III) und den Überlaufschacht mit diversen erdverlegten Rohrleitungen und Kabeln, die Deponieschächte DS 3 und DS 4 sowie die SW-Ablaufleitung DS 3 - PW III aus der Deponie.

Im Einzelnen wurden die lokale geotechnische und geohydraulische Situation, Gründungen und Standsicherheiten der Schächte/Rohre, geodätische Kontrollmessungen sowie insb. die verfahrenstechnische Situation der Anlagenteile recherchiert und analysiert. Nach Erfordernis wurden ergänzende Untersuchungen initiiert. Für statische Nachweise (Böschungsbruchuntersuchungen, Baugrubensicherungen, Schachtdimensionierungen etc.) und Kalkulationen wurde ein generalisiertes Untergrundmodell kreiert.

#### Geotechnische und geohydraulische Situation

Die Deponie liegt auf einer drenthezeitlichen Hochfläche mit oberflächennahem Löß über Schmelzwassersanden bzw. Geschiebelehm. Der Randdamm der Deponie wurde aus vg. Böden im Zuge des Deponiebetriebes auf dem originären Geländeniveau modelliert.

Der tiefere Untergrund ist durch Sand und Kies dichter bis sehr dichter Lagerung gekennzeichnet und ausreichend tragfähig resp. standsicher. Der überwiegend stark durchlässige Untergrund ist jedoch keine geologische Barriere im Deponieuntergrund als Sicherungselement im Sinne der Technischen Anleitung Siedlungsabfall (TASi).

Im Randdamm steht kiesiger Sand bis sandig-kiesiger Schluff sehr locker bis mitteldicht gelagert mit steifkonsistenten bindigen Lagen ohne organoleptische Auffälligkeiten an.

Der Abstand der Schächte und Rohrleitungen zum Grundwasser beträgt auch nach Ende der regionalen, durch den Braunkohletagebau bedingten Wasserhaltung (weit) über einen Meter. Das Grundwasser ist nicht relevant für statische Nachweise. In der Deponie selbst, hier bei den Deponieschächten und der Ablaufleitung, muss bei außergewöhnlichen Betriebszuständen jedoch ein zeitweiliger Sickerwassereinstau berücksichtigt werden.

Die rechnerische Standsicherheit der steilen Dammaußenböschung ist  $\eta \approx$  erf.  $\eta \geq$  1,4 (DIN 4084). Mit Verkehrslast oder bauzeitlichen Stapellasten sind die rechn. Sicherheiten  $\eta \approx$  erf.  $\eta =$  1,3 - mit Berücksichtigung der vorhandenen ingenieurbiologischen Sicherung.

## Gründung der Schächte, Rohre und Verteilerstation

Das Gründungsniveau der vorh. Schächte liegt in tragfähigen Schichten. Berechnete Setzungen ertüchtigter oder an neuer Lokation in der Berme erstellter, gleichtief gegründeter neuer Schächte sind marginal und waren nicht planungsrelevant. Nachverdichtungen der Sohlen waren jedoch in neuen oberflächennahen Leitungsgräben vorzusehen.

Messungen an der flachgegründeten Verteilerstation wiesen keine Verschiebungen/Setzungen aus. Ertüchtigungen der Gründung waren nicht erforderlich, tiefe Baugruben oder Erschütterungen nahe der Station waren jedoch nicht zulässig.

#### Baulich-anlagentechnische Situation der Schächte

Die Schächte **PW II, PW III** und der **Überlaufschacht** wurden bauartgleich vor rd. 25 Jahren aus Faserbeton-Elementen (L  $\approx$  4,5 bis 5,5 m, D<sub>i</sub> = 2,0 m, D<sub>a</sub> = 2,09 m) aufgestellt. Den Schachtabschluss bildete nahezu bodengleich ohne Anfahr- oder Überfahrschutz jeweils eine Stahlbetonplatte (D = 0,20 m) ohne separate Gründung.

Kamerainspektionen in den Schächten zeigten keine gravierenden Schäden und das Monitoring keine Kontaminationen im Umfeld der Schächte.

Das Alter der Schächte hatte jedoch die Lebensdauer eines Betonbauwerkes, insb. im Sickerwassermilieu, erreicht. Die Bauart, Materialqualität und Wandstärke der Schächte einschl. der Rohrdurchführungen entsprachen nicht mehr dem Stand der Deponietechnik.

Statische Nachweise der Schächte (und Schachtdeckel) waren nicht dokumentiert. Grundsätzlich unkritisch sind - formal auch für dünnwandige, unbewehrte Betonschächte - radialsymmetrische Einwirkungen. Kritisch waren hier asymmetrische Einwirkungen: Auf die Schächte wirken jeweils der verglw. große deponieseitige Erddruck (zzgl. zeitweiliger Verkehrslast auf der Berme), der unterschiedliche seitliche Erddruck (Verteilerstation), der geringe talseitige Erddruck und der sehr geringe schachtseitige Druck.

Ohne weitere arbeitssicherheits- u. untersuchungstechnisch aufwändige Prüfungen der Bausubstanz konnten die Schächte PW II, PW III und der Überlaufschacht bzgl. der Wandung (Tragfähigkeit, langfristigen Dichtigkeit) und der Rohrdurchführungen sowie des Inventars (Pumpen) als erneuerungs- bzw. ertüchtigungsbedürftig beurteilt werden. Die **Deponieschächte DS 3** und **DS 4** sind mit Beton-Brunnenringen (Ø 1 m) bis 7 m hoch im Deponiekörper einschl. Abdeckung aufgebaut. In den offenen Sohlgerinnen der Deponieschächte münden diverse Sickerwasser-Dränleitungen und Sammelleitungen.

Infolge von Deformationen des Deponiekörpers (oder auch einbaubedingt) sind die Brunnenringe insbesondere im unteren Abschnitt tw. gegeneinander verschoben und verkantet. Die Betonoberflächen dort sind partiell korrodiert. Insgesamt sind die Schächte über die Höhe stark ausgebogen mit senkrecht freien Querschnitten  $\approx \emptyset$  0,6 m, in denen das Ein-/Ausfahren von Wartungs- und Inspektionsgerätschaften gerade noch möglich ist.

Bis dato waren die vg. Deponieschächte zwar offen, aber die Erreichbarkeit der Sammelund Dränleitungen auf Dauer wg. der Gefahr von Verbrüchen korrodierten Betons nicht gewährleistet. Bei der Überplanung sollten deshalb Sicherungen zur Offenhaltung vorgesehen werden.

#### Baulich-anlagentechnische Situation der Rohrleitungen

Der Überlaufschacht war mit einer Rohrleitung in Höhe der Sohlen mit dem Schacht PW II verbunden. Die Spezifikation des Rohres war nicht bekannt. Die Verbindung zwischen diesen Schächten war bedingt durch die Bauart und Geometrie komplett zu erneuern.

In den Schacht PW II mündet eine PEHD-Dükerleitung aus einem entfernten Deponieabschnitt. Das Rohr entspricht dem Stand der Deponietechnik; eine Ertüchtigung/Erneuerung war nicht erforderlich. Die Schachteinmündung wurde jedoch überplant.

Die erdverlegten und in den Schächten PW II und PW III installierten Druckrohrleitungen von den Pumpen zur Verteilerstation waren zu ersetzen. Die Rohre und Installationen in der Verteilerstation waren bereits früher erneuert worden.

Die Überlaufleitung zwischen dem PW II und dem PW III weit über dem regulären Betriebswasserstand war kaum beansprucht und ohne Beanstandung. Diese Rohrleitung musste weder erneuert noch ertüchtigt werden. Im Übrigen waren diverse tw. nicht mehr in Betrieb befindliche Rohrleitungen dokumentiert und wurden - sofern für den weiteren Betrieb erforderlich - erkundet. Rohrleitungen außer Betrieb wurden verdämmt. Neue Leitungen waren grundsätzlich als doppelwandige PEHD-Rohrleitung auszuführen.

Im PW III mündet ein rd. 25 m langes Kanalvollrohr DN 200 aus der Deponie resp. dem Deponieschacht DS 3. Das Kanalrohr war nach Material und Alter abgängig. Die regelmäßigen Inspektionen/Wartungen wiesen bisher allerdings keine Schäden aus. Als einzige Sickerwasserableitung aus dem westlichen Deponieabschnitt sollte diese Haltung dennoch prophylaktisch erneuert oder mindestens ertüchtigt werden.

#### Pumpen

In den Pumpenschächten waren Tauchmotorpumpen eingebaut. Im Zuge der Sicherungsund Ertüchtigungsmaßnahmen sollten diese Pumpen geborgen und neue Pumpen einschl. Zu- und Ablaufleitungen sowie zugehöriger Mess- und Regeltechnik installiert werden.

Zwischen dem Pumpwerk II und dem Überlaufschacht wurde der Überlauf als Heber konzipiert. Damit konnte der Pumpenaufwand erheblich reduziert werden.

## Mess- und Regelungstechnik

Vorhanden und in den Betrieb integriert waren u. a. Pumpensteuerungen und Füllstandsanzeigen in den Pumpenschächten. Diese Mess- und Regelungstechnik wurde systemkompatibel erneuert und um eine Leckagedetektion in den Schächten außerhalb der basisgedichteten Deponie ergänzt.

#### Zusammenfassung der Bestandsanalyse

Insgesamt zeigten die Analysen und das Monitoring keine akute Handlungsnotwendigkeit ('Gefahr in Verzug'). Die Analysen zeigten jedoch auch, dass mittelfristig wegen der Bauart und des Alters der Anlagenteile und Schächte sowie tw. für die Rohrleitungen ein Erneuerungs- bzw. Ertüchtigungsbedarf bestand. Bei den diskutierten Möglichkeiten wurde vorausgesetzt, dass die Sickerwasserbewirtschaftung mindestens mittelfristig gewährleistet werden soll. Die insgesamt sechs verschiedenen, individuell auf die jeweiligen Erfordernisse und Möglichkeiten einvernehmlich mit den Beteiligten abgestimmten und realisierten Methoden der Schacht- und Rohrertüchtigungen werden im Folgenden skizziert.

Die Entscheidung und Realisierung der neuartigen Anwendung für Schachtsicherungen mit 'short-linern' sowie deren Dimensionierung, hier für die DS 3 und DS 4, wird erläutert.

# 4 Schacht- und Rohrerneuerungen/-sicherungen

Die 1. Methode war, abgängige resp. für den Betrieb nicht mehr erforderliche Rohrleitungen qualifiziert zu verdämmen, um pot. Sickerwasserwegsamkeiten auszuschließen.

Die 2. Methode war, qualifizierte, d. h. bauartlich dem Stand der Technik entsprechende, und mittels Kanalinspektion/Druckprüfung nachgewiesene Rohrleitungen, in neue Bauteile zu integrieren.

Die 3. Methode war, bauartlich nicht mehr dem Stand der Deponietechnik entsprechende oberflächennahe SW-Rohre komplett zu erneuern und als doppelwandige PEHD-Rohre nach den einschlägigen Regelwerken in offenen Baugruben/Leitungsgräben auszuführen.

Die 4. Methode war, in die Pumpenschächte einschl. Überlaufschacht im Randdamm neue Schächte einzustellen, wobei in den ausgeräumten Alt-Schächten doppelwandige PEHD-Schächte DN 1600 vorgesehen wurden. Die Ringräume wurden verdämmt sowie Zu- und Ablaufleitungen angeschlossen. Diese Schächte außerhalb der basisgedichteten Deponie erhielten jeweils eine automatische, betriebsintegrierte Leckagedetektion. Die Unterbrechung der Sickerwasserbewirtschaftung konnte durch die Einstellung vorkonfektionierter Schächte aufeinander folgend in den Altschächten minimiert werden. Des Weiteren konnte der Personaleinsatz für arbeitssicherheitstechnisch kritische Arbeiten, hier die Beräumung der Schächte und kleinkalibrige Schachtwandungsdurchbrüche, reduziert werden.

Dennoch wurden die einschlägigen Vorkehrungen für Arbeiten auf Deponien (S-W-Anlage, Kontrolle der Atmosphäre, Atemschutz, arbeitsmedizinische Nachweise etc.) neben der Sicherheits- und Gesundheitsschutzkoordination sowie obligatorischen Absturzsicherungen in den Schächten, Absperrungen etc. während der gesamten Maßnahme getroffen. Die Realisierung der geplanten Maßnahmen vor Ort, einschl. der vor- und nachbereitenden Arbeiten, dauerte insgesamt etwa drei Wochen.



Abb. 3: PEHD-Schacht PW II und auf der eHMD Süpplingen



Abb. 4: PEHD-Schacht PW II auf der eHMD Süpplingen

Die rd. 25 m lange, bis 6 m tief in der Deponie verlegte Rohrleitung DN 200 aus dem DS 3 in das PW II war in einer offenen Baugrube mit angemessenem Aufwand offensichtlich nicht zu erneuern. Die Einführung eines - geometrisch notwendigerweise kleinkalibrigen autarken PEHD-Rohres hätte die hydraulische Wirksamkeit der Ablaufleitung unzulässig beeinträchtigt. Bekannte Berst-Lining-Verfahren schieden aus, weil damit die sickerwasserdichte Durchdringung der Deponiebasis(böschung) nicht zu gewährleisten war.

Als 5. Methode zur Ertüchtigung, d. h. Stabilisierung und Medienschutz des vorhandenen Rohres DS 3 - PW II, wurde deshalb ein Schlauchreliningverfahren erprobt.

Das Schlauchrelining unter Verwendung von glasfaserverstärktem Kunststoff ('Brandenburger Schlauchlining-Verfahren', DIBt Z-42.3-330) in den Nennweiten DN 150 bis DN 800 ist bauaufsichtlich zugelassen in häuslichen Abwasserleitungen aus Beton, Steinzeug, GFK, PVC, PEHD und Gusseisen. Dabei werden Leitungen durch das Einbringen mit nachfolgender Aushärtung eines harzgetränkten nahtlosen Glasfaserschlauches (Wanddicke bspw. s = 3 - 5 mm bei  $D_a = 200 \text{ mm}$ ) saniert. Nachdem ein sog. 'Preliner' eingezogen und mittels Druckluft aufgestellt ist, wird der beidseitig mit Folien geschützte Schlauch (bei  $D_a = 200 \text{ mm}$  mit max. 14 kN) eingezogen und mittels Druckluft (400 - 500 mbar bei  $D_a =$ 150 - 300 mm) aufgestellt und mit UVA-Licht (bei  $D_a = 200 \text{ mm}$  mit 0,7 - 1 m/min) gehärtet. Sämtliche Produktionsschritte werden detailliert aufgezeichnet und dokumentiert.

Schließlich wird die Innenfolie entfernt und der Schlauch druckgeprüft und inspiziert. In den Anschlussbereichen werden zwischen dem vorhandenen Rohr und dem Liner quellende Bänder eingesetzt. Anschlüsse in der Strecke werden mittels Robotertechnik hergestellt ('Hutprofile'). Die Materialeigenschaften werden an Proben nachgewiesen.

Weil für das vg. Relining im Sickerwassermilieu der eHMD Süpplingen keine Erfahrungswerte vorlagen, wurden vorab Proben im Sickerwasser eingelagert. Als danach keine Beeinträchtigung der Materialqualität erkennbar war, wurde das Verfahren in situ ohne Komplikationen realisiert. Der Arbeitsaufwand dafür betrug etwa einen Arbeitstag.

Im Weiteren wird dieser Rohrabschnitt im Zuge der regelmäßigen Inspektionen u. a. bezüglich der Stabilität und Beständigkeit des Liners überwacht. In den rd. 7 m tiefen Schächten DS 3 und DS 4 waren mindestens mittelfristig die deformierten Querschnitte und insb. von 7 - 2 m Tiefe im SW-Milieu die Betonwandungen zu sichern. Doppelwandige resp. kontrollierbare Schächte sind in der Deponie nicht erforderlich. Tiefe Baugruben im Deponiekörper oder großkalibrige Bohrungen für komplett neue Schachtbauwerke waren mit angemessenem Aufwand nicht realisierbar. Jegliche 'händischen' Schachtsicherungen schieden schon aus Gründen des Arbeitsschutzes aus.

Angedacht wurde deshalb zunächst, in die Betonschächte PEHD-Rohre einzustellen und die Ringräume zu verfüllen. Wegen der erheblichen Ausbiegung der Schächte mit lokalen Versätzen war diese Variante jedoch kaum resp. nur mit kurzen Rohrschüssen mit umfangreichen Arbeiten in den engen Schächten ausführbar und hätte den lichten senkrechten Querschnitt unbrauchbar eingeengt. Diese Variante wurde deshalb verworfen.

Das bei dieser Maßnahme an anderer Stelle geplante resp. realisierte Schlauchrelining hätte für den Einsatz in senkrechten 'Rohren' DN 1000 projektspezifisch modifiziert werden müssen. Verfahrensbedingt wäre zudem das Relining über die gesamte Länge, hier die Tiefe der Schächte, erforderlich gewesen. Oberflächennah war das Relining jedoch nicht erforderlich und wäre ggf. bei späteren Oberflächenprofilierungen hinderlich.

Als sechste Methode wurde deshalb aus verfahrenstechnischen und wirtschaftlichen Gründen in den Deponieschächten DS 3 und DS 4 das 'short-liner' - Verfahren erprobt - u. a. auch im Hinblick auf weitere, tw. tiefere Schächte in der eHMD Süpplingen.

b.

Das 'short-liner' - Verfahren '3P-Plus-Kurzliner', DIBt Z-42.3-326 wird üblicherweise eingesetzt zur lokalen Sicherung von schadhaften Kanälen DN 100 bis DN 700. Dabei wird ein mit Harz getränktes Glasfaserlaminat mit Hilfe eines mehrlagig umwickelten Packers mit Stangen oder Seilen an der zu reparierenden Stelle positioniert. Der Packer wird mit Druckluft gefüllt und dabei die Glasfasermatte kraftschlüssig an die Wandung gepresst. Nach Aushärtung der Matte, abhängig von der Umgebungstemperatur nach ca. zwei Stunden, wird der Packer ausgebaut.

Insbesondere wegen des nicht erforderlichen Personaleinsatzes in den Deponieschächten für den Einbau von 'short-liner' wurde das Verfahren für die Deponieschächte der eHMD Süpplingen favorisiert. Auch bezüglich des Arbeitsschutzes hat sich das Verfahren in der Anwendung bei dieser Maßnahme gut bewährt.



#### Abb. 5: 'Short-Liner' im Deponieschacht DS 4 der eHMD Süpplingen

Für die Sicherung der Deponieschächte DS 3 und DS 4 in der eHMD Süpplingen wurde das Verfahren für die vorhandenen Schachtdurchmesser DN 1000 erweitert resp. spezielle Packer für vg. Durchmesser verwendet. Von unten über dem Gerinne beginnend wurde in 1 m - Abschnitten wechselweise in den zwei Schächten der Liner überlappend und nahezu kantenfrei bis 2 m u.GOK eingebaut. Der Packer wurde mit Hebezeug eingesetzt/gezogen und mit Seilmarkierungen in der Höhe positioniert. Im Übrigen erfolgte die Handhabung wie in der Praxis erprobt bzw. im Qualitätshandbuch zu dem Verfahren spezifiziert: Das getränkte Laminat wurde mehrlagig um den entspannten Packer gewickelt und im Schacht durch den mit 1,5 -1,8 bar gespannten Packer unverklebt gegen die Wandung gepresst. Das Mischungsverhältnis und die Topf- und Reaktionszeit des Harzes wurden projektspezifisch festgelegt. Nachweislich der späteren Kamerainspektion schmiegte sich der Liner an die tw. unregelmäßige Wandung gut und ohne jede Auslassung an. Zwischen der Wandung und dem Liner wurden über den Umfang verteilt vier vertikale Dränelemente eingelegt. Der Einbau der 'short-liner' in den zwei Schächten über jeweils 5 m Länge erfolgte an drei Arbeitstagen.



Abb. 6: Vorbereitung von 'short-linern' auf der eHMD Süpplingen



Abb. 7: 'Short-Liner' im Deponieschacht DS 4 der eHMD Süpplingen

#### 5 Statische Nachweise der Erneuerungen/Ertüchtigungen

Bei den Schächten PW II, PW III und dem Überlaufschacht sowie den Deponieschächten DS 3 und DS 4 waren nach den Bestandsanalysen keine kollabierenden Querschnitte und keine lokalen Instabilitäten des Geländes evident. Die Dimensionierung der neuen Bauteile konnte deshalb eine Sicherheit ≈ 1 im Jetztzustand voraussetzen. Zusammen mit den neuen Bauteile war die jeweils angestrebte Sicherheit zu erreichen resp. nach den einschlägigen Methoden der ATV nachzuweisen.

Unbeschadet dessen waren für die Bauteile verfahrensspezifische bauzeitliche Nachweise zu führen: Bei den PEHD-Einstellschächten in die PW II und PW III sowie den Überlaufschacht war insbesondere die Verdämmung des Ringraumes statisch relevant u. a. als Lastfall 'Auftrieb' und bezüglich des Bauablaufes entsprechend zu beachten. Weil längerfristig nicht zuverlässig ausgeschlossen werden kann, dass in den verdämmten Ringraum Wasser, bspw. versickernder Niederschlag, eindringt, wird zudem ein Wassereinstau konstruktiv durch Bohrungen in der eingesandeten Sohle des Altschachtes vermieden.

Bei den Schächten in der Deponie war zu beachten, dass nach einem außergewöhnlichen Sickerwassereinstau der Schacht zügig geleert wird und sich im umgebenden Deponat eine steile Sickerlinie zum Schacht einstellen könnte. Damit auf den Liner außen kein Wasserdruck einwirkt, wurden vertikale Dränagen zwischen dem Liner und der Wandung des Altschachtes eingeplant. Damit der Liner bei einem Ausfall dieser Dränagen nicht kollabiert, wurden dieser Lastfall mit reduzierter Sicherheit dimensioniert.

Die Dimensionierungen sowie die Beständigkeiten der Liner werden im Zuge der regelmäßigen Inspektionen überwacht - und bis dato absehbar validiert. Da sich nach jetzigem Kenntnisstand das 'short-liner' - Verfahren sehr gut bewährt hat, wird es bei etwaigen zukünftigen Sicherungen von Schächten auf der eHMD Süpplingen - nicht zuletzt auch nach Auffassung des Auftraggebers - eine ernsthafte Alternative darstellen.

Dipl.-Ing. W. Oltmanns PROF. RODATZ UND PARTNER Nußbergstraße 17 D-38102 Braunschweig w.oltmanns@rup-geotechnik.com

# Alterungsbeständigkeit von Dichtungsbahnen aus PEHD Beurteilung des Langzeitverhaltens auf der Grundlage von projektbezogenen Erfahrungen

Dipl.-Ing. Stefan Baldauf, Dipl.-Ing. Catrin Tarnowski

#### Abstract

Dichtungsbahnen aus PEHD werden seit mehreren Jahrzehnten zum Zweck des Grundwasserschutzes eingesetzt. Aufgrund intensiver, weltweiter Forschungsarbeit liegen heute verlässliche Daten zur Abschätzung der Funktionsdauer, insbesondere für abgedeckte Anwendungen wie Deponiebasisabdichtungen vor. In der Tat gibt es kein vergleichbares Abdichtungselement dessen Langzeitbeständigkeit so umfangreich in jahrzehntelanger Forschung nachgewiesen wurde. Je nach zugrunde gelegtem Modell kann von Funktionsdauern von mehreren hundert bis mehr als eintausend Jahren ausgegangen werden. Insofern sind ausreichend dicke und fachgerecht eingebaute Dichtungsbahnen, die aus qualitativ hochwertigen Polyethylen-Formmassen fachgerecht hergestellt werden, als dauerhaftes Abdichtungselement anzusehen. In Deutschland wird dies durch die Zulassung von Dichtungsbahnen durch die Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung (BAM; Berlin) sichergestellt. Die von der BAM zugelassenen, aus hochwertigen Formmassen hergestellten und von zertifizierten Fachverlegern eingebauten PEHD-Dichtungsbahnen, stellen heute das verläßlichste Dichtungselement dar, sowohl in der Deponiebasis als auch in der Deponieberfläche.

Im Gegensatz zu abgedeckten Anwendungen, bei denen der thermo-oxidative Alterungsmechanismus dominiert, wird die Alterung bei permanent offenliegenden Anwendungen insbesondere durch die im natürlichen Sonnenlicht enthaltene UV-Strahlung verursacht. Dieser Erfahrungsbericht zeigt anhand von ausgewählten Projektbeispielen, dass PEHD-Dichtungsbahnen mit einer Dicke von 2,5 mm, abhängig von der regionalen, durchschnittlichen jährlichen Globalstrahlung, eine Funktionsdauer von >> 30 Jahre in offenliegenden Anwendungen aufweisen.

## Keywords

PEHD-Dichtungsbahn, Oxidative Alterung, Funktionsdauer, Witterungsbeständigkeit, Spannungsrissbeständigkeit

#### 1. Einleitung

Dichtungsbahnen aus PEHD (im weiteren Text kurz als Dichtungsbahnen bezeichnet) werden seit vielen Jahrzehnten erfolgreich als Flüssigkeits- und/oder Gasbarriere in den Bereichen Umweltschutz, zur Bauwerksabdichtung sowie vielfältigen industriellen Anwendungen eingesetzt. Dichtungsbahnen sind eine hervorragende Konvektionssperre; im direkten Vergleich mit mineralischen Abdichtungskomponenten ist deren Dichtwirkung um Größenordnungen höher. Aufgrund ihrer ausgezeichneten Beständigkeit gegenüber verschiedensten physikalischen, chemischen und biologischen Einflüssen sind Dichtungsbahnen in vielen Anwendungen zur Regelabdichtung geworden, sowohl als primäres Abdichtungselement von Kombinationsdichtungen als auch als alleiniges Abdichtungselement.

Heutzutage stehen besonders geeignete Rohstoffe bzw. Rezepturen sowie Herstellungsund Schweißverfahren zur Verfügung, so dass in Verbindung mit einem lückenlosen Qualitätssicherungssystem, beginnend mit der Eigenüberwachung bei der Formmassenherstellung, über die Rohstoffeingangskontrolle, die Eigen- und Fremdüberwachung während der Produktion, bis hin zur Eigen- und Fremdüberwachung auf der Baustelle, Abdichtungssysteme hergestellt werden, die höchsten Ansprüchen genügen. In der Tat kann mit keinem anderen Abdichtungssystem ein gleiches Maß an kontrollierter Zuverlässigkeit gewährleistet werden. In Deutschland wird dies durch die BAM-Zulassung sichergestellt.

Maßgebliches Kriterium für die Akzeptanz von Dichtungsbahnen ist die Frage der Langzeit- bzw. dauerhaften Beständigkeit von Dichtungsbahnen. Auf Grundlage des heutigen Kenntnisstandes ist davon auszugehen, dass gemäß dem Stand der Technik hergestellte und installierte Dichtungsbahnen ausreichender Dicke in Anwendungen wie Deponiebasisund –oberflächenabdichtungen ihre Funktion dauerhaft erfüllen [1]. Gemäß der Definition des DIBt können Dichtungsbahnen als "dauerhaft" klassifiziert werden, wenn sie eine Funktionsdauer von mehreren hundert Jahren aufweisen [2].

Im Folgenden werden auf Grundlage heutiger Forschungsergebnisse die thermo- und photo-oxidativen Alterungsmechanismen/Alterungsresistenz sowie die Spannungsrissbeständigkeit von Dichtungsbahnen skizziert. Weiterhin werden zwei Modelle zur Abschätzung der Funktionsdauer von abgedeckten Dichtungsbahnen vorgestellt. Der Nachweis der Langzeitbeständigkeit von dauerhaft freibewitterten Dichtungsbahnen anhand von Projektbeispielen ist Schwerpunkt dieser Veröffentlichung.

# 2. Langzeitbeständigkeit von Dichtungsbahnen

## 2.1 Formmassen

Die heutzutage üblicherweise zur Herstellung von Dichtungsbahnen eingesetzten Formmassen sind im Niederdrucksyntheseverfahren hergestellte Polyethylene mittlerer Dichte (PE-MD) welche häufig aufgrund ihrer linearen Kettenstruktur auch als PE-LLD (Polyethylene-Linear Low Density) bezeichnet werden. Hierbei handelt es sich um Kopolymere des Ethylens und  $\alpha$ -Olefinen. Aufgrund der verzweigten Kettenstruktur und des niedrigen Kristallisationsgrads sind diese Formmassen, im Gegensatz zu PE-HD-Formmassen, außerordentlich spannungsrissunempfindlich und weisen gleichzeitig die positiven Eigenschaften des PE-HD auf. Durch Zugabe von Ruß (und Antioxidantien) hat die fertige Dichtungsbahn eine Dichte von  $\geq$  0.940 g/cm<sup>3</sup> und wird somit als PEHD-Dichtungsbahn bezeichnet [3].

# 2.2 Alterungsmechanismen

Je nach Art der Anwendung können in Dichtungsbahnen Alterungsprozesse durch einen oder mehrere der folgenden äußeren Einflußfaktoren hervorgerufen werden, welche auch synergistisch wirken können:

- Thermo-oxidativer Abbau (Wärmealterung)
- Spannungsrissbildung
- UV-Strahlung (insbesondere kurzwellige UVB-Strahlung)

- Chemikalien
- Radioaktivität
- Biologischer Abbau (z.B. durch Mikroorganismen)
- Tiere (insbesondere Nagetiere)

# 2.2.1 Oxidative Alterung / Prüfverfahren

In der Praxis sind insbesondere die thermo-oxidative Alterung sowie die durch UV-Strahlung hervorgerufene Alterung von Bedeutung. Nichtausgerüstete Polyolefine werden durch Sauerstoff unmittelbar oxidiert. Es handelt sich dabei um Radikalreaktionen, die zur Spaltung, Verzweigung und zur Vernetzung der Polymerketten und zur Bildung niedermolekularer Reaktionsprodukte führen. UV-Strahlung bewirkt einen photo-oxidativen Abbau der Polymerketten durch Absorption von UV-Strahlung, was ebenfalls zur Bildung von freien Radikalen führt. Diese Kettenreaktion bricht nicht ab, solange Sauerstoff zur Verfügung steht und setzt sich auch im Dunkeln fort. Dieser Kreislauf der Autooxidation sowie die Wirkungsweise der verschiedenen primären und sekundären Antioxidantien ist in [4, 5] detailiert beschrieben.

Der oxidative Abbau ist stark temperaturabhängig. Bei Umgebungstemperatur verläuft der Prozess nur äußerst langsam und steigt mit zunehmender Temperatur exponentiell an. Dieser Zusammenhang zwischen der Reaktionsgeschwindigkeit chemischer Reaktionen und der Temperatur wird durch das Arrhenius-Gesetz beschrieben, welches auch zur Abschätzung der Funktionsdauer von Dichtungsbahnen verwendet wird. In [6] ist dies sehr anschaulich beschrieben.

Die bei permanent freibewitterten Dichtungsbahnen zusätzlich auftretende Photo-Oxidation durch kurzwellige UV-Strahlung beschleunigt die Alterung erheblich.

Sämtliche Einwirkungen, die zur Kettenspaltung bzw. zum Aufspalten chemischer Verbindungen der Dichtungsbahn führen, wirken sich nachteilig auf die Langzeitstabilität aus. Langfristig führt der Abbau der Polymerketten zur Versprödung der Dichtungsbahn.

Zum Schutz vor thermo-oxidativem Abbau werden der Formmasse Antioxidantien zugesetzt. Ein wirksamer UV-Schutz wird durch Zusatz von speziellem, in der Polymermatrix
feinst verteiltem Ruß [7] sowie weiteren Antioxidantien erreicht (insbesondere HALS = <u>H</u>indered <u>A</u>mine <u>Light S</u>tabiliser), die gezielt die durch UV-Strahlung induzierten Abbauprozesse hemmen.

Die übliche Methode zum Nachweis der Oxidationsstabilität bzw. von Antioxidantien (Ausgangsstabilisierung) sowie deren Abbau (Langzeitstabilisierung unter Anwendungsbedingungen) nach Ofenalterung (DIN EN 14575) oder UV-Alterung (DIN EN 12224) ist die DSC-Analyse (Differential Scanning Calorimetry). Hierbei wird bei einer konstanten Temperatur und einem bestimmten Sauerstoffpartialdruck die oxidative Induktionszeit – kurz OIT – bestimmt. Standard-Prüfmethoden sind DIN EN 728:1997-03 und ASTM D 3895-95. Aufgrund der hohen Prüftemperatur (i.d.R. 200°C für Polyethylen) können die Mengen besonders temperaturempfindlicher Antioxidantien fehlerhaft zu gering interpretiert werden. Als weiteres Verfahren steht deshalb das Hochdruck-OIT-Verfahren nach ASTM D5885-95 zur Verfügung. Hierbei wird der OIT bei niedrigerer Temperatur unter höherem Sauerstoffpartialdruck bestimmt. Der höhere Sauerstoffpartialdruck ist notwendig, um die Prüfzeiten auf ein akzeptables Maß zu reduzieren. Die Ergebnisse aus dem Hochdruckmeßverfahren sind laut Müller et. al. aufgrund des erhöhten Sauerstoffpartialdruck bestimaten des erhöhten Sauerstoffpartialdruck bestimaten des erhöhten Sauerstoffpartial-

Eine weitere Methode zum Nachweis der Alterungsbeständigkeit von Dichtungsbahnen ist die Messung der Änderung der mechanischen Eigenschaften, insbesondere der Zugfestigkeit und Bruchdehnung. Allerdings ist dieses Bewertungskriterium weniger selektiv und es lässt keine Rückschlüsse über den Verbrauch der Antioxidantien zu.

#### 2.2.2 Spannungsrissbeständigkeit / Prüfverfahren

Die Spannungsrissbildung ist neben dem oxidativen Abbau von sehr großer Bedeutung für die Alterung und das damit einhergehende Versagen von Dichtungsbahnen. Die Spannungsrissbeständigkeit von PEHD ist ein wichtiges Kriterium in Bezug auf die Auswahl geeigneter Formmassen für die Herstellung qualitativ hochwertiger Dichtungsbahnen gemäß dem Stand der Technik. Die Spannungsrissbeständigkeit ist eine Eigenschaft, die bereits durch die Formmasse festgelegt wird und durch den Herstellungsprozess der Dichtungsbahn nicht mehr positiv beeinflusst werden kann. Es handelt sich um die Rissbildung im Kunststoff, die schließlich zum Zerbrechen des Materials führt, ausgelöst durch Spannungen, die unterhalb der Streckspannung des Kunststoffs liegen. Bei Spannungsrissbildung wächst eine augenscheinlich glatte Bruchfläche allmählich in den Materialquerschnitt, bis durch die entstandene Querschnittsverringerung die entsprechend angewachsene lokale Spannung die Materialfestigkeit übersteigt und das Material am Rand der Bruchfläche reißt. Der Bruch ist weitgehend durch eine glatte, ebene Bruchfläche charakterisiert. Es handelt sich somit um ein sprödes Versagen des Materials.

Die Beständigkeit gegen Spannungsrissbildung steigt mit wachsender Molekülmasse, der Zahl der Kettenverzweigungen, dem Komonomergehalt sowie der Molekülmasse der Komonomere. Eine detailierte Betrachtung zum Spannungsrissverhalten beschreibt Müller in [3].

Die Einwirkung von bestimmten Medien kann die Spannungsrissbildung sehr stark beschleunigen, ohne chemische Veränderungen im Werkstoff hervorzurufen.

Detaillierte Untersuchungsergebnisse werden von Hsuan in [8] beschreiben. Als Prüfmethode zur Bestimmung der Spannungsrißbeständigkeit von PEHD-Dichtungsbahnen hat sich weltweit die so genannte NCTL-Methode (notched constant tensile load) gemäß ASTM D 5397 etabliert. Hierbei werden senkrecht zur Verformungsrichtung eingekerbte Schulterstäbe bei unterschiedlichen prozentualen Werten der Streckspannung in Netzmittellösung bei 50°C belastet. Durch die Zugabe des Netzmittels wird die Tendenz zur Spannungsrissbildung erhöht. Im Rahmen der regelmäßigen Qualitätskontrolle wird die Standzeit bei 30 % der Streckspannung des Materials ermittelt. Die mittlerweile in den USA geforderte Standzeit für PEHD-Dichtungsbahnen liegt bei >300 Stunden. Der NCTL-Test wurde im Rahmen der Erarbeitung harmonisierter europäischer Normen zur Charakterisierung von Dichtungsbahnen als europäische Norm DIN EN 14576 übernommen. Die geforderte Standzeit beträgt hier lediglich >200 Stunden. Hochwertige PEHD-Dichtungsbahnen erreichen Standzeiten von mehr als 1.000 Stunden und können somit als spannungsrissunempfindlich bezeichnet werden.

## 2.3 Methoden zur Abschätzung der Lebensdauer von PEHD-Dichtungsbahnen

Die geforderte Funktionsdauer variiert je nach Anwendung beträchtlich und liegt für Bauwerke üblicherweise im Bereich zwischen 25 und mehreren hundert Jahren. Sehr lange Funktionsdauern werden in der Regel immer dann gefordert, wenn ein Reparieren oder Ersetzen der Dichtungsbahn nicht oder nur unter schwierigsten Bedingungen möglich ist und gleichzeitig eine dauerhafte Dichtwirkung gewährleistet sein muss. Beispiele hierfür sind Deponiebasisabdichtungen sowie im Bergbau die Abdichtung von Erzhalden und Schlammspeicherbecken. Da von diesen Bauwerken aufgrund der Zusammensetzung der eingelagerten Stoffe langfristig ein erhebliches Gefährdungspotential für die Umwelt, insbesondere für das Grundwasser, ausgeht, müssen Dichtungsbahnen für diese Anwendungen eine dauerhafte Funktion als Flüssigkeitsbarriere aufweisen.

## 2.3.1 Funktionsdauer von Dichtungsbahnen in abgedeckten Anwendungen

Für Anwendungen, bei denen die Dichtungsbahnen unmittelbar nach dem Einbau dauerhaft abgedeckt werden, und somit nicht dem Sonnenlicht ausgesetzt sind, liegen verschiedene Untersuchungen und Berechungsmodelle zur Abschätzung der Funktionsdauer vor. Zwei Modelle werden im Folgenden kurz vorgestellt.

In den USA werden Dichtungsbahnen mit einer Dicke von 1,5 mm seit mehreren Jahren den simulierten Umgebungsbedingungen einer Deponiebasisabdichtung ausgesetzt [9]. Als Auflager wird von außen belüfteter trockener Sand verwendet. Oberhalb der Dichtungsbahnproben wird ebenfalls Sand und zur Simulierung der Flüssigkeitseinwirkung Wasser in 30 cm Höhe aufgestaut. Die Druckbelastung beträgt 260 kPa. Zur Verkürzung der Prüfzeit wird bei erhöhten Temperaturen geprüft. Um eine Extrapolation hin zu Umgebungstemperaturen vornehmen zu können wird bei 4 unterschiedlichen Temperaturen gemessen (55, 65, 75, 85 °C).

Es werden 3 Phasen der Alterung beschrieben. In Phase A werden die vorhandenen Antioxidantien verbraucht. Dies wird auch als "antioxidant depletion time" bezeichnet [10]. Phase B, die so genannte Induktionszeit, beschreibt die Dauer zwischen vollständigem Verbrauch der Antioxidantien und beginnender Versprödung des Materials. In Phase C findet die tatsächliche Veränderung der Molekülstruktur mit einhergehender Verschlechterung der maßgeblichen mechanischen Eigenschaften statt. Das Absinken des Wertes der betrachteten Eigenschaft auf 50% des Ausgangsniveaus wird beispielhaft als Endpunkt der Phase C für die Extrapolation zugrunde gelegt.

Die prognostizierte Funktionsdauer beträgt insgesamt etwa 300 Jahre, wobei Phase A mit ca. 200 Jahren, Phase B mit ca. 30 Jahren und Phase C mit etwa 35 Jahren abgeschätzt wurde [9].

Anzumerken ist, dass die Dichtungsbahnen nach Beendigung von Phase C weiterhin als Flüssigkeits- und/oder Gasbarriere funktionieren würden, da die Verminderung einer relevanten Eigenschaft auf 50% ihres Ausgangswertes in der Regel noch nicht zu einem Versagen der Dichtungsbahn führt.

Einen anderen Weg beschreiben Müller und Jacob in [1]. Unterschiedliche Dichtungsbahnen mit Dicken von 2,5 mm wurden sowohl in Luft als auch im Wasserbad bei jeweils 80°C über einen Zeitraum von mehr als 13 Jahren (Luft) bzw. 6 Jahren (Wasser) gelagert. Untersucht wurden die Veränderungen der Reißdehnung sowie der oxidativen Induktionszeit. Dabei ergab sich, dass die Alterung im Wasserbad deutlich schneller voranschreitet, als an der Luft. Es findet eine Migration/Auslaugung der Antioxidantien statt, die den Alterungsprozess und somit die Funktionsdauer von Dichtungsbahnen maßgeblich beeinflusst. Die oxidative Alterung an der Luft erfolgt vergleichsweise langsam und spielt im Vergleich zur Migration/Auslaugung nur eine untergeordnete Rolle. Im Wasserbad trat bei einigen Proben nach vollständigem Verlust der Antioxidantien ein schnelles Absinken der Reißdehnung ein.

Die untere Grenze der Funktionsdauer der getesteten Dichtungsbahnen wurde mit mindestens 300 Jahren berechnet (bezogen auf 20°C Gebrauchstemperatur). Hierbei wurde eine sehr niedrige Aktivierungsenergie zugrunde gelegt. Führt man die Berechnung mit höheren Aktivierungsenergien durch, die für einige hochmolekulare Stabilisatoren in PEHD ermittelt wurden, kommt man zu Funktionsdauern von über 1000 Jahren. Needham et. al. haben unter Zugrundelegung der höheren Aktivierungsenergie die Funktionsdauer sogar auf über 5.000 Jahre hochgerechnet [6].

PEHD-Dichtungsbahnen mit BAM-Zulassung sind somit als dauerhaft beständiges Bauprodukt nach der Definition des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBT) anzusehen.

## 2.3.2 Funktionsdauer von Dichtungsbahnen in freibewitterten Anwendungen

Der Alterungsprozess von freibewitterten Dichtungsbahnen ist aufgrund der im Sonnenlicht enthaltenen UV-Strahlung im Vergleich zu abgedeckten Anwendungen, deutlich beschleunigt. Den besten UV-Schutz für PEHD bietet spezieller, feinst verteilter Ruß. Ebenfalls einen relativ guten UV-Schutz stellt die Beimischung von Titandioxid in weißen Dichtungsbahnen dar. Eine weitere Verbesserung der UV-Beständigkeit wird durch Zugabe von chemischen UV-Stabilisatoren (Antioxidantien) erreicht. Die Stabilisatoren werden unter Einfluss von UV-Strahlung kontinuierlich verbraucht. Konstruktiv kann die UV-Beständigkeit sehr effektiv durch die Verwendung ausreichend dicker Dichtungsbahnen verbessert werden, da die Eindringtiefe der UV-Strahlung durch den Ruß gering ist. Die Schädigung findet somit nur im oberflächennahen Bereich der Dichtungsbahn statt, so dass diese ihre dichtende Funktion nicht verlieren.

Verschiedene Labormeßmethoden zur Bewitterung von Dichtungsbahnen verwenden UV-Strahlung unterschiedlicher Wellenlänge und Intensität. Bewertungskriterium ist je nach Prüfmethode die Abnahme der Zugeigenschaften oder die Abnahme der oxidativen Induktionszeit. Präzise Modelle zur Übertragung von Laborergebnissen aus Bewitterungsversuchen auf die Abschätzung der Funktionsdauer von freibewitterten Dichtungsbahnen liegen nicht vor. Deshalb sind zur Abschätzung der Funktionsdauer von freibewitterten Dichtungsbahnen Feldversuche unerlässlich. Besonders hilfreich sind hierbei Untersuchungen an alten Dichtungsbahnen aus noch in Betrieb befindlichen Projekten, da die Dichtungsbahnen unter realen Gebrauchsbedingungen gealtert sind.

## 3. Alterung von freibewitterten Dichtungsbahnen / Projektbeispiele

Im Folgenden werden Prüfergebnisse an Dichtungsbahnen aus 4 verschiedenen Projekten vorgestellt:

Bauvorhaben	Baujahr / letztes Prüfjahr	Nenndicke [mm]	Formmassentyp
Galing I	1974 / 2005	2,5	Vestolen A 4541 R
Galing II	1984 / 2005	2,5	Vestolen A 3512 R
Levante/Spanien	1994 / 2005	2,0	Dowlex 2342 M
Sar-Chesmeh (Iran)	1975 / 2000	2,5	Vestolen A 3512 R

Tabelle 3.1 Projektübersicht

## 3.1 Jarositschlammdeponie Galing I+II

1974 wurde am Standort Galing das erste Schlammbecken zur Deponierung von Jarositschlamm errichtet, der als Abfall bei dem Produktionsprozess einer Zink- und Bleihütte anfällt. Der Jarositschlamm wurde mit einem Wassergehalt von ca. 50-60 % und einem pH-Wert von ca. 2-4 eingelagert. Die Deponie liegt ca. 10 km nördlich von Nordenham in Galing, in der Nähe der Nordsee. Die abgedichtete Fläche betrug 11ha.



Bild 3.1 Jarositschlammdeponie Galing I + II (1974 / 1984)

Zum Einsatz kam eine 2,5 mm dicke Dichtungsbahn der Schlegel Lining Technology GmbH, welche im so genannten Web-Extrusionsverfahren in einer Breite von 10,20 m aus der Formmasse Vestolen A 4541 R hergestellt wurde. 1994 wurden Proben aus der Böschungsabdichtung entnommen und beim SKZ Würzburg sowie im Labor Büro Dr. Knipschild / Rosengarten getestet. In 2005 wurde eine Probe durch die GSE Lining Technology GmbH entnommen und im Labor in Rechlin geprüft. Die vorliegenden Ergebnisse, in Anlage 1 zusammengestellt, sind weniger detailliert, als für Galing II (siehe unten). Die Oxidationsstabilität der Bahn hatte insbesondere an der Bahnenoberseite abgenommen, die Funktion der Dichtungsbahn insgesamt war jedoch noch nicht beeinflusst [11, 12, 13]. In 2005 wurde bei einer Prüftemperatur von 190°C eine Oxidationszeit von 0 min ermittelt, im Bahneninnern ließ sich jedoch bei dieser Prüftemperatur eine oxidative Induktionszeit von 8 min nachweisen. Damit sind weiterhin Restmengen von Antioxidantien vorhanden. Hinsichtlich der Zugeigenschaften wurde ein Anstieg der Streckspannung von etwa 8 % festgestellt; die Streckdehnung ist hingegen nicht signifikant verändert. Eine deutliche Abnahme der Reißdehnung um 70 % wurde ermittelt. Nach dem in Abschnitt 2.3.1 skizzierten Modell von Koerner hinsichtlich des Alterungsprozess ist hier der Beginn der Phase C erreicht - Veränderung der Molekülstruktur mit Abnahme der mechanischen Eigenschaften. Die Funktion der Bahn als Flüssigkeitsbarriere ist aber auch in 2005 uneingeschränkt. Das beprobte Dichtungsbahnstück liegt auch heute noch freibewittert auf einem der Beckenaussendämme.

1984 wurden am selben Standort ein weiteres Schlammbecken zur Lagerung von Jarositschlamm im Auftrag der Metalleurop GmbH / Nordenham gebaut, da die maximale Aufnahmekapazität der Deponie Galing I erreicht war. Die Basisfläche misst ca. 400 x 300 m, die umschließenden Dämme haben ein Höhe von 10 m und eine Neigung von 1:2. Als primäres Abdichtungselement kam erneut eine 2,5 mm dicke Dichtungsbahn derselben Fertigungsmethode zum Einsatz.



Bild 3.2 Jarositschlammdeponie Galing II (Stand 2005)

Für dieses Bauvorhaben wurde der speziell für Dichtungsbahnen entwickelte, weniger spröde Formmassentyp Vestolen A 3512 R verwendet, welcher in den darauf folgenden Jahren weit verbreitet, auch für BAM-zugelassene Dichtungsbahnen eingesetzt wurde.

Unterhalb der Dichtungsbahn wurde eine 50 cm mächtige Kleischicht eingebaut, so dass eine Kombinationsabdichtung entstand. Im Sohlbereich wurde unterhalb der Dichtungsbahn eine Kontrolldränage vorgesehen; oberhalb der Dichtungsbahn wurde zur Entwässerung des Jarositschlamms eine Flächendränage eingebaut. Die verlegten Dichtungsbahnen sind auf den freiliegenden Böschungsbereichen permanent der Witterung ausgesetzt.

Bereits 1984 während des Baus des 2. Beckens wurde ein umfangreiches Prüfprogramm zur Untersuchung des Langzeitverhaltens der freibewitterten Dichtungsbahnen festgelegt. Hierzu wurde im nord-östlichen Böschungsbereich auf voller Länge eine zusätzliche Dichtungsbahn mit mittig angeordneter Schweißnaht auf die vorhandene Abdichtung aufgeschweißt. Aus diesem Probestück wurden turnusmäßig (letztmalig in 2005) Proben entnommen und beim Süddeutschen Kunststoffzentrum - SKZ Würzburg geprüft [14].



Bild 3.3 Probenahme aus der zusätzlich aufgeschweißten Dichtungsbahn aus dem Becken Galing II (2005)

Die Prüfergebnisse sind in Anlage 2 zusammengefasst. Die Ergebnisse zeigen, dass sich nach 21 Jahren Freibewitterung die relevanten mechanischen Eigenschaften nicht signifikant verändert haben. Dies gilt sowohl für die Dichtungsbahn als auch für die Festigkeit der Schweißnähte.

Deutliche Veränderungen kann man bei der oxidativen Induktionszeit feststellen, die bei unterschiedlichen Temperaturen gemessen wurde (Bild 3.4).



Bild 3.4 Oxidative Induktionszeit nach DIN EN 728, freibewitterte Probe, Galing II

Die oxidative Induktionszeit nahm im Laufe der Jahre stetig ab, was gleichbedeutend mit dem langsamen Verbrauch der Antioxidantien ist. Um den Restgehalt der Antioxidantien bei der Wiederholungsprüfung in den Jahren 2000 und 2005 besser bestimmen zu können, wurde bei niedrigen Temperaturen gemessen.

Bezogen auf das weiter oben skizzierte Modell von Koerner lässt sich das Ergebnis dahingehend interpretieren, dass sich der Alterungsprozess der Dichtungsbahn immer noch in Phase A befindet, in der die Antioxidantien allmählich verbraucht werden, ohne dass die Dichtungsbahn geschädigt oder in ihrer Funktion beeinträchtigt wird. Die in Zukunft geplanten Prüfungen an der weiterhin freibewitterten Probe soll Aufschluss über das Ende der Phase A bringen. Des weiteren soll die Geschwindigkeit der Abnahme der mechanischen Festigkeit nach vollständigem Verbrauch der Antioxidantien ermittelt werden (Phase C), um letztendlich eine genauere Aussage über die tatsächliche Funktionsdauer der Dichtungsbahn zu erhalten.

#### 3.2 Wasserreservoir Levante / Spanien

Das Wasserreservoir für Beregnungswasser wurde im Frühjahr 1994 erbaut. Zur Beckenabdichtung wurden 28.500 m<sup>2</sup> PEHD-Dichtungsbahnen der Schlegel Lining Technology GmbH mit Dicken von 2,0 mm, gefertigt aus Dowlex 2342M, verwendet. Im September 2005 wurde eine Probe aus der Nordostböschung entnommen, eine Hälfte der Probe aus dem permanent der UV-Strahlung ausgesetzten Bereich, die andere Hälfte aus dem Bereich der Wasserwechselzone. Der Bereich der Wasserwechselzone war mit einer dünnen Schlammschicht überdeckt. Die Probe wurde im Labor in Rechlin geprüft. Dabei wurden die permanent bewitterte Hälfte und die Hälfte aus der Wasserwechselzone einzeln betrachtet. Die Ergebnisse, sowie die Ergebnisse an der unbewitterten Rückstellprobe sind in Anlage 3 zusammengestellt. Es wurde keine signifikante Änderung der Zugeigenschaften festgestellt. Auch hinsichtlich Schmelzindex und Dichte läßt sich keine relevante Änderung feststellen.

Der Alterungsprozess ist jedoch anhand folgender Eigenschaften festzustellen: Die oxidative Induktionszeit hat, wie zu erwarten, im Vergleich zur Rückstellprobe abgenommen. Auch die Standzeit im Spannungsrißversuch (NCTL) hat abgenommen (ob ein Zusammenhang der Abnahme der oxidativen Induktionszeit und der Spannungsrißbeständigkeit besteht wurde nicht geprüft). Bei der unbewitterten Probe aus Dowlex 2342M aus 1994 wurden Standzeiten von > 1.000 h nachgewiesen (die Versuche wurden jeweils nach 1.000 Stunden abgebrochen). Selbst nach 12 Jahren permanenter Freibewitterung wurden aber noch Standzeiten von mehr als 600 h erreicht. Die Spannungsrissbeständigkeit wurde gemäß der oben beschriebenen NCTL-Methode bestimmt, da die ursprünglich verwendete Methode (ASTM D 1693) für heutige Dichtungsbahnen nicht mehr selektiv ist. An der nicht permanent der UV-Strahlung ausgesetzten Hälfte der Probe wurde eine geringere Abnahme der Werte für die Oxidationsstabilität und der Spannungsrißbeständigkeit festgestellt. Weiterhin haben die Werte für die Schlagzugzähigkeit und die zugehörige bleibende Dehnung agnenommen.

## 3.3 Wasserreservoir Sar-Chesmeh / Iran

Das Reservoir wurde 1975 zur Wasserversorgung für eine neuen Kupfermine und die zugehörige Stadt gebaut. Die Gesamtspeicherkapazität beträgt ca. 350.000 m<sup>3</sup>. Zur Beckenabdichtung wurden 40.000 m<sup>2</sup> Dichtungsbahn, der Schlegel Lining Technology GmbH, d = 2,5 mm, gefertigt aus Vestolen A 3512 R verlegt. Die offenliegenden Dichtungsbahnen sind aufgrund der Lage des Reservoirs im Gebirge dauerhaft extremen Witterungsbedingungen ausgesetzt, wie intensive UV-Strahlung, hohe Windgeschwindigkeiten und große Temperaturunterschiede von -26°C bis +38°C.



Bild 3.5 Wasserreservoir Sar-Ceshmeh / Iran (1975)

ŧ

Das Becken und die Abdichtung sind seit 1975 intakt. Im September 2000 wurde aus dem obersten Bereich der Böschungsabdichtung, welcher permanent der Witterung ausgesetzt ist, eine Probe entnommen und im Labor in Rechlin untersucht. Die Ergebnisse sind in Anlage 4 zusammengestellt.

Die Dichte und die Streckspannung zeigen geringfügig höhere Werte als die Ausgangsprobe, während der Schmelzindex geringer liegt. Alle weiteren geprüften Eigenschaften wie Streckdehnung, Reißfestigkeit, Reißdehnung und Weiterreißwiderstand liegen auf dem Niveau des Materials im Ursprungszustand. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Funktion der Abdichtung bis heute nicht beeinträchtigt ist und es keinerlei Anzeichen für den Beginn des Versprödungsprozesses gibt.

Die zusätzliche Messung der oxidativen Induktionszeit bei unterschiedlichen Temperaturen könnte Aufschluss darüber geben, in welchem Maße sich noch wirksame Antioxidantien in der Polymermatrix befinden. Es ist deshalb beabsichtigt, dass weiterhin intakt befindliche Becken in Zukunft erneut zu beproben.

## 4 Eigenschaften nach Ofenalterung – Vergleichende Prüfungen

Im Labor in Rechlin wurden zusätzliche Vergleichsuntersuchungen zwischen der Originalrückstellprobe aus 1984 (Galing II Nullprobe) und einer heute BAM-zugelassenen Dichtungsbahn aus Dowlex 2342M (Rückstellprobe aus 1998) durchgeführt. Beide Proben wurden unter vergleichbaren Bedingungen lichtgeschützt bei normalen Umgebungstemperaturen gelagert. Beide Proben wurden gemäß dem ursprünglichen Prüfprogramm Galing II vor und nach Warmlagerung im Wärmeschrank bei 85°C (gemäß DIN EN 14575:2005) getestet, um eine vergleichende Abschätzung der Oxidationsstabilität zu erhalten. Es erfolgten Probeentnahmen nach 42, 90, 170, 270 und 365 Tagen Warmlagerungszeit. Die Ergebnisse sind in Anlage 5 zusammengestellt.

Die über 20 Jahre als Rückstellmuster eingelagerte Probe (Galing II Nullprobe aus Vestolen A 3512 R) stimmt hinsichtlich der gemessenen Werte sehr gut mit den 1984 bestimmten Werten überein. Die Rückstellprobe ist quasi nicht gealtert, denn auch die OIT-Werte korrelieren hinreichend genau mit den 1984 ermittelten Werten. Das gilt auch für die 7 Jahre gelagerte Probe aus Dowlex 2342M.

Im Gegensatz zur Vestolen-Probe lässt sich an der Dowlex-Probe auch nach 365 Tagen Ofenalterung keine signifikante Änderung der Zugfestigkeit und Reißdehnung feststellen. Allerdings haben die Werte für die Schlagzugzähigkeit und die zugehörige bleibende Dehnung abgenommen, insgesamt aber liegen sie immer noch ca. um den Faktor 3 höher als bei der Vestolen-Probe. Die Abnahme der Zugfestigkeit an der Vestolen-Probe liegt nach 365 Tagen Ofenalterung bei ~14%, die Abnahme der Reißdehnung bei ~18%. Bei beiden Proben läßt sich ein geringer Anstieg der Streckspannung feststellen.

In diesem Zusammenhang sei noch einmal erwähnt, dass die verbleibende Reißdehnung und Reißfestigkeit (wie entsprechend der neuen harmonisierten Anwendungsnormen für die Verwendung von Dichtungsbahnen gefordert) zur Beurteilung der Alterungsbeständigkeit wenig selektiv ist. Eine sehr gute Aussage läßt sich dagegen über die Ermittlung des OIT-Wertes nach künstlicher Laboralterung erhalten, wie nachfolgend dokumentiert.

Die Dowlex-Probe weist eine deutlich höhere Oxidationsstabilität (Ausgangswert) als die Vestolen-Probe auf. Bei beiden Proben nimmt wie zu erwarten, die oxidative Induktionszeit mit Dauer der Warmlagerungszeit stetig ab – Bild 4. Die gemessene Abnahme des OIT-

Wertes nach 365 Tagen liegt bei der Probe aus Vestolen bei ~70 %, bei der Probe aus Dowlex nimmt die oxidative Induktionszeit nur um ~40 % ab.



## Bild 4 Abnahme der oxidativen Induktionszeit (DIN EN 728) nach Ofenalterung gemäß DIN EN 14575

Vergleicht man abschließend die Spannungsrissbeständigkeit beider Proben, wird der Unterschied zwischen den beiden Formmassen am deutlichsten. Während die Standzeit für die Vestolen-Probe (Ausgangswert) im Mittel bei ca. 50 Stunden liegt, wurden die Versuche an den Dowlex-Proben nach mehr als 1.000 Stunden Standzeit abgebrochen, ohne dass ein Probekörper gebrochen ist. Nach 365 Tagen Warmlagerung bei 85°C liegt die Standzeit im Spannungsrisstest (NCTL-Test) bei der Dowlex-Probe im Mittel bei 740 h bei der Probe aus Vestolen A3512 R bei 20 h.

Ohne hier exakte Werte zu quantifizieren, kann man davon ausgehen, dass heutige Dichtungsbahnen mit BAM-Zulassung vergleichbaren Produkten aus der Zeit Mitte bis Ende der 80er-Jahre deutlich überlegen sind.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Im vorliegenden Bericht wurde der Kenntnisstand zur Abschätzung der Funktionsdauer von Dichtungsbahnen skizziert. Es wird verdeutlicht, dass nur für Dichtungsbahnen, die gemäß dem Stand der Technik hergestellt und installiert werden, die Aussagen zur Funktionsdauer zutreffend sind.

Für BAM-zugelassene oder qualitativ vergleichbare Dichtungsbahnen mit einer Mindestdicke von 2,5 mm beträgt die geschätzte Funktionsdauer in Anwendungen ohne UV-Belastung je nach gewähltem Ansatz mindestens 300 bis zu mehr als 1.000 Jahre.

Zur Abschätzung der Funktionsdauer von freibewitterten Dichtungsbahnen des gleichen Typs in offenliegenden Anwendungen wurden Untersuchungsergebnisse von bis zu 30 Jahren alten Proben ausgewertet. Für die betrachteten Projekte ist eine Funktionsdauer der Dichtungsbahn von mindestens 30 Jahren nachgewiesen. Vergleichsuntersuchungen mit einer heutzutage BAM-zugelassenen Dichtungsbahnen lassen darauf schließen, dass zukünftig noch weitaus längere Funktionsdauern in freibewitterten Anwendungen erzielt werden können.

Mit diesen Untersuchungen wird deutlich, das hochqualitative Dichtungsbahnen aus PEHD mit entsprechender Dicke auch als langzeitstabiles Abdichtungselement für offenliegende Anwendungen geeignet sind. Das Argument gegen die Verwendung von Dichtungsbahnen aufgrund der endlichen Funktionsdauer als alleiniges und endgültiges Abdichtungselement wird deutlich entkräftet.

Das Prüfprogramm wird in den nächsten Jahren fortgesetzt. Dabei sollen auch Proben aus abgedeckten Anwendungen untersucht werden.

#### Literaturliste

- Müller, W.W.; Jakob, I. (2003) Oxidative resistance of high-density polyethylene geomembranes, In: Elsevier, Polymer Degradation and Stability 79 (2003) pp. 161-172
- DIBt (1995), AbfR 6.2 Grundsätze für den Eignungsnachweis von Dichtungselementen in Deponieabdichtungssystemen
- Müller, W.W. (2001) Handbuch der PE-HD-Dichtungsbahnen, Birkhäuser Verlag
- Grassie, N., Scott, G. (1985)
  Polymer Degradation and Stabilization. In: Canbridge University Press, New York, USA, 222p
- [5] Rowe, R.K.; Sangam, H.P. (2002) Durability of HDPE geomembranes, In: Elsevier, Geotextiles and Geomembranes 20 (2002) pp. 77-95
- [6] Needham, A.; Gallagher, E.; Peggs, I.; Howe, G.; Norris, J. (2004) The Likely Medium to Long-Term Generation of Defects in Geomembrane Liners, R&D Technical Report P1-500/1/TR, Environment Agency, United Kingdom
- [7] Accorsi, John V. (1999) The Impact o Carbon Black Morphology And Dispersion On The Weatherability of Polyethylene; in: International Wire & Cable Symposium, Atlantic City (1999)
- [8] Hsuan, Y.G. (2000) Data base of field incidents used to establish HDPE geomembrane stress crack resistance specifications, In: Elsevier, Geotextiles and Geomembranes 18 (2000) pp. 1-22
- [9] Koerner, R.M. (2005) esigning with Geosynthetics, Fifth Edition, Prentice-Hall, Inc., New Jersey
- [10] Koerner, R:M.; Hsuan, Y.G. (2002) Antioxidant Depletion Time in High Density Polyethylene Geomembranes, In: Assessment and Recommendations for Improving the Performance of Waste Containment Systems, Appendix B, EPA United States Environmental Protection Agency
- Prüfzeugnis Nr. 30676/95 Bestimmung der Oxidationsstabilität an Bahnen aus PE-HD, SKZ, Würzburg
- [12] Prüfbericht PB-21/09/95 Untersuchungen zum Alterungszustand der PE-HD-Dichtungsbahnen, Basisabdichtung der Jarosit-Deponie Galing, Untersuchungen einer Mitte der 70er Jahre verlegten Probe im Bereich Galing I, Büro Dr. Knipschild
- [13] Gutachten Nr. 28894/94 Untersuchungen zum Alterungsverhalten von PE-HD-Bahnen (SLT-Platten) aus der Basisabdichtung der Jarosit-Deponie Galing II, SKZ, Würzburg
- [14] Gutachten Nr. 69442/05 Untersuchungen zum Alterungsverhalten von PE-HD-Bahnen (SLT-Platten) aus der Basisabdichtung der Jarosit-Deponie Galing II, SKZ – TeConA GmbH, Würzburg

#### Anschriften

Stefan Baldauf GSE Lining Technology GmbH Großmoorring 4 D-21079 Deutschland Tel. 040 / 767 42 18 sbaldauf@gseworld.com

Catrin Tarnowski GSE Lining Technology GmbH Großmoorring 4 D-21079 Deutschland Tel. 040 / 767 42 17 ctarnowski@gseworld.com

## Anlage 1 Prüfergebnisse Galing I

Eigenschaft	Prüfmethode	Einheit	Ergebnisse					
Dichtungsbahn aus			1977	1994	2005			
Vestolen A4541R								
Dicke 2, 5 mm			Mittelwert	Mittelwert	Mittelwert			
Dichte	DIN 53479-A	g/cm³	0,962	0,962	0,968			
MFR 190/5	DIN EN ISO 1133	g/10 min	0,23	0,37	0,29			
Streckspannung				1				
längs		N/mm²		27,3	28,4			
quer		N/mm²	25,1	27,6	27,0			
Streckdehnung				1				
längs		%		9,4	10,1			
quer	DIN EN ISO 527-3	%	12,0	8,8	9,3			
Reißfestigkeit	PK 5; 100 mm/min							
längs		N/mm²		6,3	6			
quer		N/mm²		9,7	9			
Reißdehnung				1				
längs		%	-	165	137			
quer		%	143	75	35			
Spannungsriss- beständigkeit	ASTM D 5397, Anhang	h		238 /166	5			
Oxidationsstabilität				1 1				
Induktionszeit bei				Oberseite	Oberseite Mitte			
210 °C	DIN EN 728	min		1,5				
200 °C		min	-	4,0				
190 °C		min		13,8	0 8,5			

## Anlage 2 Prüfergebnisse Galing II

Eigenschaft	Prüfmethode	Einheit					Ergeb	nisse						
Dichtungsbahn aus			1984		1987		1989		1994		2000		2005	
Vestolen A3512R; Dicke 2.5 mm			x	s	x	s	x	s	x	s	x	s	x	s
Dichte	DIN 53479-A	g/cm <sup>3</sup>	0,947		0,947		0,947		0,949		0,947		0,948	
MFR 190/5	DIN EN ISO 1133	g/10 min	1,51		1,47		1,66		1,56		1,68		1,65	
Streckspannung														
längs		N/mm²	20,2	0,6	19,5	0,2	19,0	0,2	20,3	0,1	21,0	0,0	20,2	0,2
quer		N/mm²	20,1	0,4	19,3	0,5	18,9	0,4	20,4	0,2	20,5	0,1	20,1	0,3
Streckdehnung														
längs		%	10,2	0,5	10,7	0,5	10,8	0,5	11,4	0,7	11,6	0,3	11,7	0,5
quer	DIN EN ISO 527-3	%	9,9	0,5	10,5	0,2	10,8	0,6	11,4	0,3	12,1	0,6	11,6	0,5
Reißfestigkeit	PK 5; 100 mm/min						1				1			
längs		N/mm²	36,3	1,1	34,7	2,5	33,6	2,2	34,1	1,9	35,9	1,4	32,2	2,0
quer		N/mm²	37,4	1,5	32,6	2,9	31,2	5,7	35,4	1,3	36,4	0,8	31,4	5,7
Reißdehnung														
längs		%	980	21	992	31	982	22	974	26	977	15	967	23
quer		%	1012	36	982	50	929	126	1012	13	1003	13	948	98
Streckspannung der Überlappnaht;	In Anlehnung an DIN 16726:1986:	N/mm²	20,8	0,4	21,3	0,4	18,5	0,3	20,2	0,1	19,3	0,1	19,1	0,9
Versagensart	PK A; 100 mm/min					Ve	erstrecku	ing auße	rhalb de	er Fügen	aht			
Schälwiderstand der Überlappnaht:	In Anlehnung an	N/mm	36,3	1,8	36,0	2,3	37,8	1,3	37,8	0,4	40,4	1,6	34,4	0,6
Versagensart	PK A; 100 mm/min					Ve	erstrecku	ing auße	rhalb de	er Fügen	aht		1	
Spannungsriss- beständigkeit	ASTM D 1693	h	> 2000		> 2000		> 2000		> 2000		> 2000		> 2000	
Oxidationsstabilität Induktionszeit bei 220 °C		min	10.4	0.6	63	0.3	87	22	29	0.0	_		1)	
210 °C	DIN EN 700	min	25.7	23	28.7	2.6	19.5	2.6	9.6	0.2	24	03	21	0.1
205 °C	DIN EN 728	min	42.0	2,3	46.1	2,0	22.7	2,0	17.0	1.2	2,4	0,5	2,1	0,1
200 °C		min	42,0	0,7	40,1	2,5	32,1	0,2	17,0	1,5	1	0.0	5.0	
100 °C		min	-		-		-		-		7,1	0,9	5,6	0,4
190 C		mm	-		-		i -		-		46,3	2.7	15.3	1,8

1) gemessen an der Oberfläche

x = arithmetischer Mittelwert; s = Standardabweichung

## Anlage 3 Prüfergebnisse Levante/Spanien

Eigenschaft	Prüfmethode	Einheit	Ergebnisse					
Dichtungsbahn aus			obe	erhalb	im B	ereich		
Dowlex 2342M,			des Was	serspiegels	wechselnder	Wasserstände	Rückst	tellprobe
Dicke = 2,0 mm						-		comprob o
Diabta	DIN 52470 A	a/am3	X	S	X	S	X	S
MED 100/5	DIN 53479-A	g/tim	0,945		0,940		0,943	
Strockopoppung	DIN EN ISO 1133	g/10 min	2,37		2,30		2,40	
Jänge		NI/mm2	10.6	0.0	10.1	0.0	40.7	0.0
langs		N/mm-	19,0	0,0	19,1	0,2	18,7	0,0
quer		N/mm²	19,7	0,2	19,4	0,3	18,8	0,0
Streckdennung								
langs		%	11,8	0,2	11,5	0,1	10,8	0,0
quer	DIN EN ISO 527-3	%	11,3	0,1	11,9	0,3	10,6	0,2
Reißfestigkeit	PK 5; 100 mm/min				1			
längs		N/mm <sup>2</sup>	35	1	35	1	37	1
quer		N/mm <sup>2</sup>	38	1.	36	1	35	3
Reißdehnung					1			
längs		%	807	9	797	16	836	25
quer		%	871	9	832	7	819	47
Schlagzugzähigkeit					}			
längs		mJ/mm²	1114	138	1141	80	1679	276
quer	DIN EN ISO 8256 -	mJ/mm²	1208	192	991	259	1736	356
bleibende Dehnung	A/3							
längs		%	337	67	360	22	530	100
quer		%	327	39	340	43	543	124
Spannungsriss- beständigkeit	ASTM D 5397, Anhang	h	581/613/676/82	1/>1.000	785/827/927/982	2/>1.000	> 1.000	
Oxidationsstabilität Induktionszeit bei								
210 °C	DIN EN 728	min	61		108		144	
200 °C		min	36		48		68	
190 °C		min	11		15		33	

x = arithmetischer Mittelwert; s = Standardabweichung

## Anlage 4 Prüfergebnisse Sar-Chesmeh/Iran

Figonschaft	Prüfmathada	Prüfmethode Finheit		onisse	Nennwerte für	
Ligenschan	Linie		längs	quer	Vestolen A 3512 R	
Dicke						
Minimum	DIN 52270		2,	02		
Mittelwert	DIN 35370	mm	2,	38		
Maximum			2,	74		
Dichte	DIN 53479-A	g/cm³	0,9	947	0,944	
MFR 190/5	DIN 53735	g/10 min	1,	24	1,6	
Streckspannung		N/mm²	20,1	20,1	18	
Streckdehnung	DIN EN ISO 527-3	%	11	13	11	
Reißfestigkeit	PK 5; 100 mm/min	N/mm²	33	34	35	
Reißdehnung		%	1007	1005	> 700	
Maßänderung n. Warmlagerung	DIN 53377 (120°C/1h)	%	-1,10	-0,43		
Weiterreißwiderstand	DIN 53515	N/mm	168 169		150	
Stempeldurchdrückkraft	FTMS 101/2065	N	6	82		

## Anlage 5 - Vergleichsprüfung

Eigenschaft	Prüfmethode	Einheit		Ergebnisse										
Rohstoff					Dowle	x 2342M				Ves	tolen A	3512 R (Ga	aling)	
Rollennummer					BF21	64WH	i					807		
			(1008)*	rt	nach Ol	fenalterung	nach Of	enalterung	unbewit	tert	nach (12 d)	Ofenalterung	nach Of	enalterung
			x	s	(42 U) X	s	(303 u)		(1504) X	S	(42 U) X	S	(305 0)	
Dichte	DIN 53479-A	g/cm <sup>3</sup>	0,944		0,944				0,946		0,946	5		
MFR 190/5	DIN EN ISO 1133	g/10 min	2,20		2,07		2,15		1,60		1,55		1,53	
Streckspannung					1									
längs		N/mm <sup>2</sup>	18,0	0,2	18,5	0,2			19,7	0,2	20,2	0,4		
quer		N/mm <sup>2</sup>	17,9	0,2	18,7	0,2	19,8	0,1	22,0	0,1	22,4	0,2	23,9	0,2
Streckdehnung											1			
längs		%	12,3	0,4	12,9	0,6			11,2	0,5	11,2	0,4		
quer	DIN EN ISO 527-3	%	12,1	0,7	12,7	0,8	12,2	0,0	10,9	0,5	11,2	0,4	10,9	0,3
Reißfestigkeit	PK 5; 100 mm/min						[				1			
längs		N/mm²	33,4	3,2	37,6	1,3			34,8	2,6	32,0	1,6		
quer		N/mm²	35,0	1,2	31,6	3,8	36,4	2,5	41,4	1,9	29,2	1,3	33,2	2,7
Reißdehnung							[							
längs		%	819	60	909	13			962	58	907	45		
quer		%	864	33	811	56	850	52,7	1110	37	837	13	908	82
Schlagzugzähigkeit											1			
längs		mJ/mm²	1980	8	1478	141			487	27	475	59		
quer	DIN EN ISO 8256 -	mJ/mm²	1980	0	1363	355	1546	70	534	134	508	35	505	20
bleibende Dehnung	A/3													
längs		%	750	10	487	76			93	21	93	21		
quer		%	743	6	400	80	396	17	113	50	97	15	93	6
Spannungsriss- beständigkeit	ASTM D 5397, Anhang	h	> 1.016		719 - >	1.000	739	156	52		37,6	2,6	20	
Oxidationsstabilität Induktionszeit bei		min												
210 C	DIN EN 728		42,5	2,1	41,5	**(2,4 %)	28	**(34,1)	22		12	**(45,5 %)	7,5	**(65,9)
200 °C		min	101,5	0,7	95,5	**(5,9 %)	58,5 134 5	**(42,4) **(42,4)	56		43 96 F	**(23,2 %)	16	**(62,7)
190 C		1 mm	232,5	0,4	210,5	(0,0 %)	134,5	(42,1)	131		90,5	(20,3 %)	42,5	(56,0)

x = arithmetischer Mittelwert; s = Standardabweichung; \* = Produktionsjahr; \*\* = prozentuale Abnahme



## Swelling Pressures and Hydraulic Conductivity of Compacted Polymer-Enhanced Bentonite-Sand Mixture

Yulian Firmana Arifin, PhD Student, Laboratory of Soil Mechanics, Bauhaus University Weimar, Germany. Email: yulian-firmana.arifin@bauing.uni-weimar.de

Agus Setianto Samingan, Civil and Environmental Engineering Consultant, Singapore. Email: agus72indo@yahoo.com

Tom Schanz, Professor, Laboratory of Soil Mechanics, Bauhaus University Weimar, Germany. Email: tom.schanz@bauing.uni-weimar.de

## Abstract

Compacted polymer-enhanced bentonite-sand mixture (PEBSM) has been used as landfill liner or landfill cover in many countries. Due to the presence of bentonite in the mixture, the PEBSM is expansive in nature and therefore the compacted PEBSM swells when it is in contact with water. Two most important aspects in relation with the performance of expansive soils as engineered barriers in landfills; namely, swelling capability and hydraulic conductivity are addressed in this paper. The term swelling for expansive soils includes both swelling potential and swelling pressure and thus although only swelling potential is of main concern in the landfill issues, both aspects can be correlated and regarded in examining the swelling capability of such materials. In this study, swelling pressures of the compacted PEBSM were investigated. The measurement of swelling pressures was performed using different techniques. The hydraulic conductivity data presented in this paper were collected from several publications including former results derived by the authors. Comparison of results is made with other bentonite-based materials obtained from literature.

## Introduction

The polymer-enhanced bentonite-sand mixture (PEBSM) investigated in this study was Trisoplast<sup>®</sup> which is an innovative bentonite-based material developed in the Netherlands. The PEBSM has been proposed to be used as a mineral sealing material in many countries, primarily in Europe. The material mainly consists of granular material (i.e., sand) with a small amount of sodium bentonite and a very little amount of polymer with proportion of each components in the mixture is 89.1%, 10.7%, and 0.2% by dry mass,

respectively. The environmental scanning electron microscopy (ESEM) study by Schanz et al. (2004) indicates that the polymer in the mixture forms bentonite-polymer nets whereby the polymer covers the surface of bentonite clusters and sand particles.

The suitability of a bentonite-based material for its use as an engineered barrier material in landfills is determined by many factors; namely, permeability (or hydraulic conductivity), field capacity, dispersion, sorption capacity, runoff, and mechanical behaviour (Manassero, 1997). However, out of several factors listed by Manassero (1997), two aspects are the most important and become the first aspects studied in relation with the performance of expansive soils as engineered barriers in landfills. These factors are swelling capability and hydraulic conductivity.

The term swelling for expansive soils includes both swelling potential and swelling pressure. Swelling potential had attracted more attention of many researchers who study expansive soil behaviour related to the landfill applications. However, swelling pressure is a manifestation of swelling potential or swelling (Mesri et al., 1994) and thus the development of swelling pressure is similar to the swelling mechanism and is only possible in the presence of water (or other polar solutions). The magnitude of pressure acting on an expansive soil at which the soil swells upon wetting represents the swelling pressure of the soil at the equilibrium void ratio. Therefore, although only swelling potential is normally of main concern in the landfill issues, both aspects can be correlated and regarded in examining the swelling capability of such materials (Sridharan et al., 1986).

Swelling pressure is defined as the pressure needed to maintain constant volume conditions when water is added to an expansive soil. This definition is broad and embraces specific definition for swelling pressure which has been defined for various test methods. Three different methods; namely, swell-load, swell-under-load, and constant volume test were suggested by Sridharan et al. (1986) to measure swelling pressure of expansive soils.

As a bentonite-based material swells upon contact with water, two mechanisms take place. The first mechanism is the swelling of the bentonite clusters by which the size of the clusters enlarges whereas the second mechanism is the swelling due to separation of the bentonite clusters. The first mechanism tends to close the pores between clusters and hence reduces the hydraulic conductivity of the material while the second mechanism induces an opposite effect since the bentonite clusters in the mixture move away from one to another.

Based on the above-mentioned hypothesis, the magnitude of hydraulic conductivity of a bentonite-based material depends not only on the void ratio but also on the swelling behaviour of the bentonite in the mixture which is macroscopically a manifestation of the combined effects of the cluster enlargement and separation. These two aspects (i.e., the swelling capability and hydraulic conductivity) of the PEBSM are presented and discussed in this paper. Some of the swelling pressure data and hydraulic conductivity of the PEBSM investigated in this study and presented in this paper have been reported by Schanz et al. (2004). Hydraulic conductivity data of the PEBSM were collected from several publications. Comparison of the swelling pressure and hydraulic conductivity of the PEBSM is made with the data of other bentonite-based materials available in literature.

## Material Used

The basic properties of the PEBSM used were determined based on German (DIN) standards (DIN, 1987) and ASTM standards (ASTM, 1997). The basic properties of the material were measured and several other properties were collected from literatures. The material has a liquid limit (LL) of 73% with a plasticity index (PI) of 54% and shrinkage limit (SL) of 12%. The specific gravity (G<sub>s</sub>) of the PEBSM is 2.67 with 0.66% loss of ignition (I). The total specific surface area (SSA) of the material ranges from 73 to 97 m<sup>2</sup>/g. The PEBSM has a cation exchange capacity (CEC) of 10.8 meq/100g (Boels et al., 2003).

Figure 1 shows the standard Proctor compaction curve and specimens' initial conditions of the PEBSM tested in this study, which are also tabulated in Table 1 for more clarity. The initial total suction of the specimens was measured by chilled-mirror hygrometer technique. The chilled-mirror hygrometer technique was used by several researchers to determine total suction of soils (e.g. Gee et al., 1992, Leong et al., 2003, Agus and Schanz, 2005). The approximate suction isolines as shown in Figure 1(a) have been drawn based on the initial total suction measurement results and other data available and published in Schanz et al. (2004). Figure 1(b) depicts an environmental scanning electron microscopic (ESEM) photo of the material where an interaction between the polymer and bentonite in the mixture is shown (Schanz et al., 2004).

Specimen	Water content,	Dry density, pd	Void ratio,	Total suction, st
	w (%)	(Mg/m <sup>3</sup> )	е	(kPa)
DOP-1	6	1.77	0.496	3259
DOP-2	7	1.80	0.477	2686
OP-1	11	1.84	0.446	1348
WOP-1	14	1.83	0.457	945
WOP-2	19	1.70	0.556	592

Table 1. Summary of initial conditions of the specimens tested in this study



Figure 1. (a) Standard Proctor compaction curve of PEBSM, the specimens' initial conditions, and approximate suction isolines and (b) ESEM photo depicting the bentonite-polymer interaction

## Experimental program

Three different methods as suggested by Sridharan et al. (1986) were adopted to measure the swelling pressure of the PEBSM including constant volume, swell under load, and swell-load methods.

The swelling pressure by constant volume test method was carried out using UPC swelling pressure cells (Villar et al., 2001). The UPC cell was equipped with a load cell which was calibrated prior to use. The statically compacted specimen with a diameter of 50 mm and a height of 20 mm was placed in the cell and distilled water was circulated through the specimen boundaries to saturate the specimen. The complete procedures have been described and the effectiveness of the water circulation method for testing swelling pressure of bentonite-based material has been proved by Agus (2005). The development of swelling pressure was measured from the load cell readings using a handheld volt meter. The accuracy of the UPC swelling pressure cells for measuring

swelling pressure of compacted bentonite-sand mixture has also been verified by Agus (2005) using the Weimar high-pressure oedometer cell accurately designed by Schanz and Triphaty (2003) for expansive soils.

In the swell-under-load test, several identical PEBSM specimens were loaded at different vertical pressures in conventional oedometer cells. After the equilibrium of each soil specimen at the corresponding vertical pressure had been reached, water was added to the cells to flood the soil specimens. The specimens were allowed to swell or collapse under the corresponding vertical pressures. The equilibrium void ratio versus applied vertical pressures of different soil specimens tested will form a straight line on a semi-logarithmic plot. The pressure at which the line intersects the horizontal line drawn through the zero volumetric strain at a certain point is deemed to be the swelling pressure measured by swell-under-load test.

In the swell-load test, the PEBSM specimens were allowed to swell usually under a seating load of 7 kPa in conventional oedometer cells. After the swelling of each specimen had reached equilibrium, the soil specimen was subsequently loaded as to determine its compression curve. The pressure at which the compression curve intersects the horizontal line drawn through the initial void ratio (or the zero volume change) is considered as the swelling pressure of the specimen measured by the swell-load test.

The hydraulic conductivity of the PEBSM was determined using flexible-wall permeameter cells. A confining pressure approximately of the same magnitude as the swelling pressure of the specimen was applied to prevent swelling of the specimen during permeation. The hydraulic conductivity of the PEBSM was reported by Schanz et al., (2004).

## **Result and Discussion**

## Swelling Pressure of the Compacted PEBSM Specimens

Figure 2(a) shows swelling pressure development versus elapsed time performed with constant volume method for all specimens. The development of swelling pressure of specimens with low initial dry densities (i.e., specimens DOP-1 and WOP-2) indicate that the increase in swelling pressure with time was rapid at earlier stage of test (i.e., up to 50 hours). For specimens compacted near to the optimum and at the optimum (i.e., DOP-2, OP-1, and WOP-1), the swelling pressure slowly increased up to the first 50 hours and rapid development was noted afterwards.

In order to investigate the rate of swelling pressure development of several compacted bentonite-sand mixtures more clearly, Agus and Schanz (2005) used plots of the normalized swelling pressure ( $P_s/P_{smax}$ ) versus square root of elapsed time ( $t^{0.5}$ ). The slope of  $P_s/P_{smax}$  versus  $t^{0.5}$  curve was denoted as  $c_p$  by Agus and Schanz (2005) and represents the rate of swelling pressure development at earlier stage (i.e., mostly up to 60% of the maximum swelling pressure). The  $c_p$  values were computed using the following equation.

$$\frac{P_s}{P_{\text{max}}} = c_p t^{0.5} \tag{1}$$

Figure 2(b) shows how the  $c_p$  value has been obtained for each of the PEBSM specimens. The figure reveals that the  $P_s/P_{s max}$  versus  $t_{0.5}$  is linear up to  $P_s/P_{s max}$  about 0.8 which also means up to 80% of the maximum swelling pressure of the PEBSM specimens tested. Agus and Schanz (2005) found that the  $c_p$  value for compacted bentonite-sand mixtures is a function of the initial total suction for the specimens with intermediate initial dry densities ranging from 0.8 to 1.3 Mg/m<sup>3</sup>. It was also found that for specimens with 'very high' and 'very low' initial dry densities, the effects of initial dry density becomes more obvious than the influence of initial total suction on the  $c_p$  value.



Figure 2. (a) swelling pressure development with time and (b) determination of cp value

The  $c_p$  value as a function of initial total suction and initial dry density for the compacted PEBSM specimens tested is shown in Figure 3(a) and Figure 3(b), respectively. The figures reveal that  $c_p$  value for the PEBSM specimens tested is more obviously a function of the initial dry density than the initial total suction of the specimens.





Figure 4(a) and Figure 4(b) shows a comparison of the swelling pressures obtained by three different methods (i.e., the swell-load, swell-under-load, and constant volume tests) carried out for measuring swelling pressure of the PEBSM specimens DOP-2 (dry of optimum) and WOP-2 (wet of optimum), respectively. According to the figures, during swell-under-load test, the volumetric strain of specimen compacted at dry of optimum water content upon water inundation is higher than that of specimen compacted at wet of optimum, even though the initial dry density of the DOP specimen is less than that of the WOP specimen. The compression curve of both specimens indicates that the DOP specimen is more compressible than the WOP specimen. The vertical stress corresponding to the intersection of the compression curve with the zero volumetric strain line (or the swelling pressure) for the DOP specimen is greater than that of the WOP specimen.

It can be recognised from Figure 4(a) and Figure 4(b) and from the testing procedures adopted that the swell-load test method involves the most complicated stress paths whereas the simplest stress path is followed in the constant volume test. The swell-

under-load test involves several specimens that might have variation in the specimens' initial conditions. Hence, the constant volume test is considered to be the most accurate test for measuring swelling pressure. The different values of swelling pressure measured by different methods indicate the suction- and stress-path dependency of swelling pressure. The swelling pressures of the compacted PEBSM specimens obtained using the three different methods of test are summarised in Table 2.



Figure 4. Swelling pressure obtained from different methods for the PEBSM specimen: (a) compacted at dry of optimum (b) compacted at wet of optimum.

rabio El orionnig procediro el l'Ebenn determinica nenn amerent metrede							
Specimen	Swell-under-load,	Swell-load,	Constant volume,				
	P <sub>s1</sub> (kPa)	P <sub>s2</sub> (kPa)	P <sub>s3</sub> (kPa)				
DOP-1	-	-	40				
DOP-2	50	80	47				
OP-1	60	97	62				
WOP-1	29	48	61				
WOP-2	-	-	18				

Table 2. Swelling pressure of PEBSM determined from different methods

Comparison with Swelling Pressure of Other Bentonite-Based Materials

Figure 5(a) shows the relationship between swelling pressures of compacted PEBSM specimens tested in this study, Calcigel-sand mixtures reported by Agus and Schanz (2005), and Kunigel V1-sand reported by Komine and Ogata (2003). As expected

and also supported by the findings of other researchers such as Sridharan et al. (1986) and Agus and Schanz (2005), the swelling pressure of the compacted PEBSM is a function of mixture dry density. Agus and Schanz (2005) found that the swelling pressure of compacted bentonite-sand mixtures with different bentonite contents is a function of bentonite dry density. The bentonite dry density ( $\rho_d^{\text{bentonite}}$ ) is computed by assuming that the soil void in the compacted bentonite-sand mixtures only belongs to the bentonite (Komine and Ogata, 2003):

$$\rho_d^{bentonite} = \frac{r_{bs}\rho_d}{(1+r_{bs}) - (\rho_d / G_s^{sand})}$$
(2)

where  $r_{bs}$  is the bentonite-sand mass ratio,  $\rho_d$  is mixture dry density in Mg/m<sup>3</sup>, and  $G_s^{sand}$  is the specific gravity of sand.





Figure 5(b) shows the relationship between swelling pressure and bentonite dry density for the compacted PEBSM. It indicates that the swelling pressure of the PEBSM is also a function of bentonite dry density similar to the finding reported by Agus and Schanz (2005).

Hydraulic Conductivity of the PEBSM and the Comparison with Other Bentonite-Based Material

Comparison of hydraulic conductivity of the bentonite-based materials is made by plotting the hydraulic conductivity value versus bentonite dry density. Figure 6 shows hydraulic conductivity of the PEBSM used in this study and compacted Kunigel V1-sand mixture (Komine, 2004) plotted in semi-log scale as a function of bentonite dry density. Kunigel V1 is a sodium-calcium type of bentonite with percentage of monmorillonite of 48%. According to the figure, the hydraulic conductivity of the PEBSM is lower than that of compacted Kunigel V1-sand mixtures. The low hydraulic conductivity of PEBSM may be attributed the high percentage of monmorillonite in the bentonite used, and the presence of polymer in the PEBSM. More data of the bentonite based material are required to give better comparison.



Figure 6. Hydraulic conductivity of the PEBSM and Kunigel V1-sand mixture as a function of bentonite dry density

#### Conclusion

A study on swelling pressure and hydraulic conductivity of compacted polymer enhanced bentonite-sand mixture (PEBSM) has been presented. It is found that the swelling pressure of the material used is a function of initial mixture dry density. Different methods of swelling pressure test are found to yield different values of swelling pressure indicating the dependency of swelling pressure on the stress paths adopted in the tests. The rate of swelling pressure development of the PEBSM appears to be a function of mixture dry density. The comparison with other bentonite-based materials indicates that the compacted PEBSM has very high swelling capability which is mainly influenced by the type of bentonite and high percentage of monmorillonite in the bentonite.

#### References

- Agus, S.S. and Schanz, T (2004) Swelling pressure and wetting-drying curves for a highly compacted bentonite-sand mixture. In Proceeding of the International Unsaturated Soil Conference. From Experimental Evidence Towards Numerical Modelling of Unsaturated Soils, Weimar, Germany, 2003 (T. Schanz ed.), 241-256.
- Agus, S.S. (2005) An experimental study on hydro-mechanical characteristics of compacted bentonite-sand mixtures. Doctoral Dissertation. Bauhaus-University Weimar.
- Agus, S.S. and Schanz, T (2005) Swelling pressure and total suction of compacted Bentonite-sand mixtures. Proceeding of International Conference on Problematic Soils, Cyprus, page: 61-70.
- ASTM (1997) Annual Book of Standards, volumes 04.08 and 04.09, soil and rock, ASTM International, West Chonshohocken. PA.
- Boels, D., te Beest, H., Zweers, H., Groeneveld, P (2003) Investigation of the functional life time of Trisoplast in relation to chemical compatitions of pore water solutions in barriers. Alterra-rapport 528/JW/01-2003.Altera, Green World Reasearch, Wageningen, The Netherlands.
- DIN 4022-1 (1987) Baugrund und Grundwasser, Benennen und Beschreiben von Boden und Fels. Berlin: Beuth Verlag.
- Gee, G., Campbell, M., Campbell, G. and Campbell, J. (1992) Rapid measurement of low soil potentials using a water activity meter. Soil Science Society of America Journal, 56, 1068-1070.
- Komine, H (2004) Simplified evaluation on hydraulic conductivities of sand-bentonite mixture backfill. Applied Clay Science 26:13-19.

- Komine, H. and Ogata. N. (2003) New equations for swelling characteristics of bentonitebased buffer materials. Canadian Geotechnical Journal. 40: 460-475.
- Leong, E.C., Tripathy, S. and Rahardjo, H. (2003) Total suction measurement of unsaturated soils with a device using the chilled-mirror hygrometer technique. Geotechnique, 53(2), 173-182.
- Manasero, M (1997) Controlled landfill design. TC5 Report, ISSMGE Technical Committee TC5 on Environmental Geotechnics, Sub Committee SC 4, in Schrifttenreihe des Instituts für Grunbau, Ruhr-University of Bochum, Germany.
- Mesri, G., Pakbaz, M.C. and Cepeda-Diaz, A.F. (1994) Meaning, measurement and field application of swelling pressure of clay shells. Geotechnique, 44(1):129-149.
- Schanz, T., Agus, S.S., and Tscheschlok, G. (2004) Hydraulisch-mechanische Eigenschaften einer polymerverbesserten Sand-Bentonite-Mischung beim Einsatz im Deponiebau, Geotechnik 27, Nr.4: 344-355.
- Schanz. T. and Tripathy. S. (2003) Development of a high pressure oedometer system for testing expansive soils. Design and specification. Laboratory of soil mechanics, Bauhaus-University Weimar, Germany.
- Sridharan, A., Sreepada Rao, A. and Sivapullaiah, P.V. (1986) Swelling pressure of clays. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, 9(1): 24-33.

Trisoplast® (2004) Trisoplast® mineral liners. Documentation Trisoplast®. Netherlands.

Villar, M.V., Rivas P., Campos R., Lloret A., Romero E., and Mariano A (2001) First report on thermo-hydro-mechanical labory tests. Report 70-IMA-L-0-86.

# Bauliche Maßnahmen zur Sicherung der Rotschlammdeponien in Schwandorf

Dipl.-Ing. Robert Ostendorf, Dipl.-Ing. Michael Heymann

## Projekt

Die ARGE Köster AG / Brückner Grundbau GmbH saniert drei Rotschlammdeponien im nordbayrischen Schwandorf (ehemaliger Standort Naabtal). Eine Übersicht zur Geschichte des Standortes ist Tabelle 1 zu entnehmen.

• 1936 – 37	Bau der Aluminiumoxidfabrik Naabwerk: Produktion von 30.000 t/Jahr Bauxit aus Ungarn und Jugoslawien nach dem Bayer-Verfahren in Tonerdeoxid. Zur Weiterverarbeitung nach Töging transportiert.
•	Entstehung von Rotschlamm bei dem Produktionsprozess
•	Deponierung auf dem Gelände der Vereinigten Aluminiumwerke (VAW, jetzt HAD)
• 1945 – 48	Allierte verbieten die Produktion von Aluminiumoxid in dieser Zeit: Produktion des Düngemittels Rheenania Phosphat; im Labor: Herstel- lung von Arzneimitteln
• 1947	Umrüstung des Standortes für die Verarbeitung von Rohphosphat
• 1948	Wiederaufnahme der Aluminiumoxid-Produktion
• 1963	Erhöhung der Produktionskapazität auf 140.000 t/Jahr
• 1970	Erneute Erhöhung der Produktionskapazität
• 1983	Errichtung des Müllkraftwerkes auf einem Teil des Betriebgeländes
• 1993	Einstellung der Aluminiumoxid-Produktion

Tabelle 1: Geschichte des Standortes

In fast 60 Jahren Aluminiumproduktion wurden etwa 3,5 Mio. m<sup>3</sup> Rotschlamm in die drei Schwandorfer Deponien eingelagert (Tabelle 2).

Rotschlamm ist ein Rückstandsprodukt der Aluminiumoxidproduktion aus Bauxit nach dem Bayer-Verfahren. Rotschlamm besteht dabei hauptsächlich aus Schwermetallverbindungen.

Von dem jetzigen Besitzer des Geländes, der Hydro Aluminium Deutschland GmbH, bekam die Bietergemeinschaft Köster/Brückner Mitte 2003 den Auftrag, alle drei Deponien zu sanieren, um so eine weitere Umweltbelastung zu verhindern.

• 1936 – 62	Rotschlamm auf Deponie I eingebaut: trockener Einbau des Rotschlammes ges. Menge: 608.000 m <sup>3</sup>
• 1963	Ablagerung des Rotschlammes auf dem Gelände der Bayrischen Braunkohleindustrie
• 1972	Erste Ausbaustufe der Deponie II Rotschlamm wird eingespült ges. Menge: 1 520 000 m <sup>3</sup>
• 1974	Ausbau der Deponie III ges. Menge: 1 510 000 m³
• 1991	Deponie I – Bau eines Oberflächenabdichtungssystems bestehend aus Dichtungs-, Drän- und Rekultivierungsschicht
• 2003	Beginn der Sanierung durch die ARGE Köster/Brückner

Tabelle 2:Deponiebetrieb am Standort

Im September 2003 wurde damit begonnen, die Lagerstätten so abzudichten, das keine Schwermetalle mehr ins Grundwasser gelangen – eines der größten Sanierungsprojekte, das jemals in Bayern in Angriff genommen wurde.



Bild 1: Überblick über den Standort
Die Sanierungsmaßnahmen bestanden bzw. bestehen aus Einkapselungen der drei Deponien mit der Herstellung von zwei Einphasendichtwänden als vertikale Abdichtungen um die Deponien I und II sowie um die Deponie III, der Herstellung von Oberflächen- und Flankenabdichtungen verbunden mit Profilierungsarbeiten und Maßnahmen zur Oberflächenabdichtung, Fassungen und Haltungen für Oberflächen und Sickerwässer sowie darauf abgestimmten Behandlungs- und Aufbereitungsanlagen.

#### **Dichtwand und Dichtwandmasse**

Insgesamt wurde im Zeitraum von Februar 2004 bis Juli 2004 über 39.500 m<sup>2</sup> Einphasen-Dichtwand hergestellt. Die Dichtwände waren durch Auffüllungen und quartiäre Sande, Kiese und Schluffe in den in Tiefen zwischen 10 und 18 m als natürlicher Grundwasserstauer anstehenden Ton abzuteufen und in diesen mindestens 1,50 m einzubinden. Die Wand wurde mit einer Stärke von 60 cm im Greiferverfahren ausgeführt. Die Gesamtabwicklungslänge der Dichtwand beträgt über 3.300 m.

Es kam eine feststoffarme Masse mit 205 kg Feststoff je m<sup>3</sup> Suspension zum Einsatz, die als Trockenfertigmischung auf die Baustelle angeliefert und dort in einer zentralen Anlage aufbereitet wurde. Insgesamt wurden auf der Baustelle ca. 33.500 m<sup>3</sup> Suspension verarbeitet.

Als Anforderungen an die Qualität der Dichtwand waren strenge geometrische Kriterien zu erfüllen. Als Systemdurchlässigkeit war  $k_f \le 1 \times 10^{-9}$  m/s und als einaxiale Druckfestigkeit  $q_u \ge 0,250$  N/mm<sup>2</sup> nach 28 Tagen vorgegeben. Für die Laborwerte von aus dem Schlitz zu entnehmenden Proben galten die gleichen Festlegungen (Tabelle 3).

max. Vertikalitätsabweichung:	≤ 1%
seitlicher Versatz:	≤ 0,3m
Überschneidungsmaß:	≥ 0,2m
Diagonale im Überschnittsbereich:	≥ 0,6m
Systemdurchlässigkeit:	<i>kf</i> ≤ 1x10 <sup>-9</sup> m/s
Druckfestigkeit (28Tage):	$q_{U} \ge 250 \text{ kN/m}^2$
Frischsuspensionsdichte:	$\rho_{\rm s}$ = 1,1 - 1,18 t/m <sup>3</sup>
Fließgrenze (nach Datenblatt):	$\tau_f = 20 - 45 \text{ N/m}^2$

Tabelle 3: Anforderungen an die Dichtwand und die Dichtwandmasse

Die grundsätzliche Eignung des von der ARGE im Zuge der Ausführung eingesetzten Dichtwandfertigproduktes und zweier weiterer Dichtwandbaustoffe wurde im Vorfeld der Baumaßnahme gemäß GDA-Empfehlungen /1/ in einer Eignungsprüfung mit Laborversuchen nachgewiesen. Im Rahmen dieser Eignungsprüfung waren auch Versuche mit aus der Deponie entnommenem Sickerwasser in Verbindung mit den Dichtwandbaustoffen ausgeführt worden, jedoch zunächst nicht mit zusätzlicher Beimengung von Boden, wie ebenfalls in der GDA empfohlen.

Solche Versuche sind jedoch dringend erforderlich, weil die Untergrundverhältnisse erheblichen Einfluß auf die Verarbeitbarkeit des Dichtwandbaustoffes und die Qualität der Dichtwand haben können /2/. Folglich wurden unmittelbar nach Beauftragung von der ARGE bei den Herstellern der Fertigprodukte entsprechende Untersuchungen der ansonsten bereits eignungsgeprüften Produkte veranlasst.

Die Ergebnisse dieser zusätzlichen Untersuchungen zeigten, dass sich nach Beimengung von Boden in die Dichtwandsuspension der Abbindeprozess verzögerte, in der Anfangsphase war sogar eine Verflüssigung gegenüber den Nullmischungen zu beobachten /3/. Als Ursache hierfür wurden bestimmte, aus dem Rotschlamm stammende Schwermetallverbindungen gesehen, die wahrscheinlich über das Grundwasser in den anstehenden Boden ausgetragen wurden.

Die möglichen Auswirkungen dieser neuen Erkenntnisse mit allen sich daraus ergebenden bautechnischen Konsequenzen /2/, wie z. B.

- späteres Erreichen der Stichfestigkeit,
- höherer Suspensionsverbrauch infolge länger andauernder und stärkerer Infiltration von Suspension in den umgebenden Baugrund und
- Gefahr des "Aufhängens" von Suspension im Schlitz bei untergrundbedingt und tiefenabhängig unterschiedlichem Abbindeverhalten

konnten auf Grund Ihrer Komplexität nur in situ untersucht werden. Darüber hinaus war unter anderem noch die Frage zu klären, welche Bedeutung in diesem Zusammenhang der Temperatur im Baugrund zukam, die ebenfalls einen wesentlichen Einfluss auf den Abbindeprozess der Dichtwandmasse haben kann /4,5/.

#### Systemprüfungen am Probekasten

Zu Beginn der Baumaßnahme wurde im November 2003 ein Probekasten hergestellt, um die Aufbereitung der Dichtwandmasse unter Baustellenbedingungen und die Ausführung und die Qualität der Wand mit der gewählten Verfahrenstechnik zu überprüfen und zugleich Erkenntnisse über mögliche Einflüsse unterschiedlich schnellen Ansteifens über die Höhe der Wand zu gewinnen

Der Nachweis der Systemdurchlässigkeit erfolgte über die Grundwasserabsenkung im Inneren des Probekastens mit Kontrolle von paarweise außerhalb und innerhalb des Probekastens angeordneten Pegeln (Bild 2) sowie Ermittlung der geförderten Wassermenge bei einem konstant eingestellten Absenkniveau (Systemskizze, Bild 3). In Auswertung der Ergebnisse des Probekastens wurden alle Prüfungen bestanden und Qualitätsnachweise erfüllt.



Bild 2: Grundriß Probekasten mit Pegelanordnung

#### Durchführung der Dichtwandarbeiten

Vor Schlitzbeginn mußten zunächst die erforderliche Baufreiheit geschaffen und der Leitwandbau vorangetrieben werden. Die Leitwand diente der eindeutigen Festlegung der Dichtwandtrasse und der einzelnen Aushubschritte sowie der Greiferführung. Sie wurde in Ortbetonbauweise ausgeführt.

Die Schlitzarbeiten erfolgten im Pilgerschrittverfahren mit Primär- und Schließerlamellen, wobei der Anschnitt im Regelfall nach 3 bis spätestens 10 Tagen ausgeführt wurde. Die Anschnittszeiten ergaben sich aus dem Abbindeverhalten der Dichtwandmasse, welches im Zuge der Probekastenherstellung ermittelt worden war. Die Arbeiten wurden zunächst mit einer, später mit 2 Schlitzwand-Geräteeinheiten und in großen Bereichen im 24-Stunden-Betrieb durchgeführt. Durch diesen "Rund um die Uhr"- Betrieb konnte u. a. die Anzahl der verfahrensbedingten Fugen reduziert werden.



Bild 3: Schnitt Probekasten mit Modellskizze zur Bestimmung der Durchlässigkeit

Als Schlitzbagger kamen Seil-Bagger vom Typ Liebherr HS 852 bzw. HS 853 zum Einsatz. Die Abfuhr der Aushubmassen zur Ablagerung auf der vorgesehenen Fläche innerhalb der Deponie erfolgte mit Dumpern.

Im Normalfall wurden die Primärlamellen mit drei Stichen und die Sekundärlamellen mit einem Stich ausgeführt. Die Greiferbreite und damit die Stichlänge betrug 3,40 m. Der planmäßige Überschnitt zwischen den Stichen wurde zu 30 cm gewählt, um den im Qualitätssicherungsplan geforderten minimalen Überschnitt zweier Lamellen von 20 cm zuverlässig zu erfüllen. Maßgebend für die Lamellengröße war zum einen die statisch nachgewiesene Länge für den standsicheren offenen Schlitz und zum anderen die je nach äußeren Umständen auf 14 bis 18 Stunden begrenzte Verarbeitbarkeit der Frischsuspension. Der Dichtwandbaustoff wurde in Silofahrzeugen auf die Baustelle geliefert und nach erfolgter Qualitätskontrolle bis zur Verarbeitung in zwei Baustellensilos gelagert.

Die Dichtwandsuspension wurde in einer zentralen Aufbereitungsanlage mit einer leistungsfähigen Mischanlage des Schweizer Herstellers Häny hergestellt und über Rohrleitungen bis über maximal 2 km Entfernung zum Schlitz gefördert. Dabei erwies sich die Suspension auch bei großen Förderweiten und sommerlichen Temperaturen als gut verarbeitbar.

In der Mischanlage wurden Wasser und Dichtwandbaustoff mittels einer automatisch arbeitenden Industriewaage eingewogen und die Massen für jede Mischung automatisch dokumentiert. Die Mischung wurde durch die hohen hydraulischen Scherkräfte innerhalb der Mischerpumpe im Umlauf aufgeschlossen und homogenisiert. Es wurden insgesamt etwa 17.000 Chargen mit einem Gesamtfeststoffanteil von etwa 7.500 t hergestellt. Dabei erwies sich die Anlage als äußerst zuverlässig, so dass die geforderten hohen Qualitätskriterien an den Dichtwandbaustoff jederzeit gewährleistet waren.

Besondere Herausforderungen für die Dichtwandherstellung waren die zweimalige Querung eines in ca. 4,0 m unter Gelände und unter dem Grundwasserspiegel liegenden verrohrten, wasserführenden Grabens, die Querung einer zwischen den Deponiekörpern liegenden Straße mit einer Rohrleitungsbrücke für die Suspensionsleitung sowie der Transport der Suspension über bis zu 2 km Entfernung bei hochsommerlichen Temperaturen.

#### Herstellungsbegleitende Qualitätssicherung

Sowohl die Frischsuspension wie auch Proben aus der abgebundenen Dichtwandmasse unterlagen einer permanenten Kontrolle der Eigen- und der Fremdüberwachung. Art und Umfang der Proben und der Untersuchungen waren in einem detaillierten Qualitätssicherungsplan festgelegt. In diesem Rahmen wurde die Überwachung der rheologischen Eigenschaften der Suspension, Marshzeit, Dichte und Filtratwassergehalt, in einem eigens dazu eingerichteten Baustellenlabor rund um die Uhr durchgeführt.

Die Überwachung der Dichtwandherstellung umfasste weiterhin die lückenlose Kontrolle der korrekten Ausführung der Schlitzarbeiten hinsichtlich der Geometrie, der Ausführungszeiten, der eingebauten Mengen sowie der Feststellung des Einbindehorizontes und der Tiefe der Einbindung in diesen.

Hinsichtlich des Nachweises der Qualität der ausgeführten Schlitze war die Vermessung der Schlitze von größter Bedeutung. Hierzu wurde ein Schlitzwand-Online-Meßsystem eingesetzt. Mit einer im Schlitzwandgreifer eingebauten Messvorrichtung, bestehend aus Kreiselkompass und Inklinometern, wurden die Lage, Tiefe, Neigung und Verdrillung des Schlitzwandgreifers während einer Messfahrt durchgängig erfasst und per Funk in die Auswertestation im Bagger übertragen. Der Geräteführer erhielt damit unmittelbar alle Informationen über den Verlauf und die Lage des jeweiligen Stiches bezüglich der Soll-Achsen und eine mögliche Verdrillung.

Für jeden Aushubstich der Dichtwand wurde mindestens eine Messfahrt durchgeführt. Nach Vorliegen der Ergebnisse der Messfahrten mehrerer nebeneinander liegender Stiche wurden die im Bedienpult im Bagger gespeicherten Daten zur weiteren Verarbeitung auf einen Datenträger überspielt und in einer externen Station im Baustellenbüro hinsichtlich der Neigungen, Überschnittsmaße und –diagonalen ausgewertet, um den Nachweis zu erbringen, dass die geforderte Dichtwandstärke an jeder Stelle der Wand vorhanden war. Die Auswertungen wurden in Diagrammen und Protokollen dargestellt und als Teil der Bestandsdokumentation zu den Bauakten gegeben (Bild 4).



Bild 4: Protokoll einer Messfahrt des Schlitzwandgreifers und Auswertung der Überschnitte mehrerer aufeinanderfolgender Lamellen

Ein zusätzlicher wichtiger Nachweis für die Dichtigkeit und Funktionstüchtigkeit der Dichtwand sowie auch für das vollflächige Vorhandensein des natürlichen Grundwasserstauers waren die Beobachtungen der Wasserstände und das Führen der Wassermengenbilanzen der durch die Umschließungen gebildeten Tröge. Hierzu dienten eine Vielzahl vorhandener und neu eingerichteter Grundwassermessstellen sowie Grundwasserfassungs- und haltungsmaßnahmen im Innern der Tröge. Im Inneren des Troges der Deponie III war bereits ein halbes Jahr nach Fertigstellung der Dichtwand ein kontinuierliches Steigen des Grundwasserhorizontes zu beobachten. Die dafür geplanten und realisierten Grundwasserhaltungs- und -reinigungseinrichtungen mussten deshalb wie geplant frühzeitig in Betrieb genommen werden.

#### Maßnahmen zur Oberflächenabdichtung

Die Oberflächenabdichtung wird nach vorauseilenden Profilierungsarbeiten aufgebracht. Sie besteht im wesentlichen aus Dränschichten, Kunststoffdichtungsbahnen und dem Rekultivierungsaufbau einschließlich Begrünung. In Teilbereichen konnten bereits zu früheren Zeitpunkten aufgebrachte provisorische Oberflächenabdichtungen einbezogen werden. Da einer der Deponiekörper gegenwärtig noch als Einlagerungsfläche genutzt wird, ist hier die Herstellung der Oberflächenabdichtung erst nach Erreichen des planmäßigen Auffüllvolumens vorgesehen.

Die Deponie I wurde bereits 1991 mit einem funktionstüchtigen Oberflächenabdichtungssystem, bestehend aus Dichtungsschicht, Dränschicht und Rekultivierungsschicht versehen. Im Zuge dieser Baumaßnahme war es lediglich notwendig, das vorhandene Oberflächenabdichtungssystem an die neu errichtete Dichtwand anzupassen.

Die Deponie II war zu weiten Teilen bereits mit einem Schutzvlies abgedeckt. Hier sah ein Sondervorschlag der ARGE vor, auf die zu Profilierungszwecken ursprünglich vorgesehene Öffnung der bereits mit Vliesen abgedeckten Deponiekörper zu verzichten und das insgesamt 50.000 t umfassende Material der Schutz- und Ausgleichsschicht direkt auf die vorhandenen Oberflächen aufzubringen (siehe Bild 5). Der entscheidende Vorteil wurde darin gesehen, dass kein unnötiger Kontakt mit belastetem Material notwendig wurde und die Befahrbarkeit der gesamten Fläche jederzeit gegeben war.



Bild 5: Prinzipskizze des Deponie Oberflächenabdichtungssystems

Noch während der kalten Jahreszeit wurden im Frühjahr 2004 die Ausgleichsmassen aufgebracht und der Deponiekörper profiliert. Anschließend wurden in einer Rekordzeit von nur 2 Monaten auf etwa 70.000 m<sup>2</sup> Oberfläche die Vliese und die Kunststoffdichtungsbahnen verlegt. Zum oberen Abschluss wurden insgesamt 35.000 t Kies für die Schutzschicht aufgebracht.

In einem weiteren Sanierungsschritt wurden 18.000 m<sup>2</sup> Böschungsflächen der Deponie II mit einer dreilagigen Abdeckung, bestehend aus einer Verzahnungsschicht, einer Filterschicht und einer Bentokiesschicht, versehen. Hierzu musste zunächst eine so genannte "Verzahungsschicht" durch systematisches 10 bis 20 cm tiefes Eindrücken von Grobmaterial der Körnung 45 in die Rotschlammablagerungen der bereits profilierten Böschung gebildet werden. Anschließend wurde eine 15 cm starke Filterschicht der Körnung 0/32 aufgebracht und mit einer 20 cm starken Bentokiesschicht abgedeckt. Auf diese Abdeckung wurde schließlich eine Nasssaat-Anspritz-Mulch-Begrünung aufgebracht. Die Herstellung einer Ausgleichschicht war auf den Böschungsflächen nicht vorgesehen, da die vorhandene Profilierung planmäßig beibehalten wurde.

Damit die im Qualitätssicherungsplan geforderten Verdichtungswerte auch in den Böschungsbereichen erreicht werden konnten, wurde jede einzelne der ca. 25 bis 30 cm dicken Lagen mit einer speziell für diesen Einsatz konzipierten Verdichtungsplatte behandelt. Hierzu wurde eine am Baggerausleger angeflanschte Verdichtungsplatte mit einem Gewicht von ca. 1000 kg benutzt, die über die Baggerhydraulik gesteuert wurde.

Bis zum Dezember 2004 wurden die ersten beiden Deponien I und II termingerecht abgedichtet, die Deponie III wird derzeit von der Hydro Aluminium GmbH noch mit etwa 800.000 Tonnen Bodenmaterial profilgerecht verfüllt. Voraussichtlich im Sommer 2007 sollen die noch verbliebenen und bis dahin gebildeten etwa 125.000 m<sup>2</sup> messenden Oberflächen der Deponie III ebenfalls versiegelt werden. Tabelle 4 enthält eine Zusammenstellung der bisher erbrachten Erdbau- und Oberflächenabdichtungsarbeiten.

#### Entwässerung der Deponiekörper

Hierbei muss grundsätzlich zwischen sauberem Oberflächenwasser und den kontaminierten Sickerwässern aus dem Inneren der Deponiekörper unterschieden werden.

Als sauberes Oberflächenwasser werden alle Wässer bezeichnet, die zu keinem Zeitpunkt mit dem Rotschlamm in Berührung kommen. Das saubere Oberflächenwasser wird gesammelt, abgeleitet und unbehandelt einer vorhandenen Vorflut zugeleitet.

Die Entwässerung des sauberen Oberflächenwassers der Deponie I erfolgt ausschließlich über einen am Böschungsfuß verlaufenden und an die Vorflut angeschlossenen offenen Ringgraben. Dies ist möglich, weil die Deponie I über keinen waagerechten Plateauteil verfügt, von dem der Wasserabfluss behindert sein könnte.

Deponie II: Oberflächenabdichtung	50.000 t	Sand 0/4 Ausgleichs- und Schutzschicht
	70.000 m²	KDB 2,5 mm; glatt/rau
	70.000 m²	Schutzvlies 800 g/m2
	70.000 m²	Windsogsicherung aus Kies 8/32 (d=30 cm)
	70.000 m²	Dichtigkeitsüberprüfung der KDB mit Leckor- tungssystem
Deponie II:	16.000 m²	Deckschicht aus Oberboden abtragen
Flankenabdichtung	5.500 m²	Verzahnungsschicht der Körnung 45/X (d = 30 cm)
	2.700 m³	Filterschicht, Körnung 0/32 (d=15 cm)
	18.000 m²	Bentokies als Abdeckung liefern und einbau- en (d = 20 cm)
ages − L	620 m	Tiefenentwässerung mit Sickerrohrleitung DN 350 sowie Kontroll- und Pumpenschäch-
	3.000 m	
4		PE-HD Ronr (63 x 5,8 mm)
Deponie III	9.000 m³	Erhöhung umlaufender Randdämme aus Rotschlamm
	66.000 m³	Schleifen von Randdämmen und Verfüllen der Deponie III
1990 - 1990 - 1990 - 1990 - 1990 - 1990 - 1990 - 1990 - 1990 - 1990 - 1990 - 1990 - 1990 - 1990 - 1990 - 1990 -	125.000 m³	Planierungsarbeiten auf dem Plateau der Deponie III
	125.000 m²	Schutzvlies 700 g/m2
	125.000 m²	KDB 2,5 mm; glatt/rau
	125.000 m²	Schutzvlies 800 g/m2
	125.000 m²	Windsogsicherung aus Kies 8/32
	125.000 m²	Dichtigkeitsüberprüfung der KDB mit Leckor- tungssystem

Tabelle 4: Bisher erbrachte Bauleistungen zur Oberflächabdichtung

Auf der Deponie II fällt im großen, nahezu waagerechten Plateaubereich sauberes Oberflächenwasser an, das über ein geringes lokales Gefälle an mehreren Stellen Ablaufbauwerken zugeleitet wird und von dort jeweils über Rohrleitungen der Vorflut zuläuft. Das Oberflächenwasser der abgedeckten Süd- und Westflanken (Böschungen) der Deponie II wird analog zur Deponie I über Gerinne bzw. über eine Entwässerungsrigole am Böschungsfuß und über einen Sammelschacht der Vorflut zugeleitet. Weiterhin ist auf einer in etwa halber Böschungshöhe existierenden Berme der Deponie II ein Entwässerungsgraben angeordnet. Von dort gelangt das anfallende Oberflächenwasser über Raubettmulden in die Entwässerungsrigolen am Böschungsfuß und wird über diese weiter abgeleitet.

Die kontaminierten Sickerwässer aus den durch die Dichtwandherstellung entstandenen zwei "Töpfe" (Deponien I und II bzw. Deponie III) werden über fünf Absenkbrunnen im Bereich der Deponie I und II bzw. sechs Absenkbrunnen im Bereich der Deponie III abgepumpt und in der eigens für den Deponiebetrieb gebauten Sickerwasseraufbereitungsanlage gereinigt.

Kontaminiertes Niederschlagswasser, welches über die bisher noch nicht gesicherten Böschungen der Deponie III sowie über die im Zuge dieser Baumaßnahme planmäßig nicht abgedeckten Nord- und Ostböschungen der Deponie II abläuft, versickert innerhalb der Dichtwandumschließungen in Versickerungsrigolen, die im Fußbereich der jeweiligen Böschungen angelegt wurden, und wird über die installierten Absenkbrunnen ebenfalls der Kläranlage zugeführt.

Der Einsatz der Sickerwasseraufbereitungsanlage ist gegenwärtig für einen Zeitraum von zunächst 50 Jahren vorgesehen und wird durch eine Betreibergesellschaft sichergestellt.

Zur Beobachtung der Grundwasserstände, insbesondere im Inneren der Dichtwandtröge, wurden ca. 30 Grundwassermessstellen errichtet bzw. werden bereichsweise schon vorhandene Pegel genutzt. Die Pegelstände werden regelmäßig überwacht, um die festgelegten Gradienten zwischen Außen- und Innenwasserständen zu kontrollieren und über deren Steuerung einen optimalen Betrieb der Absenkbrunnen sowie der Sickerwasseraufbereitungsanlage zu gewährleisten. Zielstellungen des Grundwassermonitorings sind, die Grundwasserstände innerhalb der Umschließungen stets auf einem Niveau zu regeln und zu halten, bei dem sicher keine Wässer unkontrolliert nach außen gelangen können und dabei zugleich einen wirtschaftlichen Betrieb der Entwässerungseinrichtungen und der Behandlungsanlagen zu ermöglichen.

#### Schlußbemerkungen

Inzwischen ist die Funktionstüchtigkeit des geplanten, genehmigten und umgesetzten Sanierungskonzeptes nachgewiesen und damit eine wichtige Voraussetzung zur Gefahrenabwehr und zum Schutz der Umwelt erfüllt.

Der Realisierung dieses Sanierungsobjektes kam insofern eine besondere umweltpolitische Bedeutung zu, dass über austretende Sickerwässer bereits erhebliche Kontaminationen des Grundwassers eingetreten waren und Schwermetallverbindungen durch die relativ stark durchlässigen Sand- und Kiesschichten bis in die nahe gelegene Naab eingetragen worden waren. Mit der Herstellung der Dichtwände und der Oberflächenabdichtungen konnte der weitere Eintrag und die weitere Verschleppung der Kontaminationen verhindert werden.

# Literatur

/1/ GDA-Empfehlungen, Geotechnik der Deponien und Altlasten. 3. Auflage, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1997

/2/ Linder W.-R., Czogalla U., Heymann M.: Einflüsse unterschiedlicher Untergrundverhältnisse und –kontaminationen auf die Wahl der Dichtwandmasse und die Verfahrenstechnik bei Einphasen-Dichtwänden. Mitteilungen der Gruppe Geotechnik Graz, Heft 15, Beiträge zum 18. Christian Veder Kolloquium, Graz, 2003

/3/ Laborbericht der Firma Walhalla Kalk (unveröffentlicht), Regensburg, 10. 11. 2003

/4/ Schweitzer F., Guhde S., Richter H.: Anfangsfestigkeit von mineralischen Dichtwandmassen. Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, Nürnberg, Heft 84 zum 16. Nürnberger Deponieseminar, 2005

/5/ Schulz, Th.: Einfluss der Temperatur auf Dichtwandmassen. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 56, Deponieseminar, Braunschweig 1998

# Autoren

Dipl.-Ing. Robert Ostendorf,

Köster AG, Sutthauser Straße 280, 49080 Osnabrück, Tel. 0541/9981302, e-mail: <u>robert.ostendorf@koester-bau.de</u>

Dipl.-Ing. Michael Heymann,

Brückner Grundbau GmbH, Am Lichtbogen 8, 45141 Essen, Tel. 0201/3108-0, e-mail: <u>heymann@brueckner-grundbau.de</u>



# Hydraulische Abstromsicherung einer ehemaligen Industrie- und Hausmülldeponie

Dipl.-Geol. Karl-Joachim Hölting Dipl.-Ing. Frank Pietschner

# Einleitung

Der Standort in Barsbüttel ist eine ehemalige Sandentnahmegrube die 1958 bis 1968 mit Bauschutt und Aushubböden, aber auch mit Haus- und Industriemüll verfüllt wurde. Die Verfüllung der Altablagerung war 1968 abgeschlossen. Damit handelt es sich rechtlich um eine Altablagerung die unter der Bezeichnung "Altablagerung Nr. 80" läuft und nicht um eine Altdeponie im Sinne TA-Siedlungsabfall.

Bei Verfülltiefen von 8 bis 11 m beträgt das Gesamtvolumen ca. 250.000 m<sup>3</sup>. Die Altablagerung weist eine Fläche von 50.000 m<sup>2</sup> auf. Teilflächen sind durch Bebauung versiegelt. Der wesentliche Anteil von ca. 34.000 m<sup>2</sup> hat eine Oberflächenabdichtung erhalten, so dass die gesamte Oberfläche der Altablagerung versiegelt/abgedichtet ist. Die Versickerung von Oberflächenwasser in den Altablagerungskörper ist somit unterbunden. Systembedingt treten jedoch noch über einen gewissen Zeitraum Sickerwässer aus dem Altablagerungskörper aus, bis dieser sozusagen ausgeblutet ist. Im Grundwasser unter der Altablagerung wurden Schadstoffbelastungen nachgewiesen. Deshalb wird der Abstrombereich zusätzlich durch eine hydraulische Maßnahme gesichert.

Die Fläche der Altablagerung wird in Teilbereichen durch Gewerbeansiedlung genutzt.

# Hydraulische Maßnahme

Im Grundwasser wurden im Bereich der Altablagerung bei verschiedenen Untersuchungen Schadstoffbelastungen (i. W. Aromaten, Phenole, Chlorbenzole, Chlorphenole und HCH) nachgewiesen. Um eine weitere Ausbreitung der Schadstoffe im Aquifer zu verhindern wird Grundwasser im Abstrom der Deponie gefördert. Die Entnahme erfolgt über 6 Brunnen. Ansatzpunkte und Ausbau wurden auf Basis der Erkundungsergebnisse geplant. Das kontaminierte Wasser wird einer Aufbereitungsanlage zugeführt. Die Rohwasserqualität für die wesentlich relevanten Parameter ist in Tabelle 1 dargestellt (Grafik: siehe Anlage 1). Dort werden die Schadstoffe so weit abgereinigt, dass das gereinigte Wasser im Anstrombereich der Altablagerung infiltriert werden kann. Die Grenzwerte für wesentliche Parameter sind in Tabelle 1 dargestellt. Die Infiltration erfolgt über insgesamt 4 Infiltrationsbrunnen.

Schadstoff	MaxWert der	Mittelwert der	Ist-Wert im Zu-	Infiltration
	Ausschreibung	Ausschreibung	lauf in µg/l	Grenzwert
	in µg/l	in µg/l		in µg/l
Eisen	88.700	18.000	18.000	500
Chlorbenzol	75.440	4.000	931	1,5
Chlorphenole	8.183	583	145	1,5
BTEX	52.000	2.393	382	40
HCH	127	9	6,8	0,8

Tabelle 1: Rohwasserqualität

Die Förderrate beträgt in Summe max. 20 m<sup>3</sup>/h. Der Auslegungsvolumenstrom betrug 18 m<sup>3</sup>/h.

# Wasserreinigungsanlage

Die Wasserreinigung besteht aus 2 Prozessschritten:

- Vorbehandlung
- Schadstoffentfernung

In der Vorbehandlung werden "Störstoffe" entfernt, um einen optimalen Betrieb der Schadstoffentfernung zu erreichen. Störstoffe sind Stoffe im Rohwasser, die nicht unbedingt ein Schadstoffpotential darstellen, aber die Prozesse in den Reinigungsstufen beeinflussen. Hier werden auch die optimalen chemischen Gleichgewichte für den Prozessschritt der Schadstoffentfernung eingestellt. Das geförderte Wasser wird gemischt und belüftet. Unter Zudosierung verschiedener Chemikalien erfolgt die Fällung/Flockung des Eisenhydroxids und die Einstellung des Kalk-Kohlensäure-Gleichgewichts. Der Schlamm wird über einen Schrägklärer abgetrennt. Das

Das Grundfließbild der Vorbehandlung ist in Anlage 2 dargestellt. In der Vorbehandlung wird z. B. eine Eisen-Elimination von > 99 % erreicht, was den optimalen Betrieb dieses Prozessschrittes belegt. Als positiver Nebeneffekt wird in der Vorbehandlung auch der TOC bereits zu > 65 % eliminiert.

Die Schadstoffentfernung erfolgt im 2. Prozessschritt (siehe Anlage 3). Das vorbehandelte Wasser wird über Desorptions- und Adsorptionsstufen abgereinigt und als Reinwasser reinfiltriert.

Die Abluft aus den Prozessschritten wird ebenfalls abgereinigt.

Die Anlage steht in einer Halle von 10 x 25 m Grundfläche und ist auf einen Durchsatz von 20 m<sup>3</sup>/h und einen Betrieb von 360 Tagen pro Jahr ausgelegt. Die Verweilzeit in der Anlage beträgt 5:25 h bei einem Durchsatz von 18 m<sup>3</sup>/h.

Die Anlage läuft im Automatikbetrieb mittels speicherprogrammierter Steuerung (SPS) mit Prozessvisualisierung. Hier wird nicht nur der Prozess gesteuert, sondern auch das Pumpenregime der Entnahmebrunnen. Die Dokumentation des Anlagenbetriebs erfolgt ebenfalls über die SPS. Zur Abfrage über das Förderregime und die aktuellen Prozessparameter (Pumpenleistungen, Drücke, Füllhöhen etc.) können sich die Techniker mittels Fernzugriff über einen Computer auf die Prozessvisualisierung aufschalten und ggf. Steuergrößen anpassen/verändern.

Störmeldungen werden automatisch per SMS weitergeleitet. Bei definierten Betriebszuständen oder Störungen erfolgt eine automatische Abschaltung der Anlage einschließlich der Förderung.

Eine regelmäßige Wartung und eine jährliche Revision der Anlage erfolgt durch Personal der Geschäftsstelle Hamburg.

## Bauzeiten, Betriebszeit, Kosten

Die Sanierung wurde als PPP-Modell finanziert. Ein privater Inverstor hat den Betreibervertrag für die Anlage übernommen. Das Gelände wird aktuell als Gewerbestandort genutzt.

Die Bauzeit für die Wasserreinigungsanlage inkl. Brunnen und Leitungen betrug 9 Monate. Der Betrieb läuft voraussichtlich bis 2012.

Der Invest für die Anlage inkl. Brunnen und Leitungen lag bei 900 T€. Die Betriebskosten betragen 120 T€/a zzgl. Entsorgungskosten.

# WRA Barsbüttel Anlage 1: Qualität des Rohwassers





## Geotechnische Aspekte im Umweltschutz 2006, IGB TUBS

# WRA Barsbüttel Anlage 2: Grundfließbild Vorbehandlung





Geotechnische Aspekte im Umweltschutz 2006, IGB TUBS

# WRA Barsbüttel Anlage 3: Grundfließbild Schadstoffentfernung



Wasser aus der Vorbehandlung VORBEREITUNG METABOLISIEREN METABOLISIEREN ADSORBIEREN ADSORBIEREN Reinluft <sup>1</sup>/<sub>10</sub> Reinwasser

Geotechnische Aspekte im Umweltschutz 2006, IGB TUBS



# Untersuchungen zum Schadstoffrückhaltevermögen von Einphasen-Dichtwandmassen

J. Dietrich; W. Schönfelder; A. Märten; V. Klapperich & F. Stallmach

#### 1 Einleitung

Ein wesentliches Einsatzgebiet von Dichtwandbaustoffen ist die Sicherung von Altlasten. Die Aufgabe der Dichtwandmasse besteht darin, im Verbund mit Basis- und Oberflächenabdichtung eine Schadstoffausbreitung aus dem kontaminierten Bereich in das umgebende Grundwasser zu vermeiden. Werksfertige Einphasen-Dichtwandmassen erreichen aufgrund des aufwändigen werksseitigen Qualitäts- und Rohstoffmanagements Durchlässigkeitsbeiwerte < 1 · 10<sup>-10</sup> m/s. Durch den Einsatz dieser Baustoffe ist es daher möglich, den advektiven Schadstofftransport weitgehend zu unterbinden. Von wesentlicher Bedeutung für den Schadstofftransport in Dichtwandmassen ist unter diesen Bedingungen die Diffusion [1]. Für die Verhinderung der Schadstoffmigration in die umgebenden, nicht kontaminierten Bereiche ist es daher wichtig, neben dem advektiven auch den diffusiven Schadstofftransport in Dichtwandmassen zu minimieren.





Abb. 1: (a) In der freien Lösung können sich gelöste Stoffe auf dem kürzesten Weg bewegen. (b) In porösen Systemen müssen gelöste Stoffe um die Feststoffpartikel herumwandern [2].

Die Behinderung des diffusiven Schadstofftransportes kann sowohl durch Sorption an der Feststoffmatrix als auch durch geometrische Eigenschaften des Porenraums hervorgerufen werden. Die allein durch die Porenraumgeometrie der Dichtwandmasse verursachte Behinderung wird als Tortuosität bezeichnet. Sie resultiert daraus, dass die gelösten Teilchen sich nicht auf dem kürzesten Weg bewegen (Abb.1a), sondern um die Feststoffpartikel herumwandern müssen (Abb.1b).

Zur Ermittlung der Tortuosität werden Diffusionsversuche mit so genannten idealen Tracern durchgeführt. Dabei handelt es sich um gelöste Stoffe, die keine sorptiven Wechselwirkungen mit der Feststoffmatrix der Dichtwandmasse eingehen.

Ein Beispiel für einen idealen Tracer ist Wasser. Um die Diffusion der Wassermoleküle nachvollziehen zu können, müssen diese markiert werden. Bekannt ist der Einsatz radioaktiv markierten (tritiierten) Wassers [3].

In den vorliegenden Versuchsreihen wurde als neuer Ansatz die Selbstdiffusion von Wasser mit Hilfe der kernmagnetischen Resonanzspektroskopie (NMR-Spektroskopie) untersucht. Hierbei findet eine magnetische "Markierung" der Wassermoleküle (genauer gesagt von <sup>1</sup>H-Atomkernen) statt.

Eine Übertragung der Ergebnisse auf beliebige Schadstoffe ist dann insofern möglich, als die Tortuosität unabhängig von der Schadstoffspezies ist. Durch den Vergleich unterschiedlicher Dichtwandrezepturen kann demnach die Rezeptur ermittelt werden, deren Porenraumgeometrie die Diffusion von Schadstoffen am stärksten behindert. Im Rahmen der durchgeführten NMR-Versuche wurden 4 Dichtwandrezepturen mit unterschiedlichen Feststoff- und Füllergehalten untersucht.

Neben der Behinderung durch die Porenraumgeometrie kann der Transport von Schadstoffen auch durch die Sorption von Schadstoffteilchen an der Feststoffmatrix verlangsamt werden. Daher wurden mit beispielhaft ausgewählten Schadstoffen (Phenol, Phenanthren) Sorptionsversuche durchgeführt. Hierbei wurden eine feststoffarme Standardrezeptur (230 kg/m<sup>3</sup>) und eine optimierte Rezeptur mit gleichem Feststoffgehalt eingesetzt. Die optimierte Rezeptur enthielt ein Additiv mit hohem Sorptionspotential, um eine verstärkte Schadstoffsorption zu erreichen.

Im Rahmen der durchgeführten Versuche sollten folgende Fragestellungen beantwortet werden:

- Welchen Einfluss hat der Feststoffgehalt bzw. der Fülleranteil einer Dichtwandmasse auf die Behinderung des diffusiven Stofftransportes durch die Porenraumgeometrie (Tortuosität)?
- In welchem Maße kann durch die Zugabe von Additiven eine erhöhte Schadstoffsorption und somit ein erhöhtes Schadstoffrückhaltevermögen erreicht werden?

Bei allen nachfolgenden theoretischen Ausführungen zur Diffusion und zur Sorption werden zur Vereinfachung die Dimensionen M (Masse), L (Länge) und T (Zeit) verwendet.

#### 1.1 Grundlagen des diffusiven Transportes

Als Diffusion bezeichnet man die Bewegung von Teilchen entlang eines Konzentrationsgefälles. Aufgrund der BROWNschen Molekularbewegung wandern sie dabei im statistischen Mittel von Orten höherer Konzentration zu Orten niedrigerer Konzentration. Liegt an einer Stelle x ein konstantes Konzentrationsgefälle in nur eine Raumrichtung vor (stationärer eindimensionaler Fall), so kann der diffusive Transport an dieser Stelle durch Gleichung 1 (1. FICKsches Gesetz) beschrieben werden. Q ist dabei die Masse der Teilchen, die in der Zeit t durch eine Fläche A hindurch diffundiert. Ändert sich die Konzentration c an der Stelle x während des Diffusionsprozesses (instationärer eindimensionaler Fall), so gilt Gleichung 2 (2. FICKsches Gesetz). Sowohl im stationären als auch im instationären Fall ist die Stoffstromdichte J = dQ/Adt [M/(L<sup>2</sup>T)] proportional zum Konzentrationsgradienten. Der Proportionalitätsfaktor D [L<sup>2</sup>/T] (üblicherweise angegeben in m<sup>2</sup>/s) wird als Diffusionskoeffizient bezeichnet. D<sub>0</sub> [L<sup>2</sup>/T] ist der Diffusionskoeffizient der freien Flüssigkeit.

$$J = \frac{dQ}{A \cdot dt} = -D \cdot \frac{dc}{dx}$$
(1)

$$-\frac{\partial J}{\partial x} = \frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}$$
(2)

Maßgebend für Diffusionsprozesse in porösen Medien wie z.B. Dichtwandmassen ist der effektive Diffusionskoeffizient  $D_{eff}$  [L<sup>2</sup>/T]. Gleichung 3 gibt die Beziehung zwischen  $D_{eff}$  und dem Diffusionskoeffizienten der freien Lösung an.

 $\mathsf{D}_{\mathsf{eff}} = \mathsf{D}_0 \cdot \gamma \tag{3}$ 

Durch die Impedanz  $\gamma$  [-] werden alle Einflüsse ausgedrückt, die den Diffusionsvorgang in porösen Medien im Vergleich zur Diffusion in der freien Lösung behindern. Je stärker die Diffusion behindert wird, desto kleiner ist  $\gamma$ . Die stärkste Behinderung resultiert aus der geometrischen Form des Porenraumes und wird als Tortuosität T [-] bezeichnet. Je weiter der Diffusionsweg der Teilchen vom kürzest möglichen Weg abweicht, desto größer ist T. Andere Behinderungen, wie z.B. eine erhöhte Viskosität des Wassers in der Nähe von Feststoffpartikeln, spielen nur eine untergeordnete Rolle. Die Tortuosität poröser Materialien kann daher dem Kehrwert der Impedanz gleichgesetzt werden (T = 1/ $\gamma$ ).

Die Behinderung des Schadstofftransportes durch Sorption von Schadstoffteilchen an die Feststoffmatrix der Dichtwandmasse wird durch den Retardationskoeffizienten R [-] berücksichtigt. Je größer R ist, desto langsamer ist scheinbar der diffusive Schadstofftransport.

$$\mathsf{D}_{\mathsf{eff}} = \mathsf{D}_{\mathsf{a}} \cdot \mathsf{R} \tag{4}$$

Der unter dem Einfluss von Sorptionseffekten gemessene apparente (scheinbare) Diffusionskoeffizient  $D_a$  [L<sup>2</sup>/T] muss um R korrigiert werden, um  $D_{eff}$  zu erhalten (Gleichung 4). Findet keine Sorption am Feststoff der Dichtwandmasse statt (R=1), dann entspricht der apparente Diffusionskoeffizient  $D_a$  dem effektiven Diffusionskoeffizienten  $D_{eff}$ .

- 124 -

#### 2 Material

## 2.1 Dichtwandmassen

Im Rahmen der Untersuchungen wurden insgesamt 5 unterschiedliche Dichtwandrezepturen mit Feststoffgehalten zwischen 230 kg/m<sup>3</sup> und 600 kg/m<sup>3</sup> verwendet. Die Rezepturen enthielten zum Teil Kalkmergelmehl als Füllkomponente oder Additive, um die Sorptivität der Masse gegenüber organischen Kontaminationen zu erhöhen. Als Tonkomponente wurde standardmäßig aktivierter Na-Bentonit verwendet (Tab.1).

Dichtwand	Kurzbeschreibung	Feststoff-	Untersuchung	
masse	Rezeptur	gehalt [kg/m³]	NMR	Sorptions- versuch
Na-230	Hüttensandreiches Spezialbindemittel Aktivierter Na-Bentonit	230	Х	x
Na-230 S	Hüttensandreiches Spezialbindemittel Aktivierter Na-Bentonit Additiv mit hohem Sorptionspotential	230		x
Na-400	Hüttensandreiches Spezialbindemittel	400	X	
Na-600 Aktivierter Na-Bentonit		600	X	
Na-600 F	Hüttensandreiches Spezialbindemittel Aktivierter Na-Bentonit Kalkmergelmehl	600	x	

Tab.1:	Bezeichnung	der	verwendeten	Dichtwandmassen,	Kurzbeschreibung	der
Rezeptu	iren sowie Aufli	stung	der an den Rez	epturen durchgeführ	ten Untersuchungen.	

#### Schadstoffe

Bei den Sorptionsversuchen wurden als organische Schadstoffe beispielhaft Phenol sowie der polyaromatische Kohlenwasserstoff Phenanthren verwendet. Phenol und Phenanthren sind typische Schadstoffe, die im Bereich von ehemaligen Industriestandorten wie Stahlhütten, Kokereien, Gaswerken und Raffinerien auftreten. Die physikalischchemischen Eigenschaften der eingesetzten Schadstoffe sind in Tabelle 2 aufgeführt. Dabei ist K<sub>ow</sub> [-] der Oktanol-Wasser-Verteilungskoeffizient. Je größer K<sub>ow</sub> ausfällt, desto lipophiler bzw. hydrophober ist eine Substanz. MAK ist die maximal zulässige Arbeitsplatzkonzentration des jeweiligen Schadstoffes.

Parameter	Phenol	Phenanthren
Molmasse [g/mol]	94,11	178,2
Dichte [g/cm <sup>3</sup> ]	1,07	1,06
Siedepunkt [°C]	182	336
Dampfdruck [kPa]	0,03	6,8·10 <sup>-4</sup>
Wasserlöslichkeit [mg/l] bei 20°C	84.000	0,824
K <sub>ow</sub> [-]	29	37.153
MAK [mg/m³]	19	0,02

Tab.2: Physikalisch-chemische Eigenschaften der verwendeten Schadstoffe.

# Polyaromatische Kohlenwasserstoffe (Beispielschadstoff: Phenanthren):

Die Stoffgruppe der polyaromatischen Kohlenwasserstoffe (PAK) umfasst über 300 Einzelverbindungen, die zum Teil krebserregend und erbgutverändernd sind. Ein möglichst effektiver Rückhalt dieser Schadstoffe ist infolgedessen von wesentlicher Bedeutung für den Schutz der umgebenden nicht kontaminierten Bereiche. PAK sind schwerflüchtig, weisen nur eine geringe Wasserlöslichkeit auf und werden von Feststoffen vergleichsweise stark sorbiert.

# Phenol:

Phenol ist in seiner Toxizität niedriger einzustufen als z.B. Phenanthren (siehe MAK-Werte Tab.2). Aufgrund seiner guten Wasserlöslichkeit sollten bei Phenol aber auch nur in geringem Maße sorptive Wechselwirkungen mit der Feststoffmatrix auftreten.

# 3 Versuche

#### 3.1 NMR-Versuche

Die Kernmagnetische Resonanz (NMR eng: nuclear magnetic resonance) bietet einen breiten Anwendungsbereich für die zerstörungsfreie Untersuchung wasserführender poröser Materialien. Aus den Ergebnissen von Relaxationszeitverteilungsmessungen ( $T_2$ ), können Porengrößenverteilungen abgeschätzt werden. In Materialien, die wie die hier untersuchten Dichtwandmassen ihre Porenraum- und Matrixeigenschaften bei Trocknung verlieren würden, kann die NMR Gasadsorptionsuntersuchungen bzw. die Quecksilberporosimetrie ersetzen.

Die Methoden der PFG NMR dienen zur Ermittlung von Diffusionskoeffizienten und das Ziel der Cryoporometrie liegt in der genauen Bestimmung kleinster Porengrößen [4]. Die Verfahren werden im Folgenden kurz beschrieben.

#### Relaxationszeitmessungen

Die Beobachtungsgröße in einem NMR-Experiment ist die makroskopische Magnetisierung. Diese ergibt sich als Summe der einzelnen magnetischen Kernmomente der positiv geladenen, in einem äußeren Magnetfeld rotierenden, Atomkerne (z.B. <sup>1</sup>H des Wassers). Im statischen Magnetfeld  $B_0$  richten sich die ansonsten ungeordneten magnetischen Kernmomente vorzugsweise parallel zum Magnetfeld aus, wodurch sich die makroskopische Magnetisierung bildet. Sie besitzt im Gleichgewicht nur eine Komponente parallel zu B<sub>0</sub> (longitudinale Magnetisierung), kann jedoch mittels senkrecht zum äußeren Magnetfeld eingestrahlter Hochfrequenz-Impulse kurzzeitig aus der Gleichgewichtslage ausgelenkt werden (transversale Magnetisierung). Beispielsweise wird die Impulslänge so gewählt, dass eine Auslenkung um einen Winkel von 90° stattfindet. Nach dem Ende des Hochfrequenz-Impulses zerfällt die transversale Magnetisierung. Dieser Prozess wird als transversale Relaxation bezeichnet und beruht auf dem Energieaustausch zwischen den einzelnen Kernspins. Außerdem kehren die Kernspins durch Energieaustausch mit der Umgebung wieder in die Ausgangslage parallel zu  $B_0$  zurück (longitudinale Relaxation). Im NMR-Experiment wird der zeitliche Verlauf der transversalen Magnetisierung gemessen. Die transversale Relaxation von <sup>1</sup>H-Kernen freier Flüssigkeiten (z.B. von Wasser oder leichten Kohlenwasserstoffen) ist durch einen exponentiellen Abfall der gemessenen Signalintensität mit der Zeitkonstanten  $T_2$  (transversale Relaxationszeit) gekennzeichnet, wobei T2-Zeiten von mehreren Sekunden auftreten können. Befinden sich diese Flüssigkeiten dagegen in engen Poren, tritt eine direkte Proportionalität der  $T_2$ -Zeit zur Porengröße auf. Grund ist die mit abnehmender Porengröße verstärkte Wechselwirkung der <sup>1</sup>H-Kernen mit der Porenwand. Liegt im Material eine Porengrößenverteilung vor, so ergibt sich ein multiexponentielles Abklingen des NMR-Signals und entsprechend eine Verteilung von T2-Relaxationszeiten. Alle in der Probe befindlichen <sup>1</sup>H-Kerne von Flüssigkeiten werden mit dieser NMR-Methode beobachtet. Die Anfangsintensität des aufgezeichneten Signals ist somit direkt proportional zum Flüssigkeitsgehalt.

Bei wasserhaltigen Proben lassen sich folglich der Wassergehalt und die Porengröße des vom Wasser eingenommenen Porenvolumens mit der NMR-Relaxometrie messen.

Für die hier vorgestellten Relaxationszeituntersuchungen wurden die Dichtwandproben (2 cm Durchmesser) im stationären Feld des Permanentmagneten ( $B_0 = 0,2$  T) eines Niedrigfeld NMR-Spektrometers mit der CPMG-Impulsfolge untersucht [5].

#### Diffusionsmessungen (PFG NMR)

Im Gegensatz zu Tracerversuchen werden die zu untersuchenden Moleküle bei Diffusionsmessungen mittels PFG NMR durch ein inhomogenes Magnetfeld, welches die makroskopische Magnetisierung ortsabhängig verdreht, "markiert" [6]. Während der Impulsfolgen wird dem externen Magnetfeld B<sub>0</sub> kurzzeitig ein ortsabhängiges Magnetfeld der Form  $B_{inh}(z) = qz$  überlagert, wobei q und z den gepulsten magnetischen Feldgradient (eng: pulsed field gradient) bzw. die Ortskoordinate darstellen. Nach dem anschließenden Diffusions- oder Beobachtungszeitraum folgt die Überlagerung mit einem entgegengesetzt orientierten, ortsabhängigen Magnetfeld. Bewegen sich die Moleküle während der Beobachtungszeit (t) von ihrem Ausgangsort fort, so erfahren sie durch den zweiten Gradientenimpuls keine vollständige Refokussierung. d.h. Rückdrehung der makroskopischen Magnetisierung, und die gemessene Signalintensität ist im Vergleich zur Anfangsintensität gedämpft. Durch Anwendung verschieden starker Gradienten bei gleich bleibender Beobachtungszeit, ist die Berechnung des Diffusionskoeffizienten aus der Dämpfung der Signalintensität möglich. Die Zeitabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten kann dabei in porösen Materialien oft mit Gl. (5) beschrieben werden, wobei a einen konstanten Faktor bezeichnet. Im Falle der freien (unbehinderten) Diffusion ist der Diffusionskoeffizient unabhängig von der Beobachtungszeit ( $\kappa$  = 0). Liegt eine -1/t-Abhängigkeit ( $\kappa = -1$ ) vor, so findet die Diffusion nur in voneinander isolierten Poren statt (behinderte Diffusion). Im Fall  $0 > \kappa > -1$  bezeichnet man den vorliegenden Diffusionsprozess als anormale Diffusion.

 $D=a \cdot t^{\kappa}$ 

(5)

Die mittlere Diffusionslänge *I*<sub>diff</sub> [L] ist die Strecke, die die Wassermoleküle während einer gegebenen Beobachtungszeit im Mittel zurücklegen. *I*<sub>diff</sub> ergibt sich aus:

$$I_{\text{diff}} = \sqrt{6 \cdot a} \cdot t^{\left(\frac{k+1}{2}\right)} \tag{6}$$

Trägt man das Quadrat der mittleren Diffusionslänge gegen die Beobachtungszeit auf und nähert den Verlauf des Graphen über ein gewisses Diffusionszeitintervall mit einer Geraden, so ergibt sich aus dem Anstieg ein mittlerer effektiver Diffusionskoeffizient.

Die PFG NMR-Selbstdiffusionsmessungen für Wasser wurden an Dichtwandproben von 7 mm Durchmesser im Feld eines supraleitenden Magneten ( $B_0 = 9,1$  T) durchgeführt. Da Wasser als idealer Tracer betrachtet werden kann, also keine sorptiven Wechselwirkungen vorliegen, entsprechen die berechneten Diffusionskoeffizienten dem effektiven Selbstdiffusionskoeffizienten D<sub>eff,s</sub>. Für die Berechnung der Impedanzen bzw. Tortuositäten wurde der mittlere effektive Diffusionskoeffizient verwendet.

#### Cryoporometrie

Verglichen mit der Quecksilberdruckporosimetrie ist die Cryoporometrie eine zerstörungsfreie Methode, mit deren Hilfe auch kleinste Porengrößen im nm-Bereich aufgelöst werden können [7]. Das Prinzip der Cryoporometrie basiert auf dem GIBBS-THOMSON-Effekt, der die umgekehrte Proportionalität zwischen der Schmelzpunkterniedrigung ( $\Delta T_m$ ) von Wasser in einem porösen System und der Porengröße beschreibt. Da zudem die Relaxationszeiten gefrorenen Wassers unterhalb der Nachweisgrenze gängiger NMR-Geräte liegen, können aus der während des langsamen Auftauprozesses der Probe gemessenen Signalintensität Porengrößen (*b*) berechnet werden (8). Die Konstante *k* ist aus Kalibrationsmessungen zu 6,2·10<sup>-8</sup> Km bekannt.

$$b = \frac{k}{\Delta T_{\rm m}} \tag{7}$$

In der Baustoffforschung finden NMR Relaxometrie, Diffusometrie und Cryoporometrie u.a. bei der Untersuchung zementhaltigen Materialien Anwendung [4, 8].

## 3.2 Sorptionsversuche

#### Versuchsdurchführung

Ziel der Sorptionsversuche ist es, die relative Schadstoffverteilung zu ermitteln, die sich unter Gleichgewichtsbedingungen zwischen einem Feststoff (Dichtwandmasse) und Wasser einstellt. Die Versuche wurden mit den Dichtwandmassen Na-230 und Na-230 S und den Schadstoffen Phenol bzw. Phenanthren durchgeführt. Pro Masse wurden Versuche mit 5 verschiedenen Schadstoffkonzentrationen c<sub>0</sub> (Anfangskonzentration der wässrigen Lösung) angesetzt (Tab. 3).

Eine 28 Tage alte Probe der jeweiligen Dichtwandmasse wurde zunächst zerkleinert und zusammen mit entionisiertem Wasser in Glasgefäße gegeben und diese verschlossen.

Danach erfolgte die Schadstoffdotierung der Proben durch Injektion von Schadstofflösung. Anschließend wurden die Proben bei 20°C gelagert und zweimal täglich auf dem Rütteltisch jeweils eine Stunde geschüttelt. Nach 48 Stunden wurde die wässrige Phase abzentrifugiert und filtriert.

Phenol			PI	nenanthren	
Konzentrations- stufe Dichtwandmasse		Konzentrations- stufe	Dichtwandmasse		
c <sub>0</sub> [mg/l]	Na-230	Na-230 S	c₀ [µg/l]	Na-230	Na-230 S
3			25		
10			50		
30	W/S=5	W/S=5	100	W/S=7	W/S=11.800
100			250		
300			500		

Tab.3: Matrix der Sorptionsversuche. W/S: Gewichtsverhältnis wässriger Lösung zu Feststoff. c<sub>0</sub> Anfangskonzentration der wässrigen Phase.

Die quantitative Bestimmung der Phenanthren- bzw. der Phenolkonzentration erfolgte durch Hochleistungsflüssigkeitschromatographie (HPLC) mit Fluoreszenz- bzw. UV-Detektion. Die Phenanthrenproben wurden vor der Messung mit einem internen Standard (Naphtalin) versetzt und mit Cyclohexan ausgeschüttelt (1000 µl Lösung, 500 µl Cyclohexan, 5 µl interner Standard). Bei der Bestimmung der Phenolkonzentration war keine weitere Probenvorbereitung notwendig.

Die Quantifizierung der Schadstoffkonzentrationen erfolgte dann mit Hilfe des Programms (Waters Maxima) durch die Integration der Peak-Flächen. Im Fall des Phenols wurde gegen einen externen Standard (Eichreihe über mehrere Konzentrationsstufen) gemessen.

#### Versuchsauswertung

Die Schadstoffkonzentration der wässrigen Lösung zu Versuchsbeginn c<sub>0</sub> [M/L<sup>3</sup>] (z.B. mg/l) ergibt sich aus der bekannten Menge an vorgelegtem Wasser sowie der bekannten Menge und Konzentration der zudosierten Schadstofflösung. Der Feststoff ist zu Versuchsbeginn frei von Schadstoffen.

Nach Durchführung des Sorptionsversuches hat sich ein Gleichgewicht zwischen dem in Lösung vorliegenden und dem am Feststoff sorbierten Schadstoffanteil eingestellt. Die Schadstoffkonzentration der wässrigen Lösung c<sub>w</sub> [M/L<sup>3</sup>] wird gemessen. Mit Hilfe von Gleichung 8 kann dann der am Feststoff sorbierte Schadstoffanteil c<sub>s</sub> [M/M] berechnet werden.

$$C_{s} = C_{0} - C_{w} \tag{8}$$

Trägt man für alle 5 verwendeten Konzentrationsstufen  $c_s$  in Abhängigkeit von  $c_w$  auf, so ergibt sich eine Sorptionsisotherme.

Die Ergebnisse der Sorptionsversuche konnten am besten durch eine FREUNDLICH-Sorptionsisotherme beschrieben werden (Gleichung 9):

$$\mathbf{c}_{s} = \mathbf{K}_{F} \cdot \mathbf{C}_{w}^{\binom{1}{n}} \tag{9}$$

Dabei ist  $K_F$  [(L<sup>3</sup>/M)<sup>n</sup>] der FREUNDLICH-Sorptionskoeffizient und n [-] eine empirische Konstante. Je größer der Sorptionskoeffizient  $K_F$  ausfällt, desto stärker wird der Schadstoff von der Feststoffphase (Dichtwandmasse) sorbiert.

Der Verteilungskoeffizient  $K_d$  [L<sup>3</sup>/M] gibt die relative Schadstoffverteilung zwischen dem Feststoff und der wässrigen Lösung an (Gleichung 10):

$$K_{d} = \frac{C_{s}}{C_{w}}$$
(10)

Zwischen K<sub>d</sub> und K<sub>F</sub> besteht folgende Beziehung (Gleichung 11):

$$K_{d} = K_{F} \cdot C_{w}^{(\frac{1}{n})-1}$$
(11)

Aus der Sorptionsisotherme werden die Werte für K<sub>F</sub> und 1/n abgeleitet. Für 1/n = 1 ist die Sorptionsisotherme linear und K<sub>F</sub> entspricht K<sub>d</sub>. In allen anderen Fällen muss zur Berechnung von K<sub>d</sub> für eine Schadstoffkonzentration c<sub>w</sub> vorgegeben werden.

Bei bekanntem  $K_d$  kann dann mit Hilfe von Gleichung 12 der Retardationskoeffizient R [-] berechnet werden.

$$R = 1 + \frac{\rho_d \cdot K_d}{n_e}$$
(12)

Dabei ist  $\rho_d$  [M/L<sup>3</sup>] die Trockendichte der verwendeten Dichtwandmasse und n<sub>e</sub> [-] der effektive diffusionswirksame Porenraum. Die Trockendichte der untersuchten Dichtwandmassen Na-230 und Na-230 S beträgt 230 kg/m<sup>3</sup>. Der effektive diffusionswirksame Porenraum von feststoffarmen Dichtwandmassen entspricht zwischen 20 % und 50% der Gesamtporosität n [-] [3]. Bei den vorliegenden Berechnungen wurde vom schlechtest möglichen Fall, also einem Anteil von 50% ausgegangen. Mit n = 0,91 ergibt sich demnach ein effektiv diffusionswirksamer Porenraum n<sub>e</sub> von 0,46.

#### 4 Ergebnisse

#### 4.1 NMR-Versuche

#### 4.1.1 Zeitabhängiger effektiver Selbstdiffusionskoeffizient

Aus der Zeitabhängigkeit der effektiven Selbstdiffusionskoeffizienten  $D_{\text{eff,s}}$  (Abb. 2) kann auf anormale Diffusion geschlossen werden (-0,5 <  $\kappa$  < -0,3). Dies bedeutet, dass der Selbstdiffusionsprozess durch die Struktur der Feststoffmatrix zwar behindert wird, jedoch nicht in abgeschlossenen Porenräumen stattfindet. Die während der Beobachtungszeit von 240 ms von den Wassermolekülen zurückgelegten mittleren Wegstrecken betragen maximal 0,35 µm (Abb. 3). Mit zunehmendem Feststoffgehalt sinken die während gleicher Zeiten zurückgelegten Wegstrecken sowie die mittleren effektiven Selbstdiffusionskoeffizienten (Tab. 4). Eine Feststofferhöhung führt somit zu einer verstärkten Behinderung der Selbstdiffusion durch die Porenraumgeometrie der Dichtwandmasse (Tortuosität). Bei gleich bleibendem Feststoffgehalt führt die Zugabe von Füllstoffen zu größeren mittleren Selbstdiffusionskoeffizienten, also zu einer schnelleren Selbstdiffusion.



Abb. 2: Zeitabhängigkeit des mittels PFG NMR bestimmten effektiven Selbstdiffusionskoeffizienten von Wasser in Dichtwandmassen mit verschiedenen Feststoff- und Füllergehalten (Mittelwert aus Messungen an je drei Proben).



Abb. 3: Während der Beobachtungszeit von den Wassermolekülen zurückgelegte mittlere Wegstrecke in Dichtwandmassen mit verschiedenen Feststoff- und Füllergehalten.

	maittella man a ff a latin an	luces a slaves	1	T + + + + + + + + + + + + + + + + +	
Dichtwandmassen i	nit verschiedenen Feststoff- und	Füllergehalten.			
Tab.4: Mittlere effe	ktive Selbstdiffusionskoeffiziente	n, Impedanzen	und To	ortuositäten	von

Dichtwand- masse	mittlerer effektiver Selbstdiffusionskoeffizient [m²/s]	Impedanz [-]	Tortuosität [-]
Na-230	2,2·10 <sup>-13</sup>	1.10-4	10.000
Na-400	1,7·10 <sup>-13</sup>	8·10 <sup>-5</sup>	12.941
Na-600	9,5·10 <sup>-14</sup>	4·10 <sup>-5</sup>	23.157
Na-600F	1,3·10 <sup>-13</sup>	6·10 <sup>-5</sup>	16.923

#### 4.1.2 Porenraumverteilung

Die Relaxationszeitmessungen ergaben eine signifikante Abhängigkeit der mittleren transversalen Relaxationszeit  $T_2$  (Abb. 4) sowie der Anfangsintensität des NMR-Signals (Abb. 5) vom Feststoffgehalt der Dichtwandmasse. Mit zunehmendem Feststoffgehalt sinken beide Messgrößen, was auf die Abnahme der mittleren Porengröße bzw. des Gehalts an Porenwassers schließen lässt. Bei gleichem Feststoffgehalt zeigt die füllerhaltige Rezeptur größere Relaxationszeiten bzw. Anfangssignalintensitäten. Die Füllerzugabe führt also zu einem Anstieg des Porenwassergehalts und zu einer Zunahme der mittleren Porengröße. Darüber hinaus weist die füllerhaltige Dichtwandmasse im Gegensatz zu den anderen Proben zwei gut ausgeprägte Relaxationszeitmaxima auf (Abb. 5).

Die Auswertung der Ergebnisse aus Cryoporometrieversuchen an Dichtwandproben der Feststoffgehalte 230 kg/m<sup>3</sup> und 600 kg/m<sup>3</sup> ergaben eine Schmelzpunkterniedrigung um 0,6 K und 1,7 K, woraus eine mittlere Porengröße von 0,11 µm bzw. 0,04 µm abzuleiten ist.



Abb. 4: Mittlere Relaxationszeit  $T_2$  und Signalintensität des Wassers in Dichtwandmassen mit verschiedenen Feststoff- und Füllergehalten.



Abb. 5: Relaxationszeitverteilung des Wassers in Dichtwandmassen mit verschiedenen Feststoff- und Füllergehalten.

#### 4.2 Sorptionsversuche

#### 4.2.1 Phenolsorption an unterschiedlichen Dichtwandrezepturen

Bei den Sorptionsversuchen mit Phenol und der Dichtwandmasse Na-230 lag die Sorption unterhalb der Nachweisgrenze. Der diffusive Transport von Phenol durch diese Dichtwandmasse wird also nicht durch sorptive Wechselwirkungen retardiert. Der Retardationskoeffizient R ist demzufolge gleich 1 und die Behinderung des Phenoltransportes resultiert einzig aus der Tortuosität der Dichtwandrezeptur.

Im Fall der Dichtwandmasse Na-230 S ergab sich demgegenüber eine signifikante Sorption der Phenolmoleküle (Abb. 6). Der FREUNDLICH-Sorptionskoeffizient K<sub>F</sub> beträgt 12,16 und 1/n liegt bei 0,38. Für eine angenommene Phenolkonzentration von 100 mg/l in der wässrigen Lösung ergibt sich somit ein Verteilungskoeffizient K<sub>d</sub> von 0,46. Bei dieser Lösungskonzentration beträgt der Retardationskoeffizient R=1,34. Im Vergleich zur Standardmasse Na-230 (R=1) verlangsamt sich die Geschwindigkeit des Schadstofftransportes um 34 %.


Abb. 6: Sorptionsisotherme für Phenol. Dichtwandmasse Na-230 S.

#### 4.2.2 Phenanthrensorption an unterschiedlichen Dichtwandrezepturen

Bei den Sorptionsversuchen mit Phenanthren war sowohl im Fall der Standardrezeptur Na-230 als auch bei der optimierten Dichtwandmasse Na-230 S eine signifikante Schadstoffsorption festzustellen (Abb. 7). Der FREUNDLICH-Sorptionskoeffizient von Na-230 S (K<sub>F</sub>= 28.641) liegt dabei deutlich über dem Koeffizienten von Na-230 (K<sub>F</sub>=132,87). Bei gleicher Konzentration der Schadstofflösung wird von der optimierten Dichtwandmasse Na-230 S ein um den Faktor 215 größerer Schadstoffanteil sorbiert.

Aus der verstärkten Phenanthrensorption der optimierten Dichtwandmasse Na-230 S resultiert ein deutlich erhöhter Retardationskoeffizient. Während sich bei der Standardmasse Na-230 für eine Schadstoffkonzentration von 100  $\mu$ g/l ein Retardationskoeffizient von 44 ergibt, erreicht Na-230 S einen Wert von R =3.945.

Die verstärkte Schadstoffsorption im Fall der Dichtwandmasse Na-230 S verringert demnach die Geschwindigkeit, mit der sich die Schadstofffront durch die Dichtwandmasse bewegt, um den Faktor 170.



Abb. 7: Sorptionsisotherme für Phenanthren. Dichtwandmassen Na-230 und Na-230 S.

#### 5 Diskussion

Sowohl die Ergebnisse der Relaxationszeitmessungen sowie der Selbstdiffusionsmessungen und der Cryoporometrie ergeben ein einheitliches Bild des Zusammenhanges zwischen Feststoffgehalt der Dichtwandmasse und Porenraumeigenschaften. Mit zunehmendem Anteil an Feststoffen sinken die Relaxationszeiten, was ein eindeutiger Hinweis auf eine Reduktion der mittleren Porengröße ist. Bestätigung findet diese Vermutung in den Ergebnissen der Cryoporometrie, deren Auswertung für eine feststoffreiche Dichtwandmasse erwartungsgemäß deutlich kleinere Porengrößen erbrachte als sie für den feststoffarmen Fall nachgewiesen werden konnten.

Darüber hinaus führt eine Zunahme des Feststoffgehaltes zu einer Abnahme der mittleren effektiven Selbstdiffusionskoeffizienten und somit zu einem Anstieg der Tortuosität. Der diffusive Stofftransport wird durch die Porenraumgeometrie der untersuchten Dichtwandmassen also umso stärker behindert, je höher der Feststoffgehalt der Masse ist. Die Zugabe von Füllstoffen hingegen führt zu einer Vergrößerung der mittleren Porengröße; im Vergleich mit einer Dichtwandmasse gleichen Feststoffgehaltes ohne Füller lassen sich längere mittlere Relaxationszeiten nachweisen. Zudem ist die füllerhaltige Masse durch zwei Maxima in der Relaxationszeitverteilung charakterisiert, woraus geschlussfolgert werden kann, dass der hohe Anteil an nicht-hydratisierenden Füllstoffen zu einer deutlichen Aufteilung des Porenraumes in Poren mit großen und Poren mit kleinen Porenradien führt. Wie die höheren mittleren effektiven Selbstdiffusionskoeffizienten zeigen, bewirkt der Einsatz von Füllern eine verringerte Behinderung des diffusiven Transportes durch die Porenraumgeometrie der Dichtwandmasse.

Über das mit der PFG NMR zugängliche Beobachtungszeitintervall zeigen alle Materialien eine anormale, d.h. zeitabhängige Diffusion. Ursache sind die mit zunehmender Beobachtungszeit und zunehmendem Feststoffgehalt häufigeren Wechselwirkungen der Wassermoleküle mit den Porenwänden.

Alle untersuchten Dichtwandproben zeichnen sich durch sehr geringe Selbstdiffusionskoeffizienten aus. Die berechneten Impedanzfaktoren liegen unter den entsprechenden Werten aus Diffusionsversuchen mit tritiertem Wasser [9]. Die Ursache für diesen Unterschied liegt hauptsächlich in der größeren Homogenität der für die PFG NMR-Messungen zur Verfügung stehenden Proben begründet. Eventuell auftretende mikroskopische Störungen in den kleinen Probenvolumina haben auf den kurzen beobachteten Diffusionswegen keinen relevanten Einfluss auf die Messung der Selbstdiffusionskoeffizienten.

Sieht man von der Beschränkung kleiner Probengrößen ab, stellt die PFG NMR eine zeitsparende Möglichkeit der zerstörungsfreien Messung von Selbstdiffusionskoeffizienten dar. Die NMR-Relaxometrie ist zudem für Materialien, deren strukturelle Integrität auf dem Vorhandensein von Wasser beruht, die einzige zerstörungsfrei arbeitende Methode, mit deren Hilfe Aussagen über Porengrößen und Porenraumverteilungen getroffen werden können.

Der Eintrag von polyaromatischen Kohlenwasserstoffen (PAK) in die Dichtwandmassen wurde beispielhaft an der Verbindung Phenanthren nachvollzogen. PAKs sind schwerflüchtig und weisen eine geringe Wasserlöslichkeit auf. Aufgrund der hohen Toxizität vieler PAKs kommt dem effektiven Rückhalt dieser Schadstoffe durch die Dichtwandeinkaspelung eine hohe Bedeutung zu. Wie die durchgeführten Sorptionsversuche zeigten, findet bereits im Fall der feststoffarmen Standardrezeptur Na-230 eine signifikante Sorption und somit eine Retardation von Phenanthren statt (R=44). Durch den Einsatz der optimierten Rezeptur Na-230 S, die bei gleichem Feststoffgehalt ein hochsorptives Additiv enthält, konnte die Schadstoffretardation drastisch um das 170fache gesteigert werden.

Das gut wasserlösliche Phenol wurde von der feststoffarmen Masse Na-230 nicht sorbiert. Bei der Verwendung der optimierten Dichtwanmasse Na-230 S konnte hingegen eine signifikante Sorption (K<sub>F</sub>=12,16) und dadurch im Vergleich zur Standardprobe eine Verlangsamung des Schadstofftransportes um 34% erreicht werden. Auch bei vergleichsweise gut wasserlöslichen Schadstoffen kann das Schadstoffrückhaltevermögen der Dichtwandmasse also durch den Einsatz von Additiven mit hohem Soprtionspotential gesteigert werden.

Aus den Ergebnissen der NMR-Versuche lassen sich die Parameter D<sub>eff,s</sub> bzw. T und aus den Sorptionsversuchen der Retardationskoeffizient R ableiten. Die Kenntnis dieser Parameter sowie des Durchlässigkeitsbeiwertes der Dichtwandmasse ermöglicht es mit Hilfe entsprechender Transportmodelle den in situ auftretenden Schadstofftransport zu modellieren. Hierdurch kann abgeschätzt werden, über welchen Zeitraum eine mit dieser Dichtwandmasse hergestellte, fehlstellenfreie Dichtwand unter den vor Ort gegebenen hydraulischen Bedingungen einen Durchbruch der Schadstofffront verhindert. Diese Modellierungen sollen in folgenden Arbeitsschritten für verschiedene Dichtwandmassen und unterschiedliche Schadstoffspezies durchgeführt und ausgewertet werden. Der Einsatz der NMR ermöglicht es dabei mit einem geringen Aufwand, zerstörungsfrei und in sehr kurzer Zeit die Tortuosität verschiedener Dichtwandmassen zu bestimmen und somit eine geeignete Rezeptierung zu ermitteln.

#### Zusammenfassung

Um eine erfolgreiche Sicherung von Altlasten durch Dichtwandumschließungen zu erreichen, muss die eingesetzte Dichtwandmasse neben dem advektiven auch den diffusiven Schadstofftransport in den umgebenden unbelasteten Bereich minimieren. Mit Hilfe der kernmagnetischen Resonanzspektroskopie wurden an 4 unterschiedlichen Dichtwandrezepturen Diffusionsversuche durchgeführt. Fine Erhöhung des Feststoffgehaltes führte zu einer Abnahme der mittleren Porengröße sowie des effektiven Selbstdiffusionskoeffizienten bzw. einer Zunahme der Tortuosität. zu Die Porenraumgeometrie feststoffreicher Dichtwandmassen behindert den diffusiven Stofftransport demnach stärker als die feststoffarmer Massen. Bei aleichem Feststoffaehalt führte der Einsatz von Füllern zu einem Anstieg der mittleren Porengröße und einem beschleunigten diffusiven Transport.

Der Schadstofftransport in einer Dichtwandmasse kann zudem durch eine verstärkte Schadstoffsorption verlangsamt werden. Eine Dichtwandrezeptur mit einem hochsorptiven Additiv zeigte im Vergleich zu einer Standardrezeptur eine 170mal stärkere Retardation des PAK Phenanthren. Der Transport des gut wasserlöslichen Phenol kann durch den Einsatz der additivhaltigen Rezeptur um 34% verlangsamt werden.

#### Danksagung

Wir danken Prof. Kopinga (TU Eindhoven) für die Unterstützung bei der Durchführung der Cryoporometrie Experimente. W. Schönfelder und F. Stallmach danken der DFG für die finanzielle Unterstützung im Rahmen des Internationalen Graduiertenkollegs "Diffusion in Porous Materials" (GK 1056).

#### Literatur

- MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; ROGNER, J. & FRIEDRICH, W. (1991): Einfluß der Versuchsrandbedingungen auf die Ergebnisse von Dichtwanduntersuchungen.- Bautechnik, 68:421-425.
- [2] HOLZBECHER, E. (2005): Grundwassermodellierung II (html-Datei zur Vorlesung).http://www.web.fu-berlin.de/hydrogeologie/lehr\_html/TransModel/page5.htm.

- [3] FÖRSTNER, U.; WIENBERG, R. & GERTH, J. (1995): Biochemische Dauerbeständigkeit und Schadstofftransport bei innovativen Baustoffen für die Altlastensanierung.- BMBF-Verbundvorhaben Weiterentwicklung von Deponieabdichtungssystemen, Teilvorhaben 60, 231 S.
- [4] CALLAGHAN, P.T. (1991): Principles of Nuclear Magnetic Resonance Microscopy.-Clarendon Press, Oxford.
- [5] FRIEDEMANN, K., STALLMACH, F., KÄRGER, J.: NMR diffusion and relaxation studies during cement hydration – A non-destructive approach for clarification of the mechanism of internal post curing of cementitious materials, Cement and Concrete Research, in press.
- [6] KÄRGER, J., STALLMACH, F., (2005): PFG NMR Studies of Anomalous Diffusion, in: Diffusion in Condensed Matter, Hrsg: HeITJANS, P., KÄRGER, J., Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- [7] VALCKENBORG, R., PEL, L., KOPINGA, K. (2000): Cryoporometry and relaxation of water in porous materials, Proceedings of the 15th EENC.
- [8] VALCKENBORG, R., (2001): NMR on technological porous materials, Diss, Eindhoven University of Technology.
- [9] WIENBERG, R. (1998): Diffusionsuntersuchungen und Transportberechnungen zum Schadstoffrückhaltevermögen mineralischer Dichtwandmassen. Altlasten Spektrum, Heft 5/98, 274-280.

Anschriften der Autoren:

Dr. Jörg Dietrich Anneliese Baustoffe für Umwelt und Tiefbau GmbH Neubeckumer Str. 92 59320 Ennigerloh joerg.dietrich@heidelbergcement.com

Dr. Andreas Märten Anneliese Baustoffe für Umwelt und Tiefbau GmbH Neubeckumer Str. 92 59320 Ennigerloh andreas.maerten@heidelbergcement.com

Dr. habil. Frank Stallmach Universität Leipzig Fakultät für Physik und Geowissenschaften Linnéstr. 5 04103 Leipzig <u>stallmac@physik.uni-leipzig.de</u> Dipl. Geophys. Wiete Schönfelder Universität Leipzig Fakultät für Physik und Geowissenschaften Linnéstr. 5 04103 Leipzig w.schoenfelder@physik.uni-leipzig.de

Dr. Volker Klapperich Anneliese Baustoffe für Umwelt und Tiefbau GmbH Neubeckumer Str. 92 59320 Ennigerloh volker.klapperich@heidelbergcement.com

# **DiWa-mix**®



## **Dichtwandbaustoff mit Tradition**

### Anneliese Baustoffe für Umwelt und Tiefbau GmbH & Co. KG

#### Kontakt

#### Niederlassung Südwest

Neubeckumer Straße 92 D-59320 Ennigerloh Tel.: +49-2524-29-830 Fax: +49-2524-29-815 Rohrbacher Straße 95 D-69181 Leimen Tel.: +49-6224-703-519 Fax: +49-6224-703-521 Walhalla Kalk GmbH & Co.KG Lizenznehmer Südost für AZBUT<sup>®</sup> Dichtwandstoffe

Donaustaufer Straße 207 D-93055 Regensburg Tel.: +49-941-4025-0 Fax: +49-941-4025-510

info.azbut@heidelbergcement.com · www.azbut.de

verkauf@walhalla-kalk.de





#### UNTERSUCHUNGEN ZUM EINFLUSS EINER FASERBEWEHRUNG AUF DIE INTEGRITÄT UND TRAGFÄHIGKEIT VON EINPHASEN-DICHTWÄNDEN

Dr.-Ing. Chr. Scholz, Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann

#### 1. Einleitung

Dichtwände stellen für den Bereich der Altlastensicherung und für temporäre Baumaßnahmen eine Alternative zu herkömmlichen Abdichtungssystemen dar. Sie können im Einphasen- bzw. Zweiphasen-Verfahren hergestellt wurden.

Bei der Ausführung von Dichtwänden im Einphasen-Verfahren stützt eine zunächst fließfähige Bentonit-Bindemittel-Suspension den offenen Schlitz während seiner Herstellung. Die selbsterhärtende Stützflüssigkeit verbleibt nach dem Abteufen im Schlitz und härtet zur eigentlichen Einphasen-Dichtwandmasse (DWM) aus. Konventionelle Einphasen-Dichtwände übernehmen in der Folge ausschließlich abdichtende Funktionen. Der gezielte Eintrag von Lasten ist ohne Zusatzmaßnahmen nicht möglich.

Im Rahmen des vorliegenden Beitrags wird eine Möglichkeit zur Verbesserung der Integrität und Erhöhung der Tragfähigkeit vorgestellt – der gezielte Eintrag von Lasten wird ermöglicht. Hierbei wird auf eine Faserbewehrung zurückgegriffen. Die Thematik wurde bei SCHOLZ [2004] untersucht und wird mit folgendem Artikel vorgestellt.

#### 2. Problemstellung

Zur Sicherstellung der Abdichtungswirkung von Dichtwandbauwerken wird ein erheblicher Aufwand betrieben. Trotz dessen geschieht die Umsetzung häufig mit einem erheblich hinter den Erwartungen zurückbleibenden Abdichtungserfolg. Die Größenordnung wird anhand des nachfolgenden Beispielbauwerkes verdeutlicht (siehe Abb. 1).



Abb. 1: Betrachtetes Beispielbauwerk (Ansicht des DWK - intaktes System)

Als seitliche Abschottung des Bauwerkes gegen anstehendes Grundwasser fungieren Einphasen-Dichtwände in einer Dicke von d = 0,80 m. Die abgewickelte Trassenlänge beträgt l = 600 m. Als Ausführungstiefe wurde 35,0 m ab Geländeoberkante (GOK) angesetzt. Der Baugrundaufbau sieht zwei Schichten vor. 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 wurde eine Grundwasserabsenkung auf -15,0 m berücksichtigt.

Im Rahmen von FE-Berechnungen wurden die theoretisch anhand von Laborwerten ableitbaren Pumpmengen und die bei einem realen Projekt zu erwartenden Pumpmengen gegenübergestellt.

Für die theoretische Durchlässigkeit wurde eine Unterteilung vorgenommen. Diese berücksichtigt den Einfluss der Temperatur auf die Hydratation und somit auf die sich einstellende Durchlässigkeit. Für marktübliche Dichtwandfertigbaustoffe, die bei Laborbedingungen von  $T = 20^{\circ}$ C gelagert und geprüft werden, kann eine Durchlässigkeit von  $k_{Subst.} = 1 \times 10^{-10}$  m/s als Mindeststandard gelten. Ab einer Tiefe von 8 - 10 m beträgt die vorherrschende Grundwassertemperatur jedoch lediglich  $T \approx 10^{\circ}$ C. Wird ein Standardbaustoff bei  $T = 10^{\circ}$ C gelagert, ergibt sich ein Anstieg der Durchlässigkeit auf  $k_{Subst.} \approx 5 \times 10^{-10}$  m/s. In in-situ Tests ist nochmals eine Erhöhung im System auf  $k_{Sys.} \approx 1 \times 10^{-08}$  m/s festzustellen. Dieser Wert entspricht der bislang i.d.R. vertraglich vereinbarten Systemdurchlässigkeit. Für die nachstehende Kostenbetrachtungen (siehe Abb. 2) wurde die theoretisch für in situ-Temperaturverhältnisse ableitbare Pumpmenge als Referenzwert zugrunde gelegt.



Abb. 2: Kostengegenüberstellung bei verschiedenen Durchlässigkeiten

Aus der Gegenüberstellung wird ersichtlich, dass eine signifikante Diskrepanz zwischen der theoretisch möglichen und der real zu erwartenden Pumpmenge besteht. Als Ursachen sind Imperfektionen des Abdichtungssystems anzuführen.

#### 3. Auswirkungen von Imperfektionen auf das Abdichtungsergebnis

Um die Relevanz potentieller Imperfektionen zu belegen, wurden am oben beschriebenen Trogbauwerk Variationsrechnungen ausgeführt. Die Dimension einzelner Imperfektionen wurde dabei so iteriert, dass aus der Substanzdurchlässigkeit von  $k_{Subst.} = 5 \times 10^{-10}$  m/s im Zusammenspiel mit einer Imperfektion die im System realisierbare Durchlässigkeit von  $k_{Sys.} = 1 \times 10^{-06}$  m/s nachgebildet werden konnte. Nachfolgende Abb. 3 verdeutlicht die Vorgehensweise anhand einer durchgehenden Sandlinse (siehe Abb. 3). Tab. 1 stellt die einzelnen Imperfektionen und deren Dimensionen gegenüber.





Abb. 3: Sandader (Ansicht und Draufsicht des DWK)

Tab.	1:	Wirkung	von	Imperfektionen
------	----	---------	-----	----------------

Imperfektion	Kurzbeschreibung	Imperfektion $\implies k_{Sys.} = 1 \times 10^{-08} \text{ m/s}$
Inhomogenitäten des Basishorizontes	hydraulisch wirksame Sandader mit $k_{10} = 1 \times 10^{-05} \text{ m/s}$	14 x 15 m² bei einer angenommenen Länge von ca. 260 m
Unterschreitung der ge- ometrischen Mindestan- forderungen im Lamel- lenüberschnittbereich	Verringerung der hydrau- lisch wirksamen Durch- strömungslänge sämtli- cher Lamellenüberschnitte	Lamellenüberschnitt: 2 mm (≈ 2,5 % der Wanddicke)
Baustoffmängel	Vergrößerung der Sub- stanzdurchlässigkeit auf $k_{Subst.} = 1 \times 10^{-07} \text{ m/s}$	Dichtwandfläche: 2.400 m <sup>2</sup> ( $\approx$ 13 $^{0}/_{0}$ der Wandfläche)
Nachbrüche	Fehlstelle mit der Durch- lässigkeit des umgeben- den Bodens $(k_{10} = 1 \times 10^{-05} \text{ m/s})$	Fehlstellenfläche: 17,5 m <sup>2</sup> z.B.: Sandeinbruch in einer Primär- lamelle über eine Höhe von 2,1 m ( $\approx$ 1 $^{0}/_{00}$ der Wandfläche)
Rissbildung	umlaufender Riss mit der Durchlässigkeit des um- gebenden Bodens (Sand)	kumulierte Rissöffnungsweite von $b_R = 2,91$ cm, z.B.: 30 Risse mit $b_R \cong 1$ mm ( $\approx 1^{0}/_{00}$ der Wandfläche)

Im Ergebnis wird deutlich, dass erst durch die Simulation sehr großvolumiger Sandlinsen die Diskrepanz zwischen Labor- und in situ-Durchlässigkeit nachgebildet werden kann. Obwohl aufgrund des gesteigerten Kostendruckes vielerorts an einer flächendeckenden Baugrunderkundung gespart wird, erscheint die Unterströmung der Dichtwand als systematische Ursache als nicht zielführend. Des Weiteren wird verdeutlicht, dass erst durch die Berücksichtigung erheblicher direkter Ausführungsmängel die Erhöhung der Restwassermenge erreicht wird. Hier ist davon auszugehen, dass das aufgezeigte Ausmaß der mangelhaften Lamellenüberschnitte und des mangelhaften Materialeinbaus durch ein gezieltes Qualitätsmanagement in jedem Fall zu erkennen sind. Der als indirekter Ausführungsmangel aufgeführte "Nachbruch" zeichnet sich durch eine geringe Fehlstellenfläche aus. Nachbrüche treten jedoch vergleichsweise selten auf und sind i.d.R. an der GOK gut erkennbar.

Als prägnant sind die geringe Anzahl und Dimension der anzusetzenden Risse einzuschätzen. So erscheinen Risse in einem Abstand von 1 m mit einer Rissöffnungsweite von ca. 1 mm als zunächst vernachlässigbar. Dass solch geringfügige Öffnungen den Abdichtungserfolg jedoch 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.".

Aus der Ergebnisdiskussion wird insgesamt deutlich, dass der Vermeidung durchgehender Risse eine größere Bedeutung zukommt, als bislang angenommen wurde. In der Konsequenz sind die in situ wirkenden Belastungssituationen detailliert zu erfassen und deren Interaktion zum mechanisch-hydraulischen Verhalten konventioneller DWM zu belegen.

#### 4. Mechanische Beanspruchungen von Einphasen-Dichtwänden aufgrund äußerer Belastungen

#### 4.1 Allgemeines

Überbeanspruchungen von Einphasen-Dichtwänden können während der Herstellung und in der Nutzungsphase auftreten. Abschätzungen hierzu können anhand numerischer Berechnungen nach der FEM vorgenommen wurden. Derartige Berechnungen können nur zu realitätsnahen Ergebnissen führen, wenn sowohl die physikalische (stoffliche) als auch die geometrische Modellierung die in situ herrschenden Randbedingungen repräsentativ abbildet.

#### 4.2 Stand der vorliegenden Untersuchungen

MAYBAUM ET AL. [1993] führten Spannungsberechnungen an einer überschütteten Einphasen-Dichtwand nach der FEM durch. Die Dichtwand wurde dabei als Kontinuum modelliert. Der Ansatz der Scherfestigkeit erfolgte nach dem MOHR-COULOMB'schen Bruchkriterium. 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. Es wird erkennbar, dass die berechneten Sicherheiten in Richtung der Dichtwandrandbereiche und mit zunehmender Tiefe abnehmen. Als kritisch sind insbesondere die Randbereiche des Dichtwandfußes anzusehen. Hier wurden für die Eckelemente lediglich Sicherheiten von  $\eta \approx 1,05$  [-] ausgewiesen.

SEMPRICH ET AL. [1998] untersuchten die Beanspruchung einer Einphasen-Dichtwand infolge einer seitlichen Müllaufschüttung. Für den Untergrund wurde ein "steife" und eine "weiche" Variante berechnet. Die Dichtwand wurde als Kontinuum mit linear elastisch-ideal plastischen Eigenschaften modelliert. Im Ergebnis wurde festgestellt, dass für den "steifen" Baugrund keine Zugspannungen ausgewiesen wurden. Für die "weichen" Kennwerte wurden unterhalb des Grundwasserspiegels Zugspannungen in Höhe von  $\sigma_{Zug} = 18,2 \text{ kN/m}^2$  berechnet. Dieser Wert ist nach SEMPRICH ET AL. als unkritisch anzusehen, da er unterhalb der Zugfestigkeit der betrachteten DWM angesiedelt ist.

Insgesamt kann anhand der vorgestellten Quellen und weiterführender Literatur gefolgert werden, dass bislang das Scherversagen als das maßgebende Versagenskriterium angesehen wurde. In den Modellierungen wurde die Dichtwand als Kontinuum mit den entsprechenden "Bodenkennwerten" für die Festigkeit angesetzt. Es ist anzumerken, dass das jeweils aufgezeigte Versagenspotential recht gering war von den Autoren als eher unkritisch eingestuft wurde.

#### 4.3 Eigene Berechnungen

#### 4.3.1 Allgemeines

Das Ziel eigener Berechnungen bestand darin, verschiedene Beanspruchungsarten auf ihre Relevanz hin zu untersuchen. Hierfür wurden mit einem Trogbauwerk und einer Deponiebaumaßnahme verschiedenartige Lastkonstellationen zugrunde gelegt.

Die Modellierung der Dichtwand wurde in einem ersten Schritt als Kontinuum vorgenommen. Da sich hierbei herausstellte, dass die Dichtwand nicht nur vertikal und lateral verschoben wird, sondern auch eine signifikante Durchbiegung erfährt, wurde in einem zweiten Schritt eine Balkenmodellierung durchgeführt. Die im Betonbau übliche Modellierung als Balken erscheint auch insofern angebracht, als moderne Fertigbaustoffe im Vergleich zu konventionell gemischten Massen der Anfangsjahre der Dichtwandtechnik erheblich an Duktilität eingebüßt haben und Betonen ähnlicher geworden sind.

#### 4.3.2 Betrachtete Baumaßnahmen

#### Systeme

Der Baugrundaufbau und das geometrische Modell des Trogbauwerkes sind in Abb. 4 dargestellt. Zum anderen wurde die in Abb. 5 dargestellte Deponiebaumaßnahme betrachtet.





Abb. 5: Baugrundaufbau und geometrisches Modell der Deponiebaumaßnahme

#### Kennwerte der Dichtwand

Spaltzugfestigkeit

undrainierte Scherfestigkeit

Reibungswinkel

Querkontraktion\*

Normalsteifigkeit

**Biegesteifigkeit** 

tension cut-off

E-Modul

num. Berechnung

Die Kennwerte verschiedener Dichtwandfertigbaustoffe wurden in Laboruntersuchungen bestimmt. Stellvertretend werden die Ergebnisse für den feststoffarmen Baustoff M I in Tab. 2 zusammengestellt. Anhand der zugehörigen Last-Verformungs-Kurven konnte gefolgert wurden, dass sich die Materialien bis zum Bruchzustand weitestgehend linear-elastisch verhalten. Für die numerische Abbildung ist es somit ausreichend, wenn das zu verwendende Stoffgesetz das Last-Verformungs-Verhalten bis zum Bruchzustand linear-elastisch abbildet. Für die Kontinuumsmodelierung kam das Bruchkriterium nach MOHR-COULOMB zur Anwendung. Zur Berücksichtigung der Zugfestigkeit wurde das tension cut-off' aktiviert.

D. Z. G	ege	nuberstellung von Laborergebnis	sen una l	Eingabewerten	TUR FE-Berechn
				Γ	ΜI
Γ		Einaxiale Druckfestigkeit	qu	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,05
	abor	Reibungswinkel	φu	[°]	0
		undrainierte Scherfestigkeit	Cu	[N/mm <sup>2</sup> ]	0,52
L	Verformungsmodul	Ev	[N/mm <sup>2</sup> ]	208,9	

σsz

φu

Cu

Е

ν

σ<sub>Z.zul</sub>

EA

EI

[N/mm<sup>2</sup>

[°]

[N/mm<sup>2</sup>]

[N/mm<sup>2</sup>]

[-]

[N/mm<sup>2</sup>]

[kN/m] [kNm<sup>2</sup>/m] 0,10

0

0,5

200

0.34

0,10

1,6 x 10<sup>05</sup>

8.533 x 10<sup>03</sup>

n

<sup>\*</sup> nach DÖHRENDAHL [2004]

#### FE-Netz

Die verwendeten FE-Netze wurden durch Dreieckelemente mit kubischem Verformungsansatz diskretisiert. Bei der Festlegung des Berechnungsausschnittes für das Trogbauwerk wurden die Empfehlungen des AK 1.6 "Numerik in der Geotechnik", Abschnitt 1 berücksichtigt. Die Modellabmessungen wurden für die Deponiebaumaßnahme übernommen.

Den Berechnungen wurden ebene Modelle zugrunde gelegt, d. h. Verformungen senkrecht zur Berechnungsebene werden vernachlässigt. Diese Vereinfachung ist legitim, da die Dichtwand ein lotrechtes und flächiges Bauteil darstellt, bei dem aufgrund der gleichförmigen Geometrie und der nahezu gleichmäßig auf das Bauteil einwirkenden äußeren Belastung keine nennenswerten Verformungen in Wandlängsrichtung zu erwarten sind (vgl. auch MEISSNER [2002]).

Die Grenzfläche zwischen der Dichtwand und dem umgebenden Boden wurde mit Interface-Elementen belegt, die dem unterschiedlichen Eindringverhalten der Dichtwandsuspension Rechnung trugen.

#### Lastfälle

1

Ċ.

In einem ersten Schritt wurde jeweils der Primärspannungszustand erzeugt. Im Anschluss wurde die Dichtwand als fertig gestellt angesetzt und mit ihrem Eigengewicht und ihren Materialeigenschaften berücksichtigt. Zur Simulation der Bauabläufe wurden verschiedene Lastfälle betrachtet.

Der Baugrubenaushub für das Trogbauwerk wurde in mehreren Phasen modelliert. Der Böschungswinkel betrug  $\beta \approx 40^{\circ}$ . Nach einer jeweiligen Aushubtiefe von 3,0 m wurde eine Berme mit einer Breite von 1,5 m angeordnet. Dem Aushub vorauseilend wurde der Grundwasserspiegel abgesenkt.

Für die Deponiebaumaßnahme wurden eine Grundwasserabsenkung um  $\Delta h$  = 1,0 m und eine Aufschüttung berücksichtigt.

#### 4.3.3 Darstellung der Ergebnisse

#### Modellierung der Dichtwand als Kontinuum

Die Dichtwand zur Erstellung des Trogbauwerkes erfuhr durch den Aushub und die Grundwasserabsenkung neben einer lateralen und vertikalen Verschiebung eine signifikante Durchbiegung (siehe Abb. 6 a+b). Die ausgewiesenen Spannungen blieben hierbei unter den in Laborversuchen ermittelten Festigkeitswerten, wie durch die Angabe der relativen Schubspannungen  $\tau_{rel}$  in Abb. 6 c verifiziert wird.

#### Modellierung der Dichtwand als Balken

In Abb. 7 a) bis d) sind die Verformungen und Beanspruchungen der Dichtwand bei Modellierung als Balken dargestellt. Die ausgewiesenen Verläufe des Biegemoments und der Querkraft entsprechen der Darstellung der ,Umhüllenden' aller Bauphasen. Diese Art der Darstellung wurde gewählt, da in den Einzelbauphasen teilweise größere Beanspruchungen als im Endzustand auftraten.



Abb. 6 a) resultierende Verschiebungen, b) horizontale Verschiebungen, c) relative Schubspannungen, Dichtwand als Kontinuum modelliert (Trogbauwerk im Endaushubzustand)



Abb. 7: a) res. Verschiebungen, b) horizontale Verschiebungen, c) Biegemomentenverlauf, d) Querkraftverlauf, Dichtwand als Balken modelliert (Trogbauwerk im Endaushubzustand)

Während die Scherfestigkeitsbetrachtung auf der Grundlage des MOHR-COULOMB'schen Kriteriums in Abb. 6 c und der Wert der maximalen Querkraft  $V_{max}$  in Abb. 7 d kein Versagen ausweisen, kann anhand des maximalen Biegemoments in Abb. 7 c auf ein Versagen des konventionellen Baustoffes *M* / geschlossen wurden. In weiteren Berechnungen wurde der Abstand zwischen der Dichtwand und der ersten Berme vergrößert. Während die Maximalwerte der relativen Schubspannungen  $\tau_{rel}$  hierbei absanken, konnte bei der Begrenzung des Biegemoments auf  $M_{Rd} = 2,05$  kNm/m keine sinnvolle Baugrubengeometrie generiert wurden. Die Ausführung einer derartigen Baugrube mit dem Baustoff *M* / ist in Frage zu stellen.

Um die Anwendungsgrenzen des Baustoffes *M I* zu erörtern, wurde die in Abb. 5 beschriebene Deponiemaßnahme untersucht. Die Haldenhöhe wurde dabei zu  $h = 30 \text{ m} (\gamma_{Abfall} \approx 15 \text{ kN/m}^3 \text{ nach KNOLL [2002])}$  festgelegt. Nachfolgende Abb. 8 gibt das System und die Ergebnisse für die Kontinuums- und die Balkenmodellierung wieder.



Abb. 8: Verwendetes System für Deponiebauwerk, Ergebnisse der Modellierung als Kontinuum (a) und als Balken (b) für eine Haldenlast von  $p = 450 \text{ kN/m}^2$ 

Anhand der Gegenüberstellung wird für die Dichtwand deutlich, dass die Scherfestigkeitsbetrachtung mit  $\tau_{rel, max} \approx 0,2$  [-] auf ein sehr hohes Sicherheitsniveau hinweist, während die Höhe des maximalen Biegemoments mit  $M_{max}$ . = 3,70 kNm/m ein Versagen des konventionellen Baustoffes *M I* ( $M_{Rd}$  = 2,05 kNm/m) anzeigt. Erst bei einer Begrenzung der Haldenhöhe auf *h* = 16 m könnte ein Biegezugversagen ausgeschlossen werden.

Zusammenfassend muss festgestellt wurden, dass bei den vorgestellten Arten der Belastung die *maßgeblichen* Beanspruchungen der Dichtwand *aus Biegebelastungen resultieren*. Die in der Literatur und Praxis bislang als ausschließlich relevant erachteten *Scherbeanspruchungen* sind dagegen als *nicht maßgebend* einzustufen. Im Interesse der mechanischhydraulischen Integrität wird daher empfohlen, Dichtwandbauwerke auf ihre maßgebliche Beanspruchungsart hin zu untersuchen und ggf. eine Biegezugertüchtigung durchzuführen. Hierfür wird im Folgenden mit der Faserbewehrung eine Erfolg versprechende Möglichkeit vorgestellt.

#### 5. Rheologische und mechanisch-hydraulische Eigenschaften faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen

#### 5.1 Allgemeines

Eine Faserbewehrung kann - wie z.B. aus dem Bereich der Faserbetone bekannt ist - eine Steigerung der aufnehmbaren Zugspannungen bei einer signifikant gesteigerten Duktilität bewirken. Ferner wird eine feiner verteilte Rissbildung und eine verminderte Rissfortpflanzung erreicht. Dies wirkt sich wiederum positiv auf den Abdichtungserfolg gerissener Betonbauteile aus und kann als primäre Voraussetzung für eine Selbstheilung angesehen werden (siehe hierzu auch SCHOLZ [2001]).

#### 5.2 Stand der vorliegenden Untersuchungen

Im Rahmen der Literatursichtung konnte eine Quelle zur Beimengung von Fasern zu DWM recherchiert wurden. Diese Beimengung erfolgte jedoch zur Verbesserung des Austrocknungsverhaltens und ist als mechanisch nicht relevant einzustufen.

Als artverwandtes Thema zur statischen Bewehrung kann die Faserbewehrung von Zweiphasen-Dichtwandmassen, bindigen Böden und Betonen angesehen werden. Aus der Auswertung der Quellen wurde jedoch deutlich, dass die relevanten Wissensstände für Zweiphasen-Dichtwandmassen und bindige Böden als vergleichsweise gering einzustufen sind. Es kann zwar auf umfangreiche Laborversuche zum Spannungs-Verformungs-Verhalten und zur Durchlässigkeit zurückgegriffen wurden, jedoch existieren keine Modelle bzw. Bemessungsansätze. Für Stahlfaserbetone gilt, dass sie bereits tief greifend erforscht worden sind. Hier kann auf Modelle und Bemessungsvorschläge zurückgegriffen wurden, die erste Hinweise für die Faserbewehrung von DWM liefern konnten. Der Vergleich von Frisch- und Feststoffeigenschaften macht jedoch deutlich, dass sich Betone und DWM so signifikant unterscheiden, dass eine Übertragbarkeit der Erkenntnisse nicht gegeben ist.

Als Endergebnis ist somit festzuhalten, dass lediglich Hinweise auf das Verbundverhalten von DWM und Fasern abgeleitet werden konnten und somit gesonderte Untersuchungen notwendig waren.

#### 5.3 Eigene Untersuchungen

#### 5.3.1 Allgemeines

Faserverbundstoffe bestehen aus dem Matrixbaustoff und den Fasern. Das Ziel besteht darin, die Eigenschaften der Ausgangsmaterialien so miteinander zu verknüpfen, dass ein in seinen Eigenschaften optimierter Verbundbaustoff hervorgebracht wird.

Als Matrixbaustoffe wurden im Rahmen der Arbeit verschiedene Fertigmassen der ANNELIESE BUT verwendet. Hierbei kamen u.A. ein feststoffarmer Baustoff M / und ein feststoffreicher Baustoff M// zur Anwendung.

Im Zuge der theoretischen Vorauswahl wurden Stahl- und Kunststofffasern die größten Realisierungschancen eingeräumt. Nach Vorversuchen wurden die Kunststofffaser SYNMIX<sup>®</sup> und die Stahldrahtfaser WIREMIX<sup>®</sup> der BEKAERT Deutschland GmbH in die weiteren Untersuchungen einbezogen (siehe Abb. 9).





Abb. 9: a) WIREMIX®

b) SYNMIX®

Als Untersuchungskonzept bot sich die in den GDA-Empfehlungen beschriebene Eignungsuntersuchung mineralischer Dichtwandmassen an. Ein Anhalt in Bezug auf die durchzuführenden Untersuchungen wird in Empfehlung E 3-2 gegeben. Der Umfang wurde durch umfangreiche faserspezifische Zusatzuntersuchungen ergänzt.

#### 5.3.2 Rheologische Eigenschaften faserbewehrter Dichtwandsuspensionen

Die rheologischen Eigenschaften der Dichtwandsuspensionen (DWS) wurden in Anlehnung an die GDA-Empfehlungen (E 3-2.3) ermittelt. Vorgestellt wird an dieser Stelle lediglich der Einfluss einer Faserbewehrung auf die Fließgrenze, da hierin die baupraktisch bedeutungsvollste Größe zu sehen ist.

Zur Charakterisierung wurden Pendelversuche nach DIN 4127 durchgeführt. Die Versuchsmatrix sah Fasergehalte zwischen 0 und 1,0 Vol.-% vor (siehe Abb. 10 und Abb. 11). Je Fasergehalt wurden mindestens fünf Teilversuche ausgeführt.



Abb. 10: Abhängigkeit der Fließgrenze vom Fasergehalt, Baustoffkombination MI-SYNMIX®



Abb. 11: Abhängigkeit der Fließgrenze vom Fasergehalt, Baustoffkombination MI-WIREMIX®

Anhand der Diagramme ist sowohl für die kunststoff- als auch für die stahlfaserbewehrte DWS eine signifikante Erhöhung der Fließgrenze mit ansteigendem Fasergehalt erkennbar. Bei einer Ergebniswertung ist jedoch einem systematischen Fehler Rechnung zu tragen. Die Bestimmung der Fließgrenze beruht auf der Auswertung der Gleichgewichtsbetrachtung an einer ausgelenkten Kugel, die an einem quasi ,körperloser' Faden mit vernachlässigbarem Schubwiderstand befestigt ist. Diese Vereinbarung ist für konventionelle DWS annährend zutreffend. Bei der Prüfung faserbewehrter DWS wird der Faden durch Fasern gequert. Diese rufen im Gegensatz zur konventionellen DWS einen erheblichen Schubwiderstand hervor.

Bei Vernachlässigung dieser Einschränkung und Zugrundelegung einer als Maß der Verarbeitbarkeit definierten Fließgrenze von  $\tau_r$  = 100 N/m<sup>2</sup> ließe sich für die Kunststofffaser SYNMIX<sup>®</sup> der maximal einmischbare Fasergehalt zu 0,75 Vol.-% bestimmen.

Für die Stahldrahtfaser WIREMIX<sup>®</sup> konnte die zugrunde gelegte Versuchsmatrix nicht vollständig ausgeführt wurden. Die benötigte Anfangsfließgrenze von  $\tau_{t, min.} = 57 \text{ N/m}^2$  liegt bereits so hoch, dass die Durchführung des Pendelversuchs mit eingemischten Fasern rasch an die Grenze des Messbereichs stieß. Die realisierten Messungen zeigen zudem sehr hohe Variationskoeffizienten. Eine Ableitung maximal einmischbarer Fasergehalte wird an dieser Stelle nicht vorgenommen und sollte in in situ Versuchen erfolgen.

#### 5.3.3 Mechanisch-hydraulische Eigenschaften faserbewehrter Dichtwandmassen

Der Einfluss der Faserbewehrung auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten wurde in einaxialen Druckversuchen, Spaltzug- und Biegezugversuchen untersucht. Ferner wurde auf Durchlässigkeitsuntersuchungen im unbelasteten und belasteten Zustand zurückgegriffen.

Bei der Probenaufbereitung und –lagerung wurde in situ wirkenden Randbedingungen Rechnung getragen. Dementsprechend wurden die Proben sowohl bei  $T = 20^{\circ}$ C als auch  $T = 10^{\circ}$ C gelagert. Zudem wurde eine Sandbeimengung vorgenommen. Die nachfolgend

beschriebenen Ergebnisse wurden an reinen Baustoffproben erzielt, die 28 Tage bei  $T = 20^{\circ}$ C gelagert wurden.

#### Biegezugversuche

開始

Im Rahmen der Untersuchungen erwiesen sich Biegezugversuche als sehr geeignet, um das Verhalten der Proben vor und nach dem Eintritt des Bruchzustandes zu charakterisieren. Für die Prüfungen wurde eine Vier-Punkt-Belastungseinrichtung entwickelt (siehe Abb. 12). Der Auflagerabstand beträgt *I* = 600 mm. Die Lasteinleitung erfolgt in den Drittelspunkten. Die Auflager und Lasteinleitungen sind zwängungsfrei als dreh- und kippbare Rollen ausgeführt.



Abb. 12: Entwickelte Belastungseinrichtung für Vier-Punkt-Belastungs-Tests

Abb. 13 gibt die erreichten Lasten *F* und die zugehörigen Durchbiegungen in Balkenmitte  $\delta$  wieder. Anhand der Kurvenverläufe sind zwischen den Belastungspfaden der unterschiedlich konditionierten Baustoffe bis zum Bruch keine maßgeblichen Unterschiede abzuleiten. Nach dem Herstellen des Kraftschlusses gehen die Last-Verformungs-Kurven in den linear-elastischen Bereich des Zustands I über. Hierbei weisen die Kurven vergleichbare Tangentenneigungen auf. Folglich sind im elastischen Bereich keine signifikanten Steifigkeitsunterschiede zwischen den unbewehrten und den faserbewehrten DWM abzuleiten (*Graph der unbewehrten Probe wird im Diagramm von den Graphen der bewehrten Proben überdeckt!*). Bei weiterer Belastung bis zum Bruchpunkt ist keine Änderung der Neigungen der Belastungspfade zu verzeichnen.

Wird die Zugfestigkeit der DWM überschritten, bildet sich ein plötzlich eintretender Biegezugriss in Balkenmitte aus. Die zum Erreichen des Bruchzustandes nötigen Verformungen sind mit  $\delta \cong 0.25$  mm (plastische Krümmung  $\theta_{pl} \cong 0.87$  mrad) als sehr gering einzuschätzen. Im Anschluss zeigten sich erhebliche Unterschiede zwischen den unbewehrten und den faserbewehrten DWM.



Abb. 13: Einfluss einer Faserbeimengung auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten im Biegezugversuch (Matrixbaustoff MII)

Bei unbewehrten Proben tritt ein Totalabfall der aufnehmbaren Last durch den vollständigen Kollaps des Systems ein. Hierbei erfolgt eine Starrkörperrotation der beiden Balkenhälften, die zu einer sofortigen Aufweitung des Biegezugrisses bis zum vollständigen mechanischen und hydraulischen Versagen führt. Faserbewehrte Proben zeigten ein vollständig anderes Materialverhalten. Erstmalig tritt ein ausgeprägter Nachbruchbereich auf. Die hier noch aufnehmbaren Lasten und realisierbaren Verformungswege sind vom Fasermaterial und Fasergehalt abhängig. Selbst kurz vor dem vollständigen Tragfähigkeitsverlust kann hierbei noch eine Restabdichtungswirkung abgeleitet werden, da der Riss noch nicht durchgängig ist. Der Nachweis dieser These wurde an gerissenen Balken erbracht (siehe unten).

In Bezug auf die mechanischen Eigenschaften stellte sich die Frage, wie derartige Charakteristika auszuwerten sind. Die in der Bodenmechanik bekannten Größen erzeugen hier kein aufschlussreiches Bild, sodass auf eine Größe der Werkstoffkunde zurückgegriffen wurde – das *kapazitive Arbeitsvermögen D*. Hierbei wird die Fläche unterhalb der gesamten Last-Verformungs-Kurve zur Charakterisierung der Duktilität herangezogen. Je fülliger die Last-Dehnungslinie, desto größer fällt der Duktilitätsgewinn aus. Die Grenzen zur Bestimmung des Arbeitsvermögens wurden für stahlfaserbewehrte DWM in Anlehnung an das DBV-Merkblatt ,Stahlfaserbeton' [2001] festgelegt. Hier wird in den Gebrauchstauglichkeits- und Tragfähigkeitszustand unterschieden. Stahlfaserbetonspezifische Partitionen wurden entsprechend der Anforderungen von DWM modifiziert.

Als Gebrauchstauglichkeit wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit ein Verformungszustand nach Anriss des Matrixbaustoffes definiert, bei dem noch eine Abdichtungswirkung gegeben ist, die einer Systemdurchlässigkeit von  $k_{Sys.} = 1 \times 10^{-09}$  m/s entspricht. Die Definition einer Tragfähigkeit im statischen Sinne ist für reine Dichtwände von untergeordneter Bedeutung. Hier soll in einem 1. Schritt als Grenzwert der Verformung ein rissbedingtes Versagen angesehen werden, bei der die gegenwärtig i.Allg. vertraggemäß verankerte Systemdurchlässigkeit von  $k_{Sys.} = 1 \times 10^{-09}$  m/s noch eingehalten wird. Die Abschätzung der zugehörigen Rissge-

ometrien wurde anhand von numerischen Berechnungen nach der FEM vorgenommen. Nachfolgende Abb. 14 stellt die ermittelte Korrelation zwischen Rissgeometrie und Gesamtdurchlässigkeit des Balkens dar.



Abb. 14: Numerisch abgeleiteter Einfluss der Rissgeometrie auf den Gesamtdurchlässigkeitsbeiwert eines DWM-Balkens

1

Aus der Darstellung wird erkennbar, dass als Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eine Rissbreite von  $b_{R,u} = 1$  mm anzusetzen ist. Dies entspricht einer Gesamtdurchbiegung von  $\delta_l = 1,0$  mm. Insofern eine faserbewehrte Dichtwand nur zu Abdichtungszwecken genutzt werden soll, könnte für die Definition des Grenzzustandes der Tragfähigkeit die Dehnung der Unterkante des Biegebalkens fast bis zum Traglastzustand angesetzt werden. Da dieser Zustand aus mechanischen und hydraulischen Gründen instabil ist, wird hier eine Restriktion von  $\delta_l = 6,0$  mm festgesetzt.

Die Werte des Arbeitsvermögens *D* für die stahlfaserbewehrten DWM in den vereinbarten Grenzen sind Abb. 15 und Abb. 16 zu entnehmen. Während der Einfluss des Fasergehaltes auf das Arbeitsvermögen bis zu einer Durchbiegung von  $\delta_l = 1,0$  mm noch vergleichsweise gering ist, kann für den größeren Durchbiegungsbereich bis  $\delta_{ll} = 6,0$  mm eine erhebliche Steigerungsrate festgestellt werden. Zudem wird deutlich, dass der feststoffreichere Baustoff *M II* im Vergleich zu *M I* ein höheres Arbeitsvermögen aufweist. Dieser Umstand ist dem vom Baustoff *M II* insgesamt aufnehmbaren höheren Spannungsniveau geschuldet.

Kunststofffasern werden im konstruktiven Ingenieurbau aufgrund ihrer geringen Festigkeit im Vergleich zu Beton nicht zur statischen Ertüchtigung eingesetzt. Dementsprechend existieren keinerlei Hinweise zur Bemessung. Eine Auswertung des Arbeitsvermögens wird an dieser Stelle nicht vorgenommen. Hier ergibt sich - nicht zuletzt wegen der anscheinend günstigeren Frischsuspensionseigenschaften - ein weitergehender Forschungsbedarf.



Abb. 15: Abhängigkeit des Arbeitsvermögens (Gebrauchstauglichkeit) von der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe



Abb. 16: Abhängigkeit des Arbeitsvermögens (Tragfähigkeit) von der Zusammensetzung der Verbundbaustoffe

#### Durchlässigkeitsuntersuchungen im belasteten Zustand

Für die Durchlässigkeitsbeprobung waren die Balken aus der Biegeversuchseinrichtung zu entnehmen und entsprechend ihres Verformungszustandes aufzulagern. Anschließend wurde ein modifiziertes Standrohr auf die an die Oberseite des Balkens projizierte Rissaustrittslinie gestellt, gedichtet und arretiert (siehe Abb. 17). Die Untersuchungen wurden als "Versuche mit fallender Druckhöhe" ausgeführt. Die in Tab. 3 getroffenen Angaben zur Durchlässigkeit beziehen sich jeweils auf den projizierten Strömquerschnitt.



Abb. 17: Standrohr für die Durchlässigkeitsprüfung von Biegerissen

Stadium der Rissentwicklung	Versuchsdauer t	Abgeleitete Durchlässigkeit	
[% der Balkendicke]	2	k [m/s]	
100 % - vollständiger Trennriss	98 s (∆h = 150 cm)	1,3x10 <sup>-03</sup>	
≅ 90 %	416 h (∆h = 1 cm)	8,3x10 <sup>-11</sup>	
≅ 70 %	970 h (∆h = 1 cm)	5,0x10 <sup>-11</sup>	

Tab. 3: Gegenüberstellung von Rissentwicklung und abgeleiteter Durchlässigkeit

Da die DWM im Vergleich zum Riss als quasi-undurchlässig anzusehen ist, kann die für den Trennriss angegebene Durchlässigkeit in erster Näherung der Rissdurchlässigkeit gleichgesetzt werden. Für die nicht vollständig gerissenen Balken wurde die Durchlässigkeit der ungerissenen Druckzone bestimmt. Dementsprechend ergibt sich hier in etwa die Substanzdurchlässigkeit der verwendeten DWM.

#### 6. Beispiel zur Bemessung

#### 6.1 Allgemeines

Als Leitfaden zur Ermittlung der Bemessungskenngrößen stahlfaserbewehrter DWM diente das DBV-Merkblatt ,Stahlfaserbeton' (DBV [2001]). Hierin werden die Ansätze zur Bestimmung der äquivalenten Biegezugfestigkeiten  $f_{eq,l}$  und  $f_{eq,ll}$  aus den zugehörigen Werten des Arbeitsvermögens  $D_{fl,l}^{f}$  und  $D_{fl,l}^{f}$  erläutert. DWM-spezifische Änderungen wurden - wie in Kap.

- 159 -

5.3.3 angedeutet - in Bezug auf die Stauchung in der Druckzone und Dehnung in der Zugzone eingeführt. Die Bemessungsmomente  $M_{Rd}$  sind in Tab. 4 zusammengestellt.

	Bemessungsmomente M <sub>Rd</sub> [kNm/m]				
	Referenz	0,25 Vol%	0,5 Vol%	0,75 Vol%	1,0 Vol%
M I-WIREMIX®	2,053	7,721	11,641	13,034	22,661
M II-WIREMIX®	7,008	27,424	31,538	41,944	43,105

Tab. 4: Bemessungsmomente  $M_{Rd}$  der stahlfaserbewehrten DWM

Als Bemessungswerte der Querkraft wurden für die vereinbarte Dichtwand mit einer Nenndicke von d = 0,80 m auf der sicheren Seite liegend die Werte der konventionellen DWM zu  $V_{Rd, Ml} = 420$  kN/m und  $V_{Rd, Mll} = 2.472$  kN/m angesetzt.

#### 6.2 Ermittlung der Schnittgrößen

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgte numerisch nach der FEM auf der Grundlage einer linear-elastischen Berechnung nach Blakentheorie. Elastische Verfahren sind nach DBV [2001] und DAfStb-Richtlinie (DAfStb [in Vorb.]) für "Tragwerke aus Stahlfaserbeton auch dann anwendbar, wenn gerissene Zugzonen entstehen". Dieser Ansatz liegt auf der sicheren Seite, da durch den globalen Ansatz der Steifigkeit (*E*-Moduls) des ungerissenen Baustoffes für die gerissenen Bereiche zu hohe Schnittgrößen abgeleitet werden.

#### 6.3 Ermittlung der optimierten Baugrube

In Kap. 4.3.3 wurde die Ausführung des Trogbauwerkes mit dem konventionellen Baustoff *M* / in Frage gestellt. Für den Verbundbaustoff *M* - WIREMIX steht jedoch bereits bei einem Bewehrungsgrad von 0,25 Vol.-% ein Bemessungsmoment von  $M_{Rd}$  = 7,7 kNm/m zur Verfügung, sodass das Trogbauwerk nicht nur ausführbar, sondern sogar noch optimierbar ist. Das Ziel bestand in der Folge darin, die Bemessungskenngrößen faserbewehrten DWM auszunutzen. Hierzu wurde der baugrubenseitige Erdkeil bis zum Erreichen des Bemessungsmoments sukzessive reduziert. Die sich ergebenden Baugrubengeometrien und die ,Umhüllenden' der Biegemomente und Querkräfte sind für zwei Verbundbaustoffe auf der Basis von *MI*-WIREMIX<sup>®</sup> in Tab. 5 zusammengestellt.

Der Vorteil der Faserbewehrung wird dadurch deutlich, dass es bereits bei geringen Fasergehalten möglich ist, das Trogbauwerk mit dem *preiswerten* feststoffarmen Baustoff auszuführen. Nach derzeitiger Marktlage entspricht der Materialpreis eines Verbundbaustoffes bestehend aus einer DWM mit 230 kg/m<sup>3</sup> und 0,5 Vol.-% Stahlfasern in etwa dem Materialpreis einer feststoffreichen DWM mit 400 kg/m<sup>3</sup>. Bei Preisparität besteht jedoch der grundlegende Vorteil der weitgehend sichergestellten Durchlässigkeit bei größeren Verformungen.



Tab. 5: Optimierte Baugrubengeometrien und Umhüllende der Biegemomente und Querkräfte für die auf M I basierenden Verbundbaustoffe

#### 7. Zusammenfassung

Im Grundbau können Grundwasserströmungen durch die Erstellung vertikaler Barrieren beeinflusst werden. Als besonders wirtschaftlich ist die Herstellung von Dichtwänden als Schlitzwand im Einphasen-Verfahren zu bezeichnen.

Trotz eines erheblichen Aufwandes zur Qualitätssicherung geschieht die Umsetzung von Dichtwandbauwerken häufig mit einem hinter den Erwartungen zurückbleibenden Abdichtungserfolg. Die Relevanz der durchzuführenden Untersuchungen konnte in diesem Zusammenhang anhand der Gegenüberstellung der Wasserentsorgungskosten eines Trogbauwerkes verdeutlicht werden. Hierbei wurden potentielle Ursachen für erhöhte Systemdurchlässigkeiten erörtert, quantifiziert und die jeweilige Relevanz analysiert. In der Ergebnisdiskussion konnte aufgezeigt werden, dass der Vermeidung durchgehender Trennrisse eine wesentlich größere Bedeutung zukommt, als bislang angenommen wurde. Das Risiko der mechanischen Überbeanspruchung von Einphasen-Dichtwänden wurde in diesem Zusammenhang anhand eigener Berechnungen verifiziert. Dabei wurde festgestellt, dass bei den vorgestellten Lastkonstellationen die größten Beanspruchungen der Dichtwand aus Biegebelastungen resultieren. Mit der Faserbewehrung wurde im Folgenden eine Erfolg versprechende Möglichkeit zur Tragfähigkeitserhöhung diskutiert.

Im Laborversuchsprogramm wurde zwischen den Untersuchungen der rheologischen Eigenschaften im Suspensionszustand und den mechanisch-hydraulischen Eigenschaften im erhärteten Zustand differenziert. Die Untersuchungen zeigen, dass die Verarbeitbarkeit der DWS durch den Faserzusatz negativ beeinträchtigt wird. Die grundsätzliche Ausführbarkeit kann jedoch als gegeben angesehen werden. Die Ergebnisse der Feststoffuntersuchungen zeigen, dass durch die Faserbewehrung eine erhebliche Steigerung der Duktilität bei einer ebenfalls gesteigerten Nachrissbiegezugfestigkeit bewirkt wird. Ferner wird eine feiner verteilte Rissbildung und eine verminderte Rissfortpflanzung erreicht. In der Folge kann selbst bei Verformungen, bei denen konventionelle DWM bereits in Trennrissen vollständig versagt haben, eine Restabdichtungswirkung sichergestellt werden.

Im Zuge von Vergleichsberechnungen zur Tragfähigkeit des neuartigen Verbundbaustoffes wurde das der Problemstellung zugrunde liegende Trogbauwerk wieder aufgegriffen und dimensioniert. Im Ergebnis konnten die Vorteile einer Faserbewehrung verdeutlicht werden.

Im Interesse der mechanisch-hydraulischen Integrität wird abschließend empfohlen, Dichtwandbauwerke auf ihre maßgebliche Beanspruchungsart zu untersuchen und ggf. eine Biegezugbemessung durchzuführen.

#### Literaturquellen

Brauns, J.:	Wirksamkeit unvollkommener Abdichtungswände unter Staubauwerken. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 1978.
DAfStb	Richtlinie Stahlfaserbeton, in Vorbereitung.
Deutscher Be- tonverein	DBV Merkblatt: Stahlfaserbeton, Fassung Oktober 2001.
DGGT	GDA – Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten, 3. Auflage, Hrsg.: DGGT, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1997.
Dörendahl, K. Pulsfort, M.	Das Tragverhalten von Einphasen-Dichtwandmassen als Ausfachung von Baugrubenwänden, 4. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, TA Esslingen, S.383 - 390, 2004.
Knoll, A.	Prognosemodelle für Setzungen des Untergrunds norddeutscher Halden- deponien, Mtlg. des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1995.
Maybaum, G., Kayser, J., Rodatz, W.	Spannungsberechnungen überschütteter Dichtwände. Mtlg. des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz, Heft 10, 1993.

Scholz, Chr. Selbstheilungsvermögen von Einphasen-Dichtwandmassen bei in situ wirkenden Randbedingungen, 3. Österreichische Geotechniktagung, Österreichischer Ingenieur- und Architektenverein, S. 199 - 214, 2001.

Scholz, Chr. Integrität von Einphasen-Dichtwänden - Untersuchungen zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation an der TU Braunschweig, 2004.

Semprich, S.Umschließung der Hausmülldeponie "Am Ziegelofen" in St. Pölten, Ergeb-<br/>nisse von Untersuchungen im Zuge der Herstellung einer Einphasen-<br/>schlitzwand, 8. Braunschweiger Deponieseminar, Mtlg. des Instituts für<br/>Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 56, 1998.

Meissner, H. Baugruben: Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik", Abschnitt 3, in geotechnik Heft 1, Verlag Glückauf, S. 44 – 56, 2002.



#### Untersuchungen zur Erosionsstabilität von Schmalwandmassen

Dr.-Ing. M. Rosenberg, Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann

#### 1 Einleitung

Dichtwände werden zur Abdichtung durchlässiger Bodenschichten bis in die gering durchlässigen Grundwasserstauerschichten abgeteuft. Am häufigsten werden das Ein- und Zweiphasenverfahren sowie die Schmal- und Spundwandbauweise angewendet. Der Herstellalgorithmus des Schmalwandverfahrens sieht vor, eine Bohle in den Baugrund abzuteufen und den beim Ziehen entstehenden Hohlraum mit einer Einphasensuspension zu verpressen. Die selbsterhärtende Einphasensuspension übernimmt in der Folge die abdichtende Funktion.

Am IGB·TUBS in der Vergangenheit durchgeführte Untersuchungen haben gezeigt, dass die Durchlässigkeits- und die Festigkeitsentwicklung einer Dichtwandmasse wesentlich durch das Probenalter, die Lagerungstemperatur sowie eine hydraulische Belastung bestimmt wird. Bereits durch eine geringe hydraulische Belastung können durch Erosionsund Suffosionseffekte Feinstteilchen insbesondere Calciumionen ausgespült werden, die für die weitere Strukturbildung bzw. Festigkeitsentwicklung von Bedeutung sind. Ein wesentlicher Faktor hierbei ist der Hydratationszustand beim Durchströmungsbeginn.

Mit Identifikation dieser Randbedingung sind die Betrachtungen auf Schmalwände gelenkt worden, da bei ihnen durch die geringen erreichbaren Wanddicken die hydraulischen Gradienten größer sind. Außerdem haben Schmalwandmassen gegenüber Dichtwandmassen einen höheren Feststoffanteil und ließen deshalb nach den vorangegangenen Untersuchungen eine erhöhte Gefährdung erwarten.

#### 2. Grundlagen

#### 2.1 Schmalwandbauweisen

Schmalwände haben ihr Haupteinsatzgebiet im Wasserbau als dauerhafte Kerndichtung von Hochwasserdämmen und Deichen. Zudem können sie im Rückstauraum von Wasserkraftwerken und als Baugrubenumschließung geböschter Baugruben eingesetzt werden. Bei dem Einsatz von Schmalwänden zur Altlasteneinkapselung werden die Schmalwände oftmals als doppelte Dichtwand ausgeführt ("Wiener Kammersystem"). Als ein weiteres Einsatzgebiet haben sich temporäre Abdichtungsmaßnahmen etabliert. Die Schmalwand stellt nicht zuletzt wegen ihres Kostenvorteils oftmals eine sinnvolle Alternative zu anderen Dichtwandsystemen dar.

Das ETMO-Verfahren oder **Staffelrammverfahren** gilt als Vorläufer der Schmalwandtechnologie. Bei diesem Verfahren werden Spundwandprofile mit Schlossverbindungen oder IPB-Träger Flansch an Flansch in Reihe gerammt (siehe Abb. 1).



Abb. 1: Schema des Staffelrammverfahrens, System ETMO (KLEIST [1999])

Das **Einbohlenrüttelverfahren** kann als das derzeitig bevorzugte Verfahren zur Herstellung von Rüttelschmalwänden bezeichnet werden. Das "Rütteln" (Vibrieren) stellt eine Weiterentwicklung des Rammens dar, bei dem eine besonders konstruierte Rüttelbohle (siehe Abb. 2a), meist ein modifizierter IPB Stahlprofilträger mit einer Steghöhe von 500 bis 1000 mm, in den Boden eingetrieben wird. Im Fußbereich sind eine Verpresseinrichtung und vielfach am rückwärtigen Flansch der Bohle ein "Schwert", das der Bohlenführung dient, angebracht.

Neben dem heute noch üblichen Aufsatzrüttler, wurde durch GKN Keller im Jahre 1973 das **Tiefenrüttelverfahren** entwickelt (KIRSCH / RÜGER [1976]). Der Tiefenrüttler ist ein Kreisschwinger mit einem Durchmesser von ca. 300 mm (siehe Abb. 2b). An der Rüttlerspitze sind beidseitig flügelartige Stahlelemente angebracht mit einer Länge von zusammen 1000 bis 1300 mm und einer Breite von ca. 70 mm. Unmittelbar unterhalb der Flügel befinden sich die Austrittsöffnungen der Suspension.



Abb. 2: Beispiel für Rüttelbohlenausbildung (RICHTLINIE SCHMALWÄNDE [2002])

Das **Hochdruck-Erosionsverfahren** (HDE) führt die Hochdruck- und die Schmalwandtechnologie zusammen (siehe Abb. 2c). Durch die Hochdruckunterstützung von bis zu 400 bar wird der Eindringwiderstand der Bohle beim Einrüttelvorgang durch Vorschneiden reduziert. Beim Ziehen der Bohle wird neben der herkömmlichen Verfüllung des hergestellten Stiches über die zweite Hochdruckdüse nach hinten in die bereits hergestellte Schmalwand gedüst. Der zuvor hergestellte Stich wird somit nochmals mit dem HDI-Strahl (Jet-Schwert) aufgeschnitten, um einer plastischen Verformung des Bodens vorzubeugen.

#### 2.2 Anforderungen an der Baustoff

Für die Herstellung von Schlitz- und Schmalwänden werden Bentonit-Bindemittel-Füller-Suspensionen verwendet, bei denen entweder die Ausgangsstoffe der Suspension in Hochturbulenzmischern aufgeschlossen oder Fertigmischungen bzw. Teilfertigmischungen (Compounds) als Trockenmischung in lediglich einem Mischvorgang mit Wasser aufgeschlossen werden. Die Inhaltsstoffe üblicher Schmalwandmischungen setzen sich aus 40 bis 55 % Wasser, 30 bis 40 % Steinmehl als Füller, 5 bis 15 % Zement und 2 bis 8 % Bentonit zusammen. Die Zusammensetzung begründet sich in Anforderungen, die an die Suspension und an die erhärtete Dicht- oder Schmalwandmasse gestellt werden:

#### Filtratstabilität und Sedimentationsstabilität

Suspensionsentmischungen können zur Bildung von Wasserlinsen und somit zu Fehlstellen führen. Zur Prüfung der Suspensionsstabilität in der Wand wird der Filterpressversuch nach DIN 4127 oder das Absetzmaß nach DVWK 215 [1990] bestimmt. Das Absetzmaß einer konventionellen Schmalwandsuspension sollte nach 24 Stunden 1 % nicht überschreiten. Nach EAU [1990] sollte der Grenzwert von 3 % eingehalten werden. Bei der Verwendung von Fertigmischungen kann dieser deutlich höher ausfallen und ist durch eine Eignungsprüfung festzulegen.

#### Dichte

Die Schlitzstabilität sowie die Durchlässigkeit und Erosionssicherheit der erhärteten Schmalwand sind von der Dichte der Suspension abhängig. In sämtlichen Richtlinien zur Schmalwandherstellung wird eine erforderliche Wichte von  $\gamma > 15$  kN/m<sup>3</sup> vorgeschrieben. Die Bestimmung der Dichte der frischen Schmalwandsuspension erfolgte mit Hilfe einer Spülungswaage.

#### Fließgrenze

Das Eindringen der Suspension in den Porenraum des Bodens hängt von dessen Porengröße, dem Verpressdruck und der dynamischen Fließgrenze der Suspension ab. Gleichzeitig stellt die Fließgrenze ein Maß für die Verarbeitbarkeit der Suspension dar. Zur Bestimmung der Fließgrenze von Schlitzwandsuspensionen können nach DIN 4126 und DIN 4127 Pendellote und Kugelharfen eingesetzt werden. Neuere Erkenntnisse zeigen für Schmalwandsuspensionen, dass es aufgrund deren höherer Fließgrenze und Viskosität sinnvoll sein kann, die dynamische Fließgrenze mit Hilfe des Marsh-Trichters abzuleiten.

#### Durchlässigkeit

Im DVWK Merkblatt 215 [1990] werden die Durchlässigkeitsbeiwerte k<sub>1</sub> bis k<sub>5</sub> aufgeführt. Die Prüfung der Durchlässigkeiten k<sub>1</sub> bis k<sub>3</sub> erfolgt nach DIN 18130 an 28 Tage alten Proben. Hierbei wird in Labormischungen (k<sub>1</sub>), Mischerproben (k<sub>2</sub>) und Proben aus der fertigen Wand (k<sub>3</sub>) unterschieden. Der Durchlässigkeitsbeiwert k<sub>4</sub> wird am gebrauchsfertigen Dichtungselement durch Feldversuche bestimmt. Hierzu können Auffüll- und Absenkversuche in einer Kontrollbohrung durchgeführt werden. Der Durchlässigkeitsbeiwert k<sub>5</sub> beschreibt die Durchlässigkeit des Gesamtsystems. Der Nachweis ist durch Absenkversuche in einem Probekasten zu führen. Ein Durchlässigkeitsbeiwert von 10<sup>-7</sup> m/s sollte nicht überschritten werden.

#### Druckfestigkeit

Die Anforderungen an die Druckfestigkeit resultieren i. Allg. aus der Kenntnis des Zusammenhanges von Druckfestigkeit und Erosionsstabilität im erhärteten Zustand. In Folge der dünnwandigen Schmalwandausführung kommt der Erosionsstabilität eine besondere Bedeutung zu. In den Richtlinien (DVWK [1990]) wird eine einaxiale Druckfestigkeit nach DIN 18136 von mindestens 0,3 MN/m<sup>2</sup> nach 28 Tagen gefordert.

#### 2.3 Hydraulische Beanspruchung

Die Ursachen für eine Fehlstellenbildung an Schmalwänden gliedert KLEIST [1999] in vermeidbare und systemimmanente Fehlstellen. Vermeidbare Fehlstellen lassen sich auf herstellungstechnische Mängel zurückführen. I.d.R. kann ihnen mit einem angemessenen wirtschaftlichen Aufwand im Rahmen der Qualitätssicherung begegnet werden. Systemimmanente Fehlstellen sind dagegen mit der Schmalwandtechnologie verbunden und können bislang kaum beeinflusst werden. Das Ziel einer optimalen Bauausführung sollte es sein, die vermeidbaren Fehlstellen zu verhindern und die Auswirkungen unvermeidbarer Fehlstellen zu minimieren SCHOLZ et al. [2004].

Bei Dichtwandmassen ist durch umfangreiche Untersuchungen der Einfluss des Randparameters *Grundwasser* als bedeutend für die Eigenschaft der erhärteten Massen identifiziert und beschrieben worden SCHULZ [2002]. Im Folgenden wird insbesondere der Einfluss des strömenden Wassers in Zusammenhang mit dem Reifegrad auf die Eigenschaften von Schmalwandmassen untersucht. Kennzeichnender Parameter ist die Erosionsstabilität.

Die Erosionsstabilität von Schmalwandmassen wird in den betreffenden Richtlinien anhand der einaxialen Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen beurteilt. So schreibt beispielsweise der DVWK [1990] für den Entwurf der Mischung die Grenzwerte für die einaxiale Druckfestigkeit von  $q_u > 0,3 \text{ N/mm}^2$  bei einem ausreichend hohen Feststoffanteil von  $\gamma_{sus} > 15 \text{ kN/m}^3$  vor. Der Umstand, dass eine Schmalwand bereits während bzw. kurz nach der Herstellung hydraulisch belastet sein kann, wird nach derzeitigem Stand der Technik kaum beachtet. In sehr grobkörnigen und stark durchlässigen Böden mit einem entsprechend großvolumigen Porengefüge kann es jedoch zu hohen und unkontrollierbaren Suspensionsverlusten kommen. Ist als zusätzlich belastendes Element eine starke Grundwasserströmung vorhanden, kann sich die Schmalwandsuspension nicht bis zur Verfestigung im Porenraum halten. Das strömende Grundwasser vermischt sich mit der Suspension und führt zu deren Verdünnung. Durch die hydraulische Belastung kann es durch die geringere Fließgrenze in einem feineren Porengefüge zu einer Stofftrennung zwischen den Ausgangsstoffen der Suspension kommen.

#### 3 Stand der Technik

Die Erhärtung einer Schmalwandmasse ist ein zeit- und temperaturabhängiger Vorgang. Bereits während der Hydratation kann sich infolge von Grundwasserströmungen ein hydraulischer Gradient aufbauen. Aufgrund der Durchströmung werden aus dem noch nicht vollständig erhärteten Baustoff Feinstteilchen in Form von Zement (Calcium) oder Bentonit ausgetragen. Eine Verringerung der Festigkeit und eine Erhöhung der Durchlässigkeit ist die Folge.

Bei Untersuchungen am IGB·TUBS wurden die Auswirkungen hydraulischer Belastungen auf Dichtwandmassen untersucht SCHULZ [2002]. Einphasen-Dichtwandmassen sind aufgrund ihres stofflichen Aufbaus mit Schmalwandmassen vergleichbar, verfügen i.d.R. jedoch über einen wesentlich geringeren Feststoffanteil.

Aufgrund der Durchströmung der noch nicht abgebundenen Dichtwandmasse können Feinstteilchen in Form von Bentonit oder Calciumhydroxyd ausgewaschen werden (innere Erosion). Hierdurch wird die Hydratationskinetik des Zementes negativ beeinflusst, da die ursprünglich für die Hydratation zur Verfügung stehende Calciumhydroxydmenge reduziert wird. Unter ungünstigen Randbedingungen wird die Hydratation verlangsamt oder sogar vollständig zum Stillstand gebracht. Der Grundwassertemperatur ist bereits zu Beginn der Hydratation ein besonderer Stellenwert zuzumessen. Zur Beurteilung dieses Phänomens wurde der aus der Betontechnologie bekannte "Reifegrad" auch für Dichtwandmassen eingeführt. Der Reifegrad dient der Beurteilung des "wirksamen Hydratationsalters". Er berücksichtigt sowohl die Erhärtungsdauer als auch die Erhärtungstemperatur.

Weisen die Proben bei Durchströmungsbeginn einen Reifegrad von mindestens  $R > 2,25 \cdot 10^8$  Kh auf, ist die Strukturentwicklung der Dichtwandmasse bereits zu einem Großteil abgeschlossen. Die Strukturentwicklung der Zementsteinmatrix ist so weit fortgeschritten, dass nur noch kleine Porenräume zur weiteren Verdichtung geschlossen werden müssen. Das Verhalten bei niedrigeren Reifegraden ist detailliert bei SCHULZ [2002] beschrieben.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die größten Erosionsverluste auftreten, wenn die einaxialen Druckfestigkeiten bei Durchströmungsbeginn kleiner als  $q_u = 0,15$  N/mm<sup>2</sup> sind. Proben, die bei Durchströmungsbeginn eine geringere Festigkeit aufweisen, werden als nicht erosionsstabil beurteilt.

Für die Bewertung der Erosionsstabilität von Dauerbauwerken sollte zusätzlich ein Sicherheitszuschlag von mindestens 20 % berücksichtigt werden, sodass sich die Mindestdruckfestigkeit bei Durchströmungsbeginn zu  $q_u \ge 0,18 \text{ N/mm}^2$  ergibt. Beginnt die Durchströmung früher, ist die Erosionsstabilität der Dichtwandmasse gefährdet. Zusätzlich sind die Dicke der Dichtwand, die Höhe der Druckbeaufschlagung und die Porosität des anstehenden Bodens zu berücksichtigen, da diese Parameter die Erosionsstabilität beeinflussen.
#### - 171 -





Wie Abb. 3 zeigt, verlängert sich bei niedrigeren Temperaturen die Zeitspanne, in der die untersuchte Dichtwandmasse nicht hydraulisch belastet werden sollte.

Bei der Bewertung der Erosionsstabilität einer Dichtwandmasse ist die alleinige Angabe der einaxialen Druckfestigkeit undurchströmter Proben im Alter von 28 Tagen als Beurteilungskriterium jedoch nicht ausreichend. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass bei einer Dichtwandmasse, die nach Erkenntnissen früherer Untersuchungen als erosionsstabil einzuordnen ist, bei einem Durchströmungsbeginn mit "ungünstigen" Reifegraden bereits geringe hydraulische Gradienten zu einer dauerhaft hohen Durchlässigkeit führen können. Hierbei kann auch die Festigkeitsentwicklung so weit gestört werden, dass die einaxiale Druckfestigkeit die 28-Tage-Werte von undurchströmten Proben (T =20 °C) nicht erreicht. Bei der Angabe des Durchlässigkeitsbeiwertes und des Wertes zur Einhaltung der Erosionsstabilität muss entweder das Probenalter bzw. der Reifegrad oder sogar die Festigkeit beim Durchströmungsbeginn mit angegeben werden.

# 4 Durchgeführte Untersuchungen

# 4.1 Allgemeines

Nach Feststellung der Bedeutung der geschilderten Zusammenhänge für Dichtwandmassen, wird als Ziel der folgenden Untersuchungen definiert, den Einfluss einer frühzeitigen Durchströmung auf die Erosionsstabilität eines Schmalwandbaustoffes zu überprüfen. Die geometrische Betrachtung zeigt, dass Schmalwände aufgrund ihrer filigranen Bauweise erheblich größeren hydraulischen Beanspruchungen ausgesetzt werden als Dichtwände. Bislang durchgeführte Untersuchungen an feststoffarmen Dichtwandmasse bezüglich ihres Erosionsverhaltens (DÜLLMANN und HEITFELD [1982, 1989], STROBL [1982] und SCHULZ [2002]) zeigen, dass frühzeitig durchströmte Dichtwandmassen erheblichen Strukturveränderungen unterworfen sind. Es konnte beobachtet werden, dass in Abhängigkeit vom Reifegrad sowie der hydraulischen Belastung festigkeitsrelevante Bestandteile aus den Dichtwandmassen ausgespült wurden, was wiederum zu einer erheblichen Verringerung der Festigkeit und Erhöhung der Durchlässigkeit führte. An feststoffreichen Dichtwandmassen wurde stärkeres Erosionsverhalten als an feststoffarmen Dichtwandmassen festgestellt. Da Schmalwände noch höhere Feststoffgehalte haben, erscheinen sie besonders erosionsgefährdet.

Im Zuge dieser Arbeit wurden verschiedene Versuche zur Untersuchung des Erosionsverhaltens einer feststoffreichen Schmalwandmasse durchgeführt. Dabei wurde das Erosionsverhalten im **fließfähigen und erhärteten** Zustand untersucht und ausgewertet.

Die hydraulische Belastung einer vertikalen Abdichtung ist im Wesentlichen auf 2 Phänomene zurückzuführen. Im Bewusstsein verankert ist die planmäßige Beanspruchung durch eine Grundwasserabsenkung/ -haltung im Nachgang der Herstellung. Wird jedoch ein Grundwasserleiter eingeschränkt, so kommt es in der Regel zu einem Aufstau, der bereits im jungen Alter der Wand wirken kann und teilweise unplanmäßig auftritt. Die Strömung des Grundwassers im Boden wird von zahlreichen Randbedingungen beeinflusst. Der Strömungsvorgang ist neben den Eigenschaften des strömenden und des durchströmten Mediums insbesondere von der Zeit, den räumlichen Randbedingungen, der Grundwasserneubildung und der Wasserentnahme abhängig. Im Rahmen der Untersuchungen wurden grundsätzliche Überlegungen über die Beschreibung des Vorganges, mögliche Vereinbarung von Vereinfachungen und Beschränkungen angestellt. Darüber hinaus sind umfangreiche hydraulische Berechnungen mit analytischen und numerischen Verfahren durchgeführt worden. Sie hatten das Ziel, Versuchsrandbedingungen möglichst realitätsnah definieren zu können.

Für die durchgeführten Untersuchungen wurde ein handelsüblicher feststoffreicher Schmalwandfertigbaustoff (SWM 2.0) der Firma Anneliese Baustoffe für Umwelt und Tiefbau GmbH & Co. KG (AZ BUT) verwendet. Der Fertigbaustoff SWM 2.0 ist gemäß der Produktbeschreibung der AZ BUT ein Schmalwandbaustoff auf Natriumbentonitbasis. Er besitzt einen Feststoffgehalt von 720 kg/m<sup>3</sup> und enthält ein hüttensandreiches Spezialbindemittel (Hochofenzement mit großem Hüttensandanteil) sowie als Füllstoff ein Kalkstein-

mehl mit relativ hohem Tonanteil. Der Tonanteil im Füllstoff trägt zur Erhöhung die Grundstabilität der Suspension bei. Der Natriumbentonitanteil liegt aufgrund des erhöhten Tonanteils im Füllstoff unter 10 % der Gesamtfertigmasse.

Die Herstellung der Frischsuspension im Labor erfordert lediglich das Dispergieren der Fertigmischung mit Wasser. Bei den im Labor durchgeführten Untersuchungen wird die Schmalwandsuspension nach DIN 4126 mit einer Anmachwassertemperatur von 20 °C hergestellt und erhärtet später bei Raumtemperatur (T ~ 20 °C). Als Anmachwasser wurde Braunschweiger Leitungswasser verwendet. Zur Herstellung der Schmalwandsuspension wird entsprechend der Herstellerangaben ein Wasser-Feststoff-Verhältnis von 1:1 angesetzt. Als Mischgerät kam dabei ein IKA Mischer mit mehrflügeligem Turbopropeller und einer maximalen Drehzahl von 1200 U/min zum Einsatz. Die beim Anmischen der einzelnen Chargen angesetzte Mischzeit wurde auf 12 Minuten festgelegt.

Nach Beendigung des Mischvorganges wurden gemäß DIN 4127 die rheologischen Kennwerte der Schmalwandsuspension bestimmt. Im Detail waren dies Dichte, Fließverhalten, Fließgrenze und Stabilität, die mit den in Kapitel 2.2 beschriebenen Verfahren ermittelt werden. Die Tab. 1 zeigt die im Zuge der Untersuchungen ermittelten rheologischen Kennwerte der verwendeten Schmalwandsuspension sowie die vom Hersteller (AZ BUT) veröffentlichten Grenzwerte.

Kennwert	Einheit	Rheologische Kennwerte	Grenzwerte (AZ BUT)
Dichte	[t/m³]	1,45 – 1,48	≈1,44
Auslaufzeit	[s]	41 - 44	40 - 50
Filtratwasserabgabe	[cm <sup>3</sup> ]	90 - 100	< 120
Fließgrenze	[N/m²]	35 - 45	> 30
	Kugel	7/8	
Absetzmaß	[%]	1 - 2	< 3

Tab. 1: Rheologischen Kennwerte

# 4.2 Beanspruchungen der Schmalwandmasse im fließfähigen Zustand

Zur Untersuchung des Erosionsverhaltens einer frühzeitig durchströmten Schmalwandmasse kam eine neu entwickelte Versuchsapparatur zum Einsatz. Mit der "Versuchsvorrichtung zur Untersuchung der Erosionsstabilität lateral durchströmter Dichtwand-Suspensionen" (VEDS) ist es möglich, eine Modellschmalwand frühzeitig hydraulisch lateral zu belasten. Im Gegensatz zur Zelle, die bislang verwendet wurde, stellt diese Weiterentwicklung die Schmalwand im natürlichen Maßstab dar. Die Strömungseigenschaften und die Interaktion an der Schnittfläche grundwasserdurchströmter umgebender Boden – Schmalwand kann realitätsnah modelliert werden. Nach Durchströmung der Schmalwandmasse wurde das aus der Versuchapparatur abfließende Wasser in festen Zeitabständen gemessen und zur weiteren chemischen Analyse in PE-Flaschen abgefüllt. Mittels der chemischen Analyse sowie der gemessenen Wassermenge konnten daraufhin Aussagen bezüglich der quantitativen Ausspülung einzelner Feinbestandteile der Schmalwandmasse getätigt werden. Zudem konnte auf der Grundlage der gemessenen abfließenden Wassermenge sowie der geometrischen Abmessungen der hydraulisch belasteten Schmalwandmasse die Durchlässigkeit berechnet werden.

Die VEDS besteht in ihrem Grundaufbau aus einer Bodenplatte die fest mit zwei Seitenplatten verbundenen ist. Die sich parallel gegenüberstehenden Seitenplatten werden durch Rundstangen mit Innengewinde gegeneinander verspannt, um möglichen Verformungen und daraus resultierenden Umläufigkeiten entgegen zu wirken. Zwei weitere Kunststoffplatten an der An- und Abströmseite schließen das kastenförmige Gebilde ab.



Abb. 4: Aufbau der Versuchsapparatur zur Bestimmung der Erosionsstabilität lateral durchströmter Dichtwand-Suspensionen (VEDS) Im Gegensatz zu den Seitenplatten sind diese Platten lediglich durch Imbusschrauben gesichert und können beim Ausbau der erhärteten SWM entfernt werden. Ein in die Platten eingelegtes Dichtungsgummi wird durch das Anziehen der Imbusschrauben an die Platte angepresst und dichtet die Versuchsapparatur auf diese Weise ab. Mit Hilfe der Kugelhähne an der An- und Abströmseite wird der Wasserzufluss bzw. -abfluss gesteuert. Um einen möglichst gleichmäßigen Wasserabfluss zu gewährleisten, wurden an der Abströmseite drei Kugelhähne vorgesehen.

Zum Einbau der Schmalwandsuspension (SWS) wurde in der Mitte des Versuchskastens ein vertikal verstellbarer Metallrahmen eingebettet. Dieser Rahmen kann in den eingefrästen Nuten in den Seitenwänden vertikal nach oben und unten geführt werden. Da im Zuge der Versuchsdurchführung auch mit Wassersäulen  $h_w > 40$  cm gearbeitet wird, befindet sich auf der Anströmseite eine Kopfplatte, die sowohl die VEDS nach oben hin abdichtet als auch zur Fixierung des nach oben geführten Metallrahmens dient. Zusätzlich ist zur Entlüftung des eingebauten Bodens sowie der Kontrolle der Wassersäule ein weiterer Kugelhahn in die Kopfplatte eingearbeitet worden.

Die Regelung des Wasserdruckes erfolgt mit Druckluft, die über ein Manometer eingestellt wird. Zur Überprüfung des Wasserdruckes befindet sich vor dem Wasserzuflusshahn ein Standrohr aus Plexiglas, an dem die präzise Druckhöhe des anstehenden Wassers abgelesen werden kann. Die sichere und dauerhafte Wasserversorgung erfolgt durch mehrere Wasservorratsbehälter.

Zu Beginn der Untersuchungen wurde der ausgewählte Boden in der linken (Abströmseite) sowie rechten (Anströmseite) Kammer der Versuchsapparatur handverdichtet eingebaut. Im Zuge der vorliegenden Arbeit wurden ein Grob- und ein Mittelsand verwendet. Anschließend wurde die dispergierte Schmalwandsuspension in den Metallrahmen der VEDS eingefüllt. Nach dem Einfüllen der Suspension wurde der Metallrahmen mit einer gleichmäßigen Geschwindigkeit nach oben gezogen und an der Kopfplatte befestigt. Der beim Ziehen des Metallrahmens eintretende Suspensionsverlust konnte durch eine nachträgliche Suspensionszugabe kompensiert werden. Während der Beschickung der Versuchsvorrichtung wurden die Kugelhähne an der An- und Abströmseite geschlossen (Abb. 5).



Abb. 5: Versuchsaufbau vor der hydraulischen Belastung

Nach dem Öffnen der Kugelhähne wird die rechte Kammer der VEDS kontinuierlich mit Wasser befüllt und die Modelschmalwand somit hydraulisch belastet (Abb. 6). Die hydraulische Belastung der Schmalwandsuspension erfolgt dabei entsprechend der durchgeführten Aufstauberechnungen.



#### Abb. 6: Versuchsaufbau während der hydraulischen Belastung

Im Zuge der Versuchsdurchführung wurden in einem sechsstündigen Zeitintervall die aus der linken Kammer abfließende Wassermenge aufgefangen und ausgewogen. Anschließend wurden jeweils 100 ml des aufgefangenen Wassers in analysereine PE-Flaschen gefüllt und bis zur chemischen Untersuchung bei einer Raumtemperatur von T = 10 °C gelagert.

Nach einer Durchströmungsdauer von 5 Tagen bei einer Umgebungs- und Durchströmungstemperatur von etwa 20 °C wurde die Schmalwandmasse aus der VEDS ausgebaut. Aufgrund der relativ hohen Festigkeit der Schmalwandmasse konnte davon ausgegangen werden, dass keine weiteren erosionsgefährdenden Prozesse zu erwarten sind.

Anhand der ausgebauten Schmalwandproben (siehe Abb. 7) ist ersichtlich, dass die Abnahme der Wassermenge erheblich von der Wandstärke der bereits erhärteten Masse abhängt. Während sich im Mittelsand eine lediglich 2 mm starke Schicht von Bodenkörnern an der Probenoberfläche bildete und somit eine Wandstärke von etwa 10 cm erreicht wurde, konnte im Grobsand ein vergleichsweise tiefes Eindringung der Suspension in den umgebenden Boden festgestellt werden. In Abhängigkeit vom Suspensionsdruck bildet sich im Grobsand ein ausgedehnter Penetrationskörper aus. Die durchschnittliche Wandstärke über die Höhe der Modellschmalwand entsprach in etwa 18 cm.



Abb. 7: Schmalwandmaterial bei Mittelsand (links) und Grobsand (rechts) nach dem Ausbau aus der VEDS

Die Auswertung der durchströmten Wassermenge und der daran durchgeführten chemischen Untersuchungen (pH-Wert, elektr. Leitfähigkeit, Ca-, K-, Na- und S-Ionen) werden in diesem Beitrag nicht weiter dargestellt. Die Wassermengen zeigen einander überlagernde Effekte von Filtratwasserabgabe und Durchströmung. Der sich ändernde hydraulische Gradient muss berücksichtigt werden. Bei der Betrachtung der Ionenkonzentrationen ist zu erkennen, dass der Anteil der ausgespülten Ionen sowohl vom Probenalter, dem Randmaterial als auch vom Zeitpunkt sowie Verlauf der hydraulischen Belastung abhängt.

Aus dem ca. 30 x 25 x 10 cm großem Schmalwandprobekörper wurden zum einen Würfel mit einer Kantenlänge von 10 cm zur einaxialen Druckprüfung und zum anderen Probewürfel mit einer Kantenlänge von ca. 3 bis 5 cm zur Bestimmung der Trockendichte hergestellt. Die Proben zur Ermittlung der Trockendichte wurden dabei entsprechend ihrer Lage im Wandquerschnitt analysiert und dokumentiert.

Nach der Probenentnahme wurde mittels Tauchwägung die Feuchtdichte der einzelnen Schmalwandproben bestimmt. Im Anschluss daran wurden die Proben bei einer Temperatur von 120°C getrocknet und der jeweilige Wassergehalt ermittelt. Anhand der bekannten Feuchtdichte sowie unter Berücksichtigung des ermittelten Wassergehaltes wurde abschließend die Trockendichte der jeweiligen Proben bestimmt.

In Abb. 8 wird die Verteilung der Trockendichte für die Versuche mit einem Mittelsand als Versuchsrandmaterial graphisch dargestellt. Die Abbildung zeigt die Trockendichteverteilung nach einer hydraulischen Beanspruchung mit dem Gradienten i = 0,02 [-] sowie mit einem Gradienten von i = 0,05 [-].



Abb. 8: Trockendichteverteilung der Schmalwandmasse beim Versuchsaufbau mit einem Mittelsand

Zur besseren Zuordnung der Trockendichte werden die einzelnen Bereiche der Modellschmalwand entsprechend farbig gekennzeichnet. Dabei wird der Farbton mit zunehmender Trockendichte dunkler, wobei jedem Intervall von 0,010 t/m<sup>3</sup> ein Farbton zugeordnet wird.

Die Ergebnisse der Trockendichtebestimmung der Versuche mit einem Mittelsand zeigen einen deutlichen Anstieg der Trockendichte an den Rändern der Modellschmalwand. Zudem nimmt die Trockendichte von oben nach unten zu und ist an der Anströmseite geringfügig niedriger als an der Abströmseite.

Bei der Untersuchung mit Grobsand als umgebendem Bodenmaterial haben sich qualitativ ähnliche Ergebnisse ergeben. Die Trockendichte erreicht in der Mitte lediglich einen Wert von  $\rho_d < 0,890 \text{ t/m}^3$ , die Randbereiche weisen ebenfalls leicht geringere Dichten als beim Mittelsand auf.

Die erhöhte Trockendichte in den Randbereichen der Modellschmalwand deutet auf eine Anreicherung der Feststoffbestandteile hin. Potentielle Ursachen für derartige Feststoffanreicherungen können sowohl aus der Durchströmung der SWM als auch durch Filtrationsbzw. Penetrationsvorgänge der Schmalwandsuspension am anstehenden Boden hervorgerufen werden. Das Abfiltern des in der Suspension enthaltenen Wassers erfolgt je nach Durchlässigkeit des Filtermediums direkt an der Schmalwand (z.B. Mittelsand) oder erst im Anschluss an eine Penetration der Suspension in den Boden (z.B. Grobsand). Daher ist die Kompaktierung der Feststoffe im Randbereich der Schmalwandmasse beim Mittelsand ausgeprägter als beim Grobsand.

Die nach unten anwachsende Trockendichte ist auf die zunehmende hydrostatische Druckdifferenz zwischen der suspensionsgestützten Schmalwand und dem anstehenden Boden zurückzuführen. Das verstärkte Abpressen des Wassers bewirkt somit auch ein verstärktes Filterkuchenwachstum.

Der geringfügige Unterschied der Trockendichte an der Anström- und der Abströmseite deutet auf Feststoffverlagerungen infolge der frühen hydraulischen Belastung hin. Die Feststoffpartikel werden in Strömungsrichtung transportiert und je nach Durchmesser im Filterkuchen auf der Abströmseite aufgefangen, wobei nach der Auswertung der Versuchsergebnisse keine signifikante Erosionsgefahr für die Schmalwandmasse festgestellt werden konnte.

Für die Untersuchung der **Druckfestigkeiten** wurden zu Beginn jedes Durchströmungsversuchs würfelförmige Schalkörper mit einer Kantenlänge von 10 cm mit Schmalwandsuspension verfüllt und 5 Tage bei einer Raumtemperatur von etwa T = 20 °C gelagert. Anhand der Referenzproben kann ein Vergleich zwischen den Druckfestigkeiten der durchströmten und undurchströmten Proben durchgeführt werden.

Die Ergebnisse der einaxialen Druckprüfung werden im Balkendiagramm Abb. 9 für die Durchströmungsversuche im Mittelsand dargestellt. Die jeweils abgebildeten Druckfestigkeiten wurden dabei aus den Mittelwerten der Einzelversuche berechnet.



Abb. 9: Einaxiale Würfeldruckfestigkeit qu der Schmalwandproben beim Durchströmungsversuch mit den hydraulischen Gradienten i = 0,02 und i = 0,05

Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass die Würfeldruckfestigkeiten der Proben aus der VEDS unabhängig von der hydraulischen Belastung eine mehr als doppelt so große Druckfestigkeit wie die hydraulisch unbelasteten Referenzproben aufweisen. Zudem sind die Druckfestigkeiten im oberen Bereich der Modellschmalwand minimal geringer als die im unteren Bereich. Vergleicht man die Druckfestigkeiten der Versuche mit Mittelsand und Grobsand, so ist festzustellen, dass im Grobsand im Durchschnitt eine um etwa  $\sigma = 0,2$  N/mm<sup>2</sup> geringere Festigkeit als beim Mittelsand erreicht wird. Es ist zu vermuten, dass die Differenz der Festigkeitswerte durch die wesentlich schnellere hydraulische Belastung hervorgerufen wurde. Aufgrund der frühzeitigen Belastung kann das Strukturgefüge der SWM beeinflusst werden und so die Festigkeitsentwicklung beeinträchtigen.

Die Untersuchung der Würfeldruckfestigkeit hat gezeigt, dass die Festigkeitsentwicklung durch strömendes Wasser nur unwesentlich beeinträchtigt wird. Zudem wird der Vorgang der Erosion durch Penetrations- bzw. Filtrationsprozesse in der Schmalwand überlagert. Während die Probewürfel aus der Modellschmalwand einen durchschnittlichen Wassergehalt von w = 0,68 [-] aufwiesen, wurde bei den Referenzproben ein Wassergehalt von w = 0,91 [-] ermittelt. Anhand des Wassergehaltes lassen sich somit erste Rückschlüsse auf den wassergefüllten Porenraum ziehen. Es zeigt sich, dass durch Filtration und Penetration die Kapillarporenanzahl verringert und somit auch der Einfluss der Erosion vermindert wurde.

Die beschriebenen Untersuchungsergebnisse legen Unterschiede in der Porenstruktur nahe. In Zusammenarbeit mit dem Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) wurden sechs Quecksilberdruckporosimetrieuntersuchungen durchgeführt. Dazu wurde je ein Probenwürfel mit der Kantenlänge von 1 cm aus dem Anström-, Mittel- und Abströmbereich der Modellschmalwand entnommen. Die jeweiligen Proben wurden zuvor 5 Tage in der VEDS unter verschiedenen Randbedingungen durchströmt. Anschließend wurden die Proben bei ca. 105 °C getrocknet und auf ihre Porenradienverteilung untersucht.

Ein Vergleich der Porenradienverteilung zeigt, dass die Radien der in der Schmalwandmasse enthaltenden Poren im Anström- und Abströmbereich kleiner als im Mittelbereich sind. Es ist daher anzunehmen, dass der Mittelbereich aufgrund der größeren Porosität eine höhere Durchlässigkeit als die Randbereiche der Modellschmalwand aufweist. In diesem Zusammenhang unterscheidet man im Allgemeinen zwischen Gel- und Kapillarporen. Gelporen sind kleine Poren (r < 0,1 µm) zwischen den Hydratationsprodukten, die mit Porenwasser gefüllt sind. Das Porenwasser haftet durch große physikalische Kräfte an den Partikeln und steht für einen Flüssigkeitstransport nicht zur Verfügung. Die Kapillarporen (r > 0,1 µm) entstehen durch überschüssiges Wasser, das nicht an der Hydratation teilgenommen hat. Mit zunehmendem W/Z-Wert steigt daher auch der Kapillarporenanteil. Die Feststoffeigenschaften einer bereits erhärteten Schmalwandmassen können infolge einer Durchströmung beeinflusst werden. Um dies näher zu untersuchen, wurden Versuche zum Einfluss der hydraulischen Erstbelastung im Probenalter von 3, 7 und 14 Tagen und deren Auswirkungen auf das Feststoffverhalten durchgeführt. Die Durchströmung der Probekörper sowie die Bestimmung der Durchlässigkeiten erfolgten dabei in Triaxialzellen nach DIN 18130-1 [1998] mit einem hydraulischen Gefälle von i = 90 [-] bei T = 10° C und 20° C.

Abb. 10 zeigt exemplarisch die Durchlässigkeitsbeiwerte der bei T = 10°C gelagerten Proben. Es ist erkennbar, dass die Durchlässigkeit mit dem Alter abnimmt und der Zeitpunkt der hydraulischen Erstbelastung einen Einfluss auf den Endwert des Durchlässigkeitsbeiwerts hat.



Abb. 10: Durchlässigkeiten der bei T = 10 °C gelagerten Probekörper

Mit fortschreitender Hydratation kommt es zu einer Verfestigung der Schmalwandmasse und die Durchlässigkeit sinkt. Die Temperatur beeinflusst die Hydratation und indirekt auch die Durchlässigkeit. Die Durchströmung der Probe führt höchstwahrscheinlich zu einer Verzögerung oder Schädigung der Gefügeausbildung, so dass diese den langsameren Abfall der Durchlässigkeit an älteren Proben erklärt. In Abb. 11 werden die Durchlässigkeiten der Probekörper dem Reifegrad gegenübergestellt.



Abb. 11: Durchlässigkeitsbeiwert im Verhältnis zum Reifegrad

Zusammenfassend ist bei den Versuchen festzustellen:

- je niedriger die Temperatur, desto langsamer Verläuft die Hydratation
- je niedriger die Temperatur, desto höher ist zum gleichen Zeitpunkt der k-Wert
- der k-Wert nimmt mit der Zeit ab

Neben dem Festigkeitsverhalten kann auch die Erosionsstabilität bzw. Dauerhaftigkeit von Dichtwandmassen mit Hilfe der einaxialen Druckfestigkeit beurteilt werden. Druckfestigkeitsprüfungen wurden unter Laborbedingungen an 28 Tage bei T = 20 °C gelagerten Probe durchgeführt. Um zudem die Festigkeitsentwicklung unter in situ herrschenden Temperaturen zu erfassen, werden die Druckfestigkeiten unter T = 20 °C und unter T = 10 °C gelagerter Proben verglichen. Um die Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit vom Durchströmungsbeginn und hydraulischen Gradienten zu erfassen, wurden die Proben nach 7, 14 und 28 Tagen aus den Triaxialzellen ausgebaut. An diesen Proben wurde die einaxiale Druckfestigkeit ermittelt und diese ins Verhältnis zu den undurchströmten Referenzproben gesetzt.

Zusammenfassend ist bei den Versuchen festzustellen:

- die Druckfestigkeit nimmt mit der Zeit zu
- die Druckfestigkeit nimmt um so schneller zu, je höher die Temperatur ist
- Beschreibung über den Reifegrad ist möglich, die Parameter der Reifefunktion sind jedoch materialabhängig.

Die von SCHULZ [2002] aufgestellte Reifefunktion für Dichtwandmassen beschreibt die Ergebnisse der eigenen Untersuchungen nicht befriedigend. Für die im Rahmen der Untersuchungen verwendete Schmalwandmasse wird eine Reifefunktion erstellt.

	R	= Reifegrad [Kh]
$R = (T+13)^{3,5} \cdot t$	Т	= Temperatur [°C]
	t	= Erhärtungszeit [h

Das bei der Regressionsgeraden entstehende Bestimmtheitsmaß von  $R^2 = 0,9911$  ergibt einen annähernd optimalen Wert zur Bestimmung des Reifegrads. Die zur Bestimmung des Reifegrads verwendete Regressionsgerade ist in Abb. 12 dargestellt.



Abb. 12: Regressionsgerade zur Bestimmung der Reifefunktion

Bei einem Reifegrad von R >  $3,5\cdot10^7$  Kh ist keine lineare Abhängigkeit zwischen dem Reifegrad und der Bruchspannung zu erkennen. Die bei den verschiedenen Lagerungstemperaturen ermittelten Bruchspannungen unterscheiden sich mit steigendem Reifegrad zunehmend stärker. Dies ist in Abb. 13 zu erkennen.



Abb. 13: Darstellung der einaxialen Druckfestigkeiten anhand des Reifegrades

In Anlehnung an SCHULZ [2002] wird bei der Definition der Reifefunktion lediglich der Bereich der Frühfestigkeit betrachtet, da sonst die Streuungen zu stark sind, um eine übertragbare Reifefunktion zu erhalten. Diese Reifefunktion hat nur bis zum Wendepunkt der Druckfestigkeits-Kurve (bei den bei T = 10 °C gelagerten Proben) allgemeine Gültigkeit. Die Grenze wird bei 14 Tagen bestimmt.

Festzuhalten ist, dass durch die Erhärtung der Schmalwandmasse der E-Modul steigt. Dies wird durch die niedrigere Temperatur von T = 10 °C zwar verzögert, dennoch streben die Werte gegen einen annähernd gleichen Endwert. Mit steigendem E-Modul wird der Baustoff immer spröder, er verliert sein plastisches Verhalten.

Um die Auswirkungen der Höhe der hydraulischen Belastung auf die Schmalwandproben beurteilen zu können, wurde der hydraulische Gradient zwischen  $30 \le i \le 150$  variiert. In Abb. 14 sind drei Probekörper abgebildet, die mit unterschiedlichen hydraulischen Gradienten durchströmt wurden. Dabei ist zu erkennen, dass die Färbung der Proben von grün nach grau erst bei für die Praxis unrealistisch hohen hydraulischen Gradienten umschlägt. Entscheidend für die Grünfärbung der Schmalwandproben ist der Gehalt an Schwefel- sowie der im Zement enthaltenen Metallionen. Werden diese Ionen aus der Schmalwandmasse ausgespült, kommt es zu einer Entfärbung der Schmalwandmasse. Die Färbung der durchströmten Proben kann somit ein erstes Indiz für die erosionsbedingte Ausspülung festigkeitsrelevanter Bestandteile darstellen.



Abb. 14: Probekörper nach 25-tägiger Durchströmung (Durchströmungsbeginn im Probenalter von 3 Tagen)

Der Rückgang der Druckfestigkeit kann sowohl durch Gefügeschädigung als auch durch eine verminderte Festigkeitsausbildung infolge Ausspülung und Verlagerung von festigkeitsbildenden Bestandteilen hervorgerufen werden. Ein Vergleich der Mittelwerte der Druckfestigkeiten in Abb. 15 zeigt, dass bei einem Durchströmungsbeginn im Alter von 3 Tagen und einem hydraulischen Gradienten von i = 150 [-] bereits nach einer Durchströmungsdauer von 4 Tagen ein Rückgang der Druckfestigkeit von 18 % zu verzeichnen ist.



Abb. 15: Entwicklung der einaxialen Druckfestigkeit im Bezug zu undurchströmten Proben (Beginn der Durchströmung nach 3 Tagen)

Nach einer Durchströmungsdauer von 11 Tagen sowie nach 25 Tagen vergrößert sich zwar die Differenz der quantitativen Festigkeitswerte, jedoch bleibt das Verhältnis zur jeweils undurchströmten Probe in etwa gleich.

In Abb. 16 wird die Druckfestigkeit der Probekörper in Abhängigkeit vom Durchströmungsbeginn sowie dem hydraulischen Gradienten dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass bei einem Durchströmungsbeginn im Alter von 3 Tagen und einer mittleren Druckfestigkeit von ca.  $q_u = 0,49 \text{ N/mm}^2$  ein Rückgang der Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom hydraulischen Gradienten beobachtet werden kann. Bei einem Durchströmungsbeginn im Probenalter von 5 oder 7 Tagen und einer Einbaufestigkeit von  $q_u = 0,87 \text{ bzw. } 1,26 \text{ N/mm}^2$  konnten keine signifikanten Veränderungen der Festigkeitswerte beobachtet werden. Die dabei auftretenden Differenzen zwischen den Mittelwerten in einer Größenordnung von maximal 5 % sind zum größten Teil auf Streubreite der Versuchsergebnisse zurückzuführen.



Abb. 16: Einaxiale Druckfestigkeit im Probenalter von 28 Tagen in Abhängigkeit vom hydraulischen Gradienten i und vom Durchströmungsbeginn

Der Nachweis der inneren mechanischen Erosionsstabilität erfolgt in Anlehnung an die ÖNORM B 4452 mit Hilfe des Pin-Hole-Tests. Für diese Untersuchung wurden Probekörper mit einem Erosionskanal von 1 mm Durchmesser und ca. 50 mm Länge in dafür konzipierten Schalkörpern hergestellt und im Probenalter von 3 Tagen mit einem konstanten hydraulischen Gefälle von i = 50 [-] durchströmt. Die während 70 Versuchstagen kontinuierlich abnehmenden Durchflussraten haben gezeigt, dass keine erosionsgefährdenden Vorgänge stattfinden. Die eingangs formulierte Hypothese ist unerwartet für die untersuchte Schmalwandmasse nicht relevant. Da sämtliche Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit bei einer Raumtemperatur von T = 20 °C durchgeführt worden sind und eine moderne, feststoffreiche Masse untersucht worden ist, sollte die Übertragbarkeit der Ergebnisse weiter untersucht werden. In situ treten sowohl beim Erhärten der Schmalwandmasse als auch beim Durchströmen Temperaturen von T  $\cong$  10 °C auf. Damit unterscheiden sich die Erhärtungsbedingungen einer Schmalwandmasse in situ deutlich von den standardmäßigen Laborbedingungen und es ist empfehlenswert, erweiternde Untersuchungen bei einer Temperatur von T = 10 °C durchzuführen.

## 4. Zusammenfassung

Für die experimentellen Untersuchungen sind praxisrelevante Versuchsmethoden angewandt beziehungsweise aus standardisierten bodenmechanischen Versuchen abgeleitet worden. Mit einer neu konzipierten "Versuchsvorrichtung zur Untersuchung der Erosionsstabilität lateral durchströmter Dichtwand-Suspensionen" (VEDS) wurde es möglich, eine Modellschmalwand unter verschiedenen Randbedingungen hydraulisch zu belasten. Im Gegensatz zur "pauschalen hydraulischen Beanspruchung" im weitestgehend abgebundenen Zustand, die bei den bislang bekannten Untersuchungen verwendet wird, kann die Schmalwandsuspension mit Hilfe der VEDS entsprechend der jeweils in situ relevanten Aufstauhöhen in Abhängigkeit von der Zeit bereits in nicht abgebundenem Zustand realitätsnah belastet werden.

Die Auswertung der Durchströmungsversuche in der VEDS hat gezeigt, dass frühzeitig hydraulisch belastete Schmalwandsuspensionen bereits als erosionsstabil eingeordnet werden können. Zudem konnte mit zunehmendem Probenalter ein signifikanter Rückgang der Durchlässigkeit festgestellt werden. Die chemische Analyse des Eluats zeigte in diesem Zusammenhang, dass die Auslaugung von Calcium-, Natrium-, Kalium- sowie Schwefelionen keinen signifikanten Einfluss auf die Durchlässigkeit und somit auch Erosionsstabilität der Modellschmalwand hatte. Zwar sind nachweislich festigkeitsrelevante Bestandteile in Form von Calciumionen ausgespült worden, jedoch kann aufgrund der geringen Ausspülungsmenge davon ausgegangen werden, dass die Gefügeausbildung und somit auch die Durchlässigkeit einer Schmalwand nicht negativ beeinflusst werden. Anhand der Verteilung der Trockendichte wurde eine filtrationsbedingte Feststoffanreicherung von Suspensionspartikeln im Randbereich der Modellschmalwand festgestellt. Im Vergleich zu einer unfiltrierten Schmalwandmasse weist eine filtrierte Schmalwandmasse eine geringere Durchlässigkeit sowie eine geringere Plastizität auf. Aufgrund der Filtration liegen keine homogenen Materialverhältnisse mehr vor, was sich aber im Hinblick auf die Erosionsbeständigkeit der Schmalwand positiv auswirkt. Ähnliche Erkenntnisse bezüglich der Gefügestruktur konnten auch durch Quecksilberdruckporosimetrien gewonnen werden. Die Auswertung der Porenradienverteilung ergab, dass es zu keiner Aufweitung des Porenraumes an der Anströmseite der Modellschmalwand kam. Im Ergebnis konnte nachgewiesen werden, dass bereits die Schmalwandsuspension auch unter den gewählten - im Vergleich zu früheren Untersuchungen verschärften - Randbedingungen als erosionsstabil einzustufen ist.

Im Zuge weiterer Untersuchungen ist zudem die Beständigkeit der erhärteten Schmalwandmasse gegenüber einer inneren mechanischen Erosion bzw. Fugenerosion mittels Pin-Hole-Tests überprüft worden. Diese Form der Erosion tritt überwiegend bei bereits vorgezeichneten Wasserkanälen (Fugen) auf, da hier die größten Strömungsgeschwindigkeiten herrschen. Bei der Durchströmung derartiger Wasserkanäle können feinkörnige Partikel aus der Schmalwandmasse herausgelöst werden und zu einer Vergrößerung der Kanäle führen. Die Ergebnisse zeigen, dass sich bei gleich bleibender hydraulischer Beanspruchung die Durchflussmenge des Wassers verringert, was darauf hinweist, dass sich der Kanaldurchmesser reduziert hat und somit keine Anzeichen einer inneren mechanischen Erosion vorliegen.

Insgesamt zeigen die Ergebnisse der Untersuchungen, dass aufgrund der stofflichen Qualität der Schmalwandfertigmischung eine hohe Stabilität gegenüber in situ vorherrschenden hydraulischen Belastungen erreicht werden kann. Untersuchungen an feststoffarmen Dichtwandmassen ließen vermuten, dass bei feststoffreichen Schmalwandmassen ähnliche Phänomene infolge von Erosionsvorgängen auftreten. Diese Hypothese konnte jedoch anhand der ermittelten Versuchsergebnisse nicht bestätigt werden. Abschließend ist anzumerken, dass sämtliche Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit bei einer Raumtemperatur von T = 20 °C durchgeführt worden sind. Demgegenüber treten in situ sowohl beim Erhärten der Schmalwandmasse als auch beim Durchströmen Temperaturen von T  $\cong$ 10°C auf. Es ist daher empfehlenswert, weitere Untersuchungen bei einer Temperatur von T = 10°C und mit anderen Fertigmischungen durchzuführen.

Die vorgestellten Ergebnisse wurden im Rahmen eines von der DFG geförderten Forschungsvorhabens erarbeitet.

# 4. Literatur

Düllmann, H. Heitfeld, KH.	Erosionsbeständigkeit von Dichtwänden unterschiedlicher Zu- sammensetzung Vorträge zur Baugrundtagung 1982 in Braunschweig, Deutsche Gesell- schaft für Geotechnik e.V., 1982					
DVWK	<b>Dichtungselemente im Wasserbau, Merkblatt 215,</b> Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., Verlag Paul Parey, Hamburg/Berlin, 1990					
Kleist, F.	Die Systemdurchlässigkeit von Schmalwänden Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 87, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Mün- chen, 1999					
Kirsch, - Rüger, -	Die Rüttelschmalwand – ein Verfahren zur Untergrundabdichtung					
	Vorträge zur Baugrundtagung 1976 in Nürnberg, S. 439-459, Selbstverlag, Essen, 1976					
Österreichische Vereinigung für Beton- und Bau- technik	Richtlinie Schmalwände, März 2002					
Scholz, Chr.; Rosenberg, M.; Stahlmann, J.	Die Bedeutung verschiedener Imperfektionen für den Abdichtungs- erfolg von Einphasen-Dichtwänden Bautechnik 81, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, S. A4-A5, 2/2004					
Schulz, T.	Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaf- ten von Dichtwandmassen, Dissertation, Braunschweig 2002					
Strobl, T.	Ein Beitrag zur Erosionssicherheit von Einphasen- Dichtungswänden, Wasserwirtschaft 72, Heft 7/8, S. 269-272, 1982					

Anschrift der Autoren:

Dr.-Ing. Matthias Rosenberg Institut für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig Gaußstr. 2 38106 Braunschweig m.rosenberg@tu-bs.de www.IGB-TUBS.de Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann Institut für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig Gaußstr. 2 38106 Braunschweig j.stahlmann@tu-bs.de www.IGB-TUBS.de

# Mixed-In-Place 2005 – Einsatz des CSM-Verfahrens in Leuna (Südliche Abstromsicherung)

Autoren: Nikolaus Schneider, GuD Ingenieurbüro für Spezialtiefbau GmbH Holger Itzeck, BAUER Maschinen GmbH

Im Jahr 2005 wurde zur Sicherung der vorhandenen Altlasten auf dem Gelände des ehemaligen Großchemiestandortes im Rahmen des Ökologischen Großprojektes Leuna der südliche Abstrombereich geklärt. Als wesentliches Element wurde hierzu eine Einphasendichtwand im CSM-Verfahren (Cutter-Soil-Mixing) hergestellt.

Der folgende Beitrag zeigt einen Abriss der Vorgehensweise von der Sanierungsplanung bis zur Ausführung. Ein Schwerpunkt stellt dabei die Vorstellung des innovativen Bauverfahren CSM dar. Aufgrund technischer und wirtschaftlicher Gesichtspunkte bietet sich dieses gerade bei Altlastenstandorten besonders an.

#### VORGESCHICHTE ZUM STANDORT LEUNA

Die Stadt Leuna liegt ca. 25 km südlich von Halle (Saale) im Landkreis Merseburg-Querfurt. Leuna gehört zu den bedeutendsten Chemiestandorten Deutschlands. Die Baumaßnahme befindet sich im unmittelbar angrenzenden Bereich der Leuna-Werke. Anfang des 20. Jahrhunderts wurden die Leuna-Werke in Betrieb genommen. In den Anlagen der Alten Raffinerie wurden über mehr als 70 Jahre Kraftstoffe hergestellt. Da in den Leuna-Werken die für die deutsche Kriegswirtschaft wichtige Kraftstoffgewinnung durch Verflüssigung von Kohle durchgeführt wurde, waren die Leuna-Werke im 2. Weltkrieg Ziel zahlreicher Bombenangriffe, die ca. 80 % der Alten Raffinerie zerstörten. Insgesamt wurden 18.000 Tonnen Bomben über dem Standort abgeworfen. In den 1950er Jahren wurde die Produktion vollständig auf die Verarbeitung von Erdöl umgestellt.



Abbildung 1: Alte Raffinerie Leuna (Zustand vor Rückbau)

Die Anlagen der Alten Raffinerie wurden nach ihrer Stilllegung 1995/96 bis zum Jahr 2000 vollständig rückgebaut. Verblieben sind Untergrundbelastungen infolge von Kriegseinwirkungen, Havarien und sonstigen Handhabungsverlusten. Schätzungen gehen von einem Eintrag von mehr als 10 Millionen Liter Kraftstoff in den Boden aus. Dadurch wurden im Bereich der Alten Raffinerie ca. 1,8 Millionen Tonnen Boden durch Kraftstoffe verunreinigt.

Die Kraftstoffe bestehen überwiegend aus Mineralölen sowie aromatischen Kohlenwasserstoffen (Benzol). Ein weiterer Problemstoff stellt das so genannte "MTBE" dar, ein Ether, der als Antiklopfmittel den Kraftstoffen zugesetzt wurde. Der unmittelbare Kontakt mit den Schadstoffen bildet im Grundwasser eine so genannte "Schadstofffahne" aus, die teilweise mehrere Hundert Meter Länge bis zum 2000 m östlich gelegenen Wasserwerk Daspig aufweist.

Die MDVV Mitteldeutsche Vermögensverwaltungsgesellschaft mbH ist Rechtsnachfolgerin der Leuna-Werke AG und Projektträgerin des ÖGP – Ökologisches Großprojekt Leuna. Die Herstellung der südlichen Abstromsicherung stellt einen der wesentlichen Bausteine im Ökologischen Großprojekt Leuna dar. Die MDVV wird vertreten durch die MDSE Mitteldeutsche Sanierungs- und Entsorgungsgesellschaft mbH. Freistellungsbehörde und zuständige Bodenschutzbehörde ist die Landesanstalt für Altlastenfreistellung Sachsen-Anhalt LAF. Als Planer und Überwacher für die Errichtung der südlichen Abstromsicherung wurde die ARGE Abstromsicherung G.U.T. mbH / GuD GmbH beauftragt.

#### SANIERUNGSSTRATEGIE

Da eine vollständige Beseitigung der Bodenverunreinigungen praktisch unausführbar ist, wurde eine Sanierungsstrategie zur Sicherung der Altlast entwickelt.

Zunächst erfolgte die Einteilung der sanierungsrelevanten Bereiche in eine Innenzone und eine Außenzone. Durch entsprechende technische Maßnahmen war zu gewährleisten, dass keine Schadstoffe von der Innenzone in die Außenzone gelangen. Kernstück der Abstromsicherung bildet die Errichtung einer wasserundurchlässigen, unterirdischen Einphasendichtwand, die das Grundwasser am Weiterfließen hindert. Durch die geologische und hydrogeologische Baugrunderkundung wurde die Wirksamkeit der Dichtwand auf die schadstoffreichen grundwasserführenden Bereiche des Quartärs sowie den oberen Grundwasserleiter des Tertiärs ausgelegt, um Schadstofftransporte über hydraulische Fenster zwischen Quartär und Tertiär zu vermeiden.



Abbildung 2: Grundkonzept südliche Abstromsicherung mit den bekannten Grundwasserisohypsen

Um einen Anstau des Grundwassers vor der Dichtwand zu verhindern, werden die kontaminierten Grundwässer vor der Dichtwand in einer Tiefendränageleitung gesammelt und anschließend einer Grundwasserreinigungsanlage zu aepumpt. Das ZU bewirtschaftende Grundwasser wird durch eine Kombination aus chemischen und physikalischen Verfahren gereinigt und anschließend über Rohrleitungen in

Versickerungsbecken geleitet, die hinter der Dichtwand angeordnet sind. Beim Betrieb der Abstromsicherung wird somit die Menge an Grundwasser, die vor der Dichtwand entnommen wird, hinter der Dichtwand gereinigt zurückgeführt, so dass ein ausgeglichener Wasserhaushalt gewährleistet ist. Es wird mit einem jährlichen Wasseranfall von etwa 90.000 m<sup>3</sup> gerechnet.

Nach Vorlage des Konzeptes im Jahr 2004 erfolgte die Planung zwischen September 2004 und Mai 2005 in einem vergleichsweise kurzen Zeitraum. Die Errichtung der Sanierungsanlagen wurde im November 2005 abgeschlossen. Der anschließende Pilotbetrieb geht planmäßig im Herbst 2006 in den Dauerbetrieb über. Die Abstromsicherung muss nach gegenwärtigem Stand über eine Dauer von etwa 15 Jahren betrieben werden.

#### GEOLOGIE AM STANDORT

Der Baugrund stellt sich in den einzelnen Trassenbereichen der Dichtwand differenziert dar. Die Dichtwandtrasse wird in der geologischen Einordnung vom Quartär, Tertiär und Trias beeinflusst. Im Nordbereich (0+410 bis 0+446) treten relativ oberflächennah unter den quartären Deckschichten Schichten des Buntsandsteins (Trias) auf.



Abbildung 3: Geologischer Längsschnitt

Im mittleren und südlichen Trassenbereich folgt dem Quartär im Liegenden das Tertiär, geprägt durch Wechselfolgen von Sanden, Schluffen und Tonen, dem sich darunter liegend das Trias anschließt. Das Quartär wird vornehmlich durch Sande und Kiese des Terrassenschotters bestimmt. Der südliche Trassenbereich (0+000 bis 0+080) weist im Tertiär mächtige, organische Schluffe und Tone auf.

Geologie	Schicht	Schichtmächtigkeit in den Trassenbereichen			
	Bezeichnung	Boden- / Felsklasse DIN 18300	0+000 bis 0+385	0+385 bis 0+410	0+410 bis 0+446
	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]
Quartär	Mutterboden		≈ 3 – 8 m	≈ 4 m	≈ 3 – 4 m
	Auffüllung				
	Deckschicht	1 – 4			
	Deckschicht organisch				
Tertiär	Terrassenschotter		≈ 15 – 40 m	Übergangs- bereich (Tertiär	kein Tertiär
	Tertiär, bindig	3 – 5			
	Tertiär, Sande				
	Braunkohlebildungen	oildungen		lautt aus)	
Trias	Bundsandstein	6 – 7	ab ≈ 20 – 48 m Tiefe	ab ≈ 4 – 25 m Tiefe	ab ≈ 3 – 4 m Tiefe

Tabelle 1: Geologie im Bereich der Dichtwandtrasse

Die Baugrunderkundung erfolgte in Form einer 2-stufigen Baugrunderkundung als Grundlage für Planung und Bauausführung resultierend aus den Erkenntnissen der Vorplanung. Bestandteil der Erkundungen waren 25 Trockenbohrungen DN 320, 10 Sondierungen und 15 Kleinrammbohrungen DN 80, woraus ein entsprechendes Laborprogramm abgeleitet wurde. Ergänzend wurden während des Bohrprozesses Schöpfproben bzw. Grundwasserproben mittels Tauchpumpe entnommen und analytisch untersucht.

# VORLAUFENDE EIGNUNGSPRÜFUNGEN AN EINPHASENDICHTWANDMASSEN

Dichtwandmassen werden als Fertigmischungen bzw. deren Einzelkomponenten pulverförmig auf die Baustelle geliefert und in Silos gespeichert. Durch den verfahrensbedingten Bodeneintrag in die Dichtwandmasse handelt es sich bei den Dichtwandmassen um keinen genormten Baustoff im Sinne einer Baustoffnorm. Die Dauerbeständigkeit, die mechanischen Eigenschaften und die hydraulischen Kennwerte sind deshalb nicht über geltende Vorschriften ableitbar, sondern müssen durch Eignungsversuche nachgewiesen werden. Dafür werden vor der Auswahl geeigneter Dichtwandmassen im Labor Materialuntersuchungen durchgeführt, die den verfahrensbedingten Bodeneintrag simulieren sollen.

Die Eignungsprüfung setzt sich aus Eignungsuntersuchungen im Labor und den Untersuchungen an einem Probelement im Feld zusammen. Mit der Eignungsfeststellung wird die Dichtwandmasse auf Ihre Eigenschaften sowohl im Baubetrieb als auch im Endzustand geprüft.

In den laborativen Eignungsuntersuchungen wurde den Dichtwandmassen zur Simulation der zu erwartenden Materialbeeinflussung repräsentativ entnommenes Bodenmaterial aus der Baugrunderkundung sowie anstehendes Grundwasser in unterschiedlichen Konzentrationen zugemischt.

Auf Vorschlag der GuD GmbH wurde festgelegt, bereits im Rahmen der Genehmigungsplanung laborative Eignungsuntersuchungen an 3 unterschiedlichen Einphasendichtwandmassen durchzuführen. Mit der laborativen Eignungsfeststellung der Produkte verschiedener Hersteller vor der Angebotsabgabe für die Dichtwandbauleistung wurde der Wettbewerb hinsichtlich der Dichtwandmassen sichergestellt.

Im Vorfeld der Baumaßnahme wurden drei Dichtwandmassen mit Feststoffanteilen zwischen 200 und 250 kg/m<sup>3</sup> laborativ eignungsgeprüft:

- Diwa-mix K mod. 1 230
- Lafarge-Dichtbinder (+Bentonit)
- Solidur 274 S.

Mit den gewählten Probenansätzen wurden die Eigenschaften der Frischsuspension zur Verarbeitbarkeit, das Abbindeverhalten der erstarrenden Dichtwandmasse sowie des abgebundenen Materials geprüft.

Für die Durchführung der Eignungsprüfung wurden zwei Bodenmischproben verwendet:

- Bodenmischprobe 1: Quartär und Trias (Buntsandstein)
- Bodenmischprobe 2: Quartär und Tertiär.

Die laborativen Parameterbestimmungen und Prüfumfänge wurden basierend auf den Vorgaben der GDA-Empfehlungen (E 3-2) mineralischer Dichtwandmassen durchgeführt. Im Rahmen der Frischsuspensionsprüfungen wurden Kennwerte wie Dichte, Fließgrenze, Marsh-Zeit und Filtratwasserabgabe geprüft. An der abgebundenen Dichtwandmasse erfolgte die Feststoffuntersuchung in Form von Druckfestigkeitsbestimmungen sowie die Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes.



Abbildung 4: Filterpresse zur Bestimmung des Filtratwassers (links), Kugelharfe zur Bestimmung der Fließgrenze (rechts)

Darauf aufbauend wurden weitere projektspezifische Eignungsuntersuchungen durchgeführt, um Auffälligkeiten der Dichtwandmassen im Baubetrieb sicher bewerten zu können. Hierzu zählen:

- Bestimmung der Scherfestigkeit nach 24, 48 bzw. 72 Stunden an der erstarrenden Dichtwandmasse unter Einwirkung der standortspezifischen Problemstoffe bindige, organische Substanz (Mudde, Braunkohle) und Produktphase, um die Festigkeitsentwicklung zu untersuchen,
- Lagerungsversuche (96 Tage) in Baustellen-Grundwasser und begleitende Nadeleindringversuche mit dem Vicat-Gerät, um den diffusen Schadstoffangriff und die Veränderung der Dichtwandmasse zu beurteilen,
- Durchströmungsversuche mit Baustellen-Grundwasser über 96 Tage zur Untersuchung der chemischen Erosionsstabilität,
- Rührversuche über 6 Stunden zur Überprüfung der Verarbeitbarkeit der Frischsuspension bei regelmäßiger Überprüfung der Rheologie.



Abbildung 5: Ergebnisse der Eignungsprüfung zur Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes



Abbildung 6: Ergebnisse der Eignungsprüfung zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit

#### VERIFIKATION DER SONDERVORSCHLÄGE

Die planmäßige Herstellung der Dichtwand in den Regelbereichen sah die Ausführung im herkömmlichen Schlitzwandgreiferverfahren vor.

Durch die ausführende Firma wurde die Alternativlösung zur Herstellung der Dichtwand im weiterentwickelten Mixed-In-Place-Verfahren, dem Cutter-Soil-Mixing-Verfahren (CSM-Verfahren), ausgeführt mit der Dichtwandmischung MIP-150, angeboten.

Die Bewertung der Sondervorschläge erfolgte auf Grundlage der in den Ausschreibungsunterlagen festgelegten Anforderungen, die vorgaben, dass

- der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert sowie die Druckfestigkeit an 28 Tage alten Proben ≤ 5,0 x 10<sup>-10</sup> m/s bzw. ≥ 0,5 N/mm<sup>2</sup> betragen muss,
- eine Dichtwandstärke von ≥ 60 cm gesichert ist sowie

Bei der herkömmlichen Schlitzwandgreifertechnik wird der anstehende Baugrund durch die Dichtwandmasse unter anteiligem Bodeneintrag während der Herstellung ersetzt. Das CSM-Verfahren verwendet den anstehenden Baugrund als Baustoff und vermengt diesen mit der Dichtwandsuspension zu einer Dichtwandmasse.

Der durch die ausführende Firma vorgelegte laborative Eignungsnachweis auf Grundlage der vertraglich vorgegebenen Anforderungen wurde verfahrensspezifischen in Eignungsuntersuchungen geführt. Von der GuD GmbH wurden darüber hinaus zusätzliche Untersuchungen durchaeführt. die Prüfungen zum Abbindeverhalten der Dichtwandmischungen unter Anwesenheit der erwähnten standortspezifischen Problemstoffe Mudde/Braunkohle sowie Produktphase beinhalteten.

Begleitend zu den laborativen Untersuchungen wurde der Eignungsnachweis an einem Probeelement auf der Baustelle durch eine 7-stichige Probedichtwand ergänzt. Die eingesetzte Dichtwandmischung MIP-150 besteht aus ~ 410 kg Fertigkomponenten, die mit ~ 860 kg Wasser zu einem Kubikmeter Suspension angemischt werden.



Abbildung 7: Ergebnisse der Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes an der Dichtwandmischung MIP-150 aus Eignungsprüfung, Probebetrieb und Regeleinbau

Auf Grundlage des Qualitätssicherungsplanes wurden durch ein 2-stufiges Sicherungskonzept von Baufirma (Eigenüberwachung) und Auftraggeber (Fremdüberwachung) baubegleitende laborative Untersuchungen an der frischen, erstarrenden und abgebundenen Dichtwandmasse durchgeführt, um die vertraglich festgelegten Anforderungen zu bestätigen. Die Probenahme erfolgte baubegleitend an der Mischanlage und am Zulauf. Zusätzlich wurden aus dem fertig hergestellten Schlitz Proben für nachlaufende Untersuchungen entnommen.



Abbildung 8: Ergebnisse der Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit an der Dichtwandmischung MIP-150 aus Eignungsprüfung, Probebetrieb und Regeleinbau

Der Einsatz des MIP/CSM-Verfahren konnte auf der Grundlage dieser technischen Anforderungen beim Bauvorhaben ÖGP Leuna als gleichwertiges Verfahren zur Herstellung der Dichtwand be- und gewertet werden.

# Innovation aus Tradition

Die bisher weltweit eingesetzten Bodenmischverfahren (soil-mixing) beruhen darauf, dass der anstehende Boden durch Mischwerkzeuge bearbeitet wird, die sich um vertikale Achsen drehen. Diese Verfahren haben ihren Ursprung und ihr Grundprinzip in der Drehbohrtechnik.

Das relativ junge CSM-Verfahren wurde von der BAUER Maschinen GmbH unter Nutzung der Erfahrungen aus vielen 100.000 m<sup>2</sup> Schlitz- und Dichtwänden im Fräsverfahren entwickelt und zur Produktionsreife gebracht. Es unterscheidet sich von den traditionellen Verfahren im Wesentlichen dadurch, dass die Mischwerkzeuge sich um horizontale Achsen drehen.

Wie bei den Mixed-in-Place-Verfahren mit Einfach- oder Mehrfachschnecken bzw. paddeln wird der anstehende Boden durch die Fräsräder gelockert und durch die Zugabe von Suspension und hohem Mischenergieeintrag zu einem Bodenmörtel verwandelt.

Die BAUER Maschinen GmbH erhielt für diese Entwicklung den Innovationspreis des Deutschen Baumaschinentages.

# Verfahrensprinzip für die Dichtwand in Leuna

Der in bindigen und rolligen Wechsellagen anstehende Boden in Leuna wurde in intensiven Vorversuchen unter Zugabe einer geprüften selbst erhärtenden Suspension zu einem Wandbaustoff vermischt, der den hohen Anforderungen entsprechen musste.

Im Normalfall sind für die Ausführung folgende Arbeitsschritte obligatorisch:

- Herstellung eines ausreichend dimensionierten Vorlaufgrabens zur Aufnahme des auch herstellbedingt erforderlichen Suspensionsüberschusses. Auf die Herstellung einer Leitwand kann im Grundsatz eigentlich verzichtet werden, allerdings ist für die Sauberkeit auf der Baustelle und die Übersichtlichkeit des Produktionsprozesses eine einfache Betonbegrenzung nicht von Nachteil.
- Einfahren auf Endtiefe unter ständiger Zugabe einer angepassten
  Suspensionsmenge unter Verflüssigung des anstehenden Bodens. Die einzelnen
  Wandabschnitte werden dabei im Regelfall im so genannten Pilgerschrittverfahren
  aufgefahren. Der Überschnitt zwischen den einzelnen Lamellen wird dabei in
  Abhängigkeit von der Wandtiefe, der verfügbaren Messtechnik und der späteren
  Aufgabe der herzustellenden Wand gewählt. Übrigens stellt der Anschnitt älterer
  Wandabschnitte, der bei anderen Verfahren immer wieder Schwierigkeiten bereiten
  kann, durch den Einsatz der Frästechnik kein Problem dar.



Abbildung 9: Prinzipskizze Pilgerschrittverfahren

Der Großteil der für das Endprodukt erforderlichen Suspension wird beim Abfahren, das heißt beim Aufmischen und Verflüssigen zugegeben. Dabei wird die Pumpmenge in Abhängigkeit zum Fräsfortschritt gesteuert. Die Umdrehungszahlen der Fräsräder liegen bei 20 - 40 Umdrehungen pro Minute. Dies stellt einen sehr hohen mechanischen Durchmischungsgrad sicher.



Abbildung 10: Mischwerkzeug



Abbildung 11: Bestückung der Fräsräder

- Während des Ziehvorganges wird die restliche Suspensionsmenge zugegeben, auch dabei erfolgt noch einmal eine intensive Durchmischung des bereits hergestellten Wandelementes.
- Sollte die Wand als statisch wirksames Verbauelement geplant sein, kann nun beispielsweise ein Strahlträger in die noch flüssige Wand eingestellt werden. Dies macht aber nur Sinn bei Verwendung von Suspensionen mit höheren Zementanteilen und damit Endfestigkeiten.

# Gerätetechnik

Die Größe der hergestellten Elemente richtet sich nach der eingesetzten Geräteeinheit. Es können Elemente mit Stichlängen von 2,2 m - 2,8 m und Wandstärken von 0,5 m - 1,0 m hergestellt werden.



Abbildung 12: Mischräder und Kasten für Hydraulikantrieb

Das wichtigste Element des Gerätes sind die Fräsgetriebe. Sie werden durch Hydraulikmotoren, die in einem wasserdichten Kasten eingebaut sind, angetrieben.



Abbildung 13: Blick in den "Kasten"

Zum Lösen und Mischen des Bodens wurden verschiedene Typen von Mischrädern entwickelt. Die Wahl des richtigen Rades und Zahnbesatzes ist eine Grundvoraussetzung für einen wirtschaftlichen Arbeitsfortschritt, einen minimierten Verschleiß und für die Erzielung einer homogenen Mischung.



Abbildung 14: Radtypen

Die Suspensionszugabe erfolgt unmittelbar zwischen den Mischrädern. Die drehenden Mischräder und vertikal angeordnete Platten wirken während der Herstellung als Zwangsmischer.

Die Mischeinheit wird im Regelfall an einer (Kelly)-Stange geführt. Dabei sind derzeit Tiefen bis 35,00 m erreichbar. Alternativ kann sie freihängend an einem mit Steuerungsinstrumenten versehenen Rahmen montiert werden. Die seilgeführten" Systeme eignen sich besonders für die Herstellung von tiefen Mischwänden. Die größte Tiefe, die mit einer seilgeführten Anlage bis jetzt hergestellt wurde, beträgt 55 m.



Abbildung 14:Einfachlösung - stangengeführte CSM Einheit (Japan)



Abbildung 15: seilgeführte, freihängende CSM Einheit
Bei beiden Systemen wird ein hoher Anspruch an die Qualitätssicherung gestellt. Sämtliche Produktions- und maschinentechnisch relevanten Daten werden während der Herstellung visualisiert und für eine spätere Dokumentation gespeichert.



Abbildung 16: Arbeitsbildschirm

## Vergleich zu anderen Verfahren:

Das CSM Verfahren weist wesentliche Vorteile gegenüber herkömmlichen Verfahren auf:

- Der anstehende Boden wird als Baustoff verwendet.
- Es fällt weniger überschüssiges Schlitzgut an; aus diesem Grund ist das Verfahren sehr gut für Arbeiten in kontaminierten Bereichen geeignet, wo die Entsorgung des Aushubmaterials aus Gründen der Wirtschaftlichkeit aber auch des Arbeitsschutzes ein erheblicher Faktor werden kann.
- Wandtiefen von 25 m und Tagesleistungen von 200 m² können mit relativ leichten Trägergeräten mit einem Einsatzgewicht von 70 – 90 to und einer installierten Motorleistung von 260 – 300 kW erreicht werden.
- Eine hohe Vertikalität der Wandelemente wird durch die Kelly-Führung und durch die gegenläufigen Fräsräder sichergestellt. Insbesondere das bei seilgeführten Schlitzwandgreifern während der Wandherstellung immer wieder problematische Verdrehen ist ausgeschlossen.

- Das Fräsprinzip gewährleistet eine saubere und problemlose Fugenausbildung auch zwischen Wandelementen mit verschiedenem Herstellalter z.B. nach Wochenendpausen oder Arbeitsstillständen. Eine Unterscheidung der einzelnen Herstellabschnitte ist auch augenscheinlich kaum noch möglich.
- Auch härtere Bodenschichten können durch die Verwendung von Fräsrädern als Löseund Mischwerkzeug durchörtert und gemischt werden.

## Ergebnisse Leuna



Abbildung 17: Bauprojekt Leuna

Der Einsatz des CSM-Verfahrens hat sich auf Grundlage der technischen Anforderungen beim BV ÖGP Leuna als mindestens gleichwertiges Verfahren zur Herstellung der Dichtwand bestätigt.

Die Arbeiten konnten von Beginn an mit guter durchschnittlicher Tagesleistung von 200 m<sup>2</sup>/Schicht ausgeführt werden. Selbst in den Bereichen mit Hindernissen (Steine, Gerölllagen) konnten 150 m<sup>2</sup>/Schicht sicher erreicht werden.



Abbildung 18: Dichtwandlamelle in der Herstellung

Die anspruchsvollen Terminvorstellungen des Bauherrn konnten realisiert werden. Auch die anderen Bausteine der Abstromsicherung wurden mangelfrei abgenommen. Der Betrieb läuft bis dato einwandfrei.



Abbildung 19: Grundwasserreinigungsanlage

Auch die fertig gestellte Dichtwand wurde einer intensiven Begutachtung unterzogen. Die Qualität insbesondere in den Fugenbereichen konnte eindrucksvoll nachgewiesen werden.



Abbildung 20: Freigelegter Dichtwandkopf

Als positiver Ausblick bleibt bei diesem kleinen Beispiel festzustellen, dass der Standort Deutschland durchaus noch nicht verloren ist. Innovationsfähigkeit und Innovationsfreude bei allen Beteiligten sind dafür aber die notwendige Voraussetzung.

## Autoren/ Anschrift

Nikolaus Schneider für die ARGE Abstromsicherung G.U.T. mbH / GuD GmbH c/o GuD Ingenieurbüro für Spezialtiefbau GmbH Dudenstraße 78 10965 Berlin

E-Mail: bau@gudconsult.de

Holger Itzeck BAUER Maschinen GmbH Wittelsbacherstraße 5 86529 Schrobenhausen

E-Mail: <u>BMA@bauer.de</u>

## Quellennachweis:

- E. Stoetzer, F.-W. Gerressen, M. Schöpf: CSM Cutter-Soil-Mixing - Ein neues Verfahren zur Herstellung unterirdischer Wände - erste Erfahrungen ausgeführtem Projekt
   5. Colloquium "Bauen in Boden und Fels" Technische Akademie Esslingen 2006
- Leuna Raffinerie Gesellschaft mbH; LEUNA Kraft aus Kohle und Öl, 70 Jahre Kraftstoffe aus den Leuna-Werken; Verlag Janos Stekovics Wettin;1997
- Leuna-Werke GmbH; LEUNA Metarmorphosen eines Chemiewerkes; Verlag Janos Stekovics Wettin;1997
- Deutsche Gesellschaft f
  ür Geotechnik e. V. (DGGT); GDA-Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten; 3. Auflage, 1997
- Jörg Friedrich: Der Brand
   Deutschland im Bombenkrieg 1940 1945, München 2002

# Herstellung des Funnel-and-Gate-System auf dem ehemaligen Gaswerksgelände München

Th. Steinbrecher, U. Pelleter, BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

Auf dem Gelände des ehemaligen Gaswerks München Moosach wurde zur Sanierung einer Grundwasserkontamination mit Polycyclischen aromatischen Kohlenwasserstoffen (PAK) und Benzol (Bestandteile von Teerölen) das zur Zeit größte Funnel-and-Gate-System gebaut. Der "Funnel" (Trichter) wurde als Dichtwand mit einer Länge von ca. 1200 m, bis zu 28 m tief ausgeführt. Die Gates (Tore) wurden als Dichtwand mit eingestellter Spundwand hergestellt und mit einer Rahmenkonstruktion ausgesteift. In den Gates sind Filterbehälter mit einem Durchmesser von 3 m eingestellt, die mit Aktivkohle gefüllt sind. Um die Standzeit und damit den Austausch der Aktivkohle zu überwachen, wurde die Anlage mit einer aufwendigen Mess-, Steuer- und Regeltechnik ausgestattet.

#### 1. Einführung

Das ehemalige Gaswerksgelände in München war von 1907 bis 1975 in Betrieb. In diesem Zeitraum wurden insgesamt ca. 20 Mio. t Steinkohle zu Stadtgas verarbeitet. Als Nebenprodukte der Gaserzeugung fielen ca. 500.000 t Teer und Teeröle an, die über die Jahrzehnte zu nicht unerheblichen Teilen im Untergrund versickerten. Dies führte zu Belastungen des Bodens und des Grundwassers. Bereits in den 90er-Jahren wurden auf dem Gelände umfangreiche Sanierungs- und Sicherungsmaßnahmen durchgeführt. Hierbei wurde zur Sanierung ein aktives Reinigungsverfahren (pump-and-treat) eingesetzt. Es wurden Entnahmebrunnen in den unmittelbaren Abströmbereich des Schadensherdes gesetzt und das Wasser wurde zur Reinigung in eine oberirdische Aufbereitungsanlage weiter in die Versickerungsbrunnen gepumpt. Ein Vorteil bei diesem Verfahren sind die niedrigen Investitionskosten. Nachteilig sind die vergleichsweise hohen Betriebskosten, die die Investitionskosten schnell übersteigen.

Im Hinblick einer langfristigen und wirtschaftlichen Nutzung des gesamten Ge-

ländes wurde ein Verfahren zur Sicherung und aleichzeitigen Reinigung des Grundwassers entwickelt. Bei dem Verfahren wird das Grundwasser gezielt erfasst, gereinigt und überwacht. Es handelt sich hierbei um das so genannte Funnel-and-Gate-System. Dabei strömt das Grundwasser gezielt vom Funnel zu den Gates und aufgrund der hydraulischen Potentialdifferenz den Aktivkohlefiltern zu (s. Bild 4). Anschließend kann es ohne jegliche Pumpeneraie über horizontale Abstromdrainagen in den umgebenden Grundwasserleiter fließen.

## 2. Baugrundverhältnisse

Der Baugrund auf dem ehemaligen Gaswerksgelände in München kann im Wesentlichen in zwei Bodenschichten unterteilt werden:

#### Quartär

Die bis zu 8 m dicke quartäre Schicht besteht überwiegend aus Kiesen mit einer Durchlässigkeit von 10<sup>-2</sup> bis 10<sup>-3</sup> m/s und einer Gundwasserfließgeschwindigkeit von bis zu 40 m/d. In dieser Schicht ist die höchste Schadstoffbelastung aufzufinden.

## Tertiär

Die tertiäre Schicht besteht hauptsächlich aus Sanden, die von einer schluffigen und

gering durchlässigen Schicht überlagert sind, welche das tertiäre Grundwasser spannt.

Tabelle 1: Geo	loaischer	Autbau
----------------	-----------	--------

0 – 2 m u. GOK	Auffüllung
2 – 8 m u. GOK	Quartäre Kiese
8 – 10 m u. GOK	Mergel
10 – 22 m u. GOK	Tertiäre Sande
ab 22 m u. GOK	Mergel

## 3. Herstellungskriterien

Im Zuge der Planung wurden verschiedene Kriterien für die Herstellung und den späteren Betrieb des Funnel-and-Gate-Systems festgelegt, welche zu jeder Zeit eingehalten werden mussten:

- fortlaufende Aufrechterhaltung des Grundwasserstromes während und nach der Baumaßnahme
- keine Mobilisierung der Teeröle
- technisch wasserdichter Verbau der Gates
- keine Aufwendung zusätzlicher Energie in Form von Pumpen, für den späteren Betrieb

Zur Feststellung der Dimensionierung des Funnel-and-Gate-Systems wurden ein umfangreiches Untersuchungsprogramm mit einem numerischen Grundwassermodell und eine Vielzahl von Labor- und Feldversuchen durchaeführt. Weiterhin wurden alle denkbaren Bautechniken im Hinblick auf die hier vorhandenen Randbedingungen sorgfältig überprüft. Anschließend wurden die Längen und Lagen des Funnels und der Gates festgelegt. Der Funnel hat eine Gesamtlänge von ca. 1,2 Kilometer in denen vier Gates integriert sind (s. Bild 1).



Bild 1: Verlauf und Lage der Dichtwand und der Gates

## 5. Bauablauf

Der Bau des Funnel-and-Gate-Systems gliedert sich in mehrere Abschnitte.

#### Funnel

Die Dichtwandtrasse des Funnels verläuft u-förmig und bindet 1 m in den zweiten Grundwasserstauer in einer Tiefe von 22 bis 28 m ein. Beim Bau der Dichtwand war darauf zu achten, dass die Aufrechterhaltung des Grundwasserstromes zu jeder Zeit garantiert war.

## Gate

Die Gatebauwerke wurden als Dichtwand mit eingestellter Spundwand hergestellt. Durch diese kombinierte Herstellung ist ein sicherer Anschluss zwischen Gate und Funnel gewährleistet. Um die Wasserdichtigkeit der Verbauwände der Gates zu sichern, wurden verschweißte Doppelbohlen eingesetzt. Für die Spundwandschlösser wurde eine Schlossdichtung auf Polyurethanbasis verwendet. Diese Dichtung ist alterungsbeständig, dauerelastisch und gegen mineralische Öle, zahlreiche Säuren und Laugen beständig.

Auf den Spundwandkopf wurde ein Kopfbalken aus Ortbeton gesetzt, der zum einen die Aufgabe erfüllt das Gate auszusteifen und zum anderen dient er als Auflager für die Deckenkonstruktion.

Wegen des enormen Erd- bzw. Wasserdrucks waren bis zur Betonsohle drei Steifenlagen erforderlich, wobei die dritte nur als temporäre Steifenlage eingebaut wurde, bis die Bodenplatte betoniert und ausgehärtet war. Die Aussteifung der Gates erfolgte über eine Rahmenkonstruktion aus Profilträgern (s. Bild 2).



Bild 2: Ausbau der 3. Steifenlage

Zur horizontalen Abdichtung gegen das drückende Wasser wurde als Wassersperre längs der Spundwände ein so genanntes Sägezahnblech aufgeschweißt (s. Bild 3), das 25 cm in die Betonsohle einbindet. Danach wurde eine 0,75 cm dicke, bewehrte Betonsohle eingebaut.



Bild 3: Anordnung des Sägezahnbleches

Zwischen der 1. und 2. Steifenlage wurden aus den Gates Horizontalfilterrohre in die Zu- und Abstromzone gepresst. Vorab wurden für die Einpressung der Horizontalfilterrohre ausgehend von der GOK Austauschbohrungen vorgenommen, die zum einen eine gleichförmige und damit eine gerade Verpressung der Drainagerohre gewährleisten und zum anderen einen idealen Filter zum umgebenden Boden darstellen.

Nachdem die dritte Steifenlage ausgebaut worden war, wurden die Filter eingehoben und mit Aktivkohle gefüllt. Danach wurden sie an die Horizontaldrainagen angeschlossen. Das kontaminierte Grundwasser kann jetzt gezielt den Aktivkohlefiltern zugeführt werden und gereinigt in den Grundwasserstrom entlassen werden. Dabei werden die relevanten Schadstoffgehalte fortlaufend mit einem aufwendigen Kontrollprogramm gemessen.

Anschließend wurden die Gatebauwerke mit Fertigteilen abgedeckt. Dabei haben die Fertigteile eine Abmessung von 1,75 m x 6,75 m. Danach wurde das Gate mit Bitumenbahnen wasserdicht verschlossen.

Zum Schluss wurde das komplette Funnel-and-Gate-System mit einer 1 m mächtigen Kiesschicht aufgefüllt und renaturiert. Gate-Systems zur Sanierung des Gaswerksgeländes in München zeigen, dass auch komplexe Schadensfälle mit moderner Technik effizient saniert werden können.

Ulrich Pelleter und Thomas Steinbrecher BAUER Spezialtiefbau GmbH Wittelsbacherstr. 5 86529 Schrobenhausen

Ulrich.Pelleter@bauer.de Thomas.Steinbrecher@bauer.de





## 7. Zusammenfassung

Zur Einhaltung der Herstellungskriterien war eine umfangreiche Arbeitsvorbereitung zur Koordination der vielen verschiedenen Gewerke erforderlich. Die Konzeption und die Ausführung des Funnel-and-



## Gründungssysteme mit thermischer Nutzung, Theorie und Praxis

Dipl.-Ing. Kai Uwe Zimmermann

## 1 Allgemeines

Auf Grund des jährlich steigenden Energiebedarfs und der Verknappung der vorhandenen Ressourcen gewinnen Gründungssysteme mit thermischer Nutzung zunehmend an Bedeutung. Die Nutzung der Erdwärme ist nach dem heutigen Stand der Technik bereits mit geringen finanziellen Mitteln zu realisieren. Man unterscheidet hier jedoch Baumaßnahmen mit oder ohne eine erforderliche Sondergründung.

Die Hauptkosten für eine Nutzung der Erdwärme entstehen für das Einbringen der Sonden in das Erdreich und das Heranführen der Absorberleitungen in der Bodenplatte zum Technikraum, d. h. zur Wärmepumpe. Die Anschaffungskosten einer Wärmepumpe sind vergleichbar zu einem Ölheizkessel bzw. einer Gastherme.

Bei Bauvorhaben, bei denen keine Sondergründung erforderlich wird, sind Tiefbohrungen zwischen 70 m und 100 m zur Energieversorgung sinnvoll. Für ein Einfamilienhaus, welches nach den heutigen Wärmeschutzverordnungen gebaut wird, werden in der Regel 2 Erdsonden je 70 m erforderlich. Für Bauvorhaben, bei denen eine Sondergründung erforderlich wird, können die Gründungselemente thermisch genutzt, d. h. mit Absorberleitungen belegt werden. Die Anzahl der Gründungselemente reichen in der Regel für die erforderliche Sondenlänge aus.

Mit einer Wärmepumpenanlage ist sowohl das Heizen von Gebäuden und bei Bedarf auch das Kühlen von Gebäuden möglich.

#### 2 Planung einer Wärmepumpenanlage

Die Planung einer Wärmepumpenanlage, insbesondere die Ermittlung der erforderlichen Sondenlängen ist mit geringem Aufwand möglich. Dabei wird angenommen, dass die

Erdwärmesonden in der Lage sind, eine bestimmte Wärmeleistung zu erbringen, wie es z. B. bei einem Gas- oder Ölbrenner der Fall ist. Vereinfacht kann die Erdsondenlänge mit folgender Formel ermittelt werden:

Die Verdampferzahl ergibt sich aus dem erforderlichen Heizbedarf und der erwarteten Wärmepumpen-Arbeitszahl. Die spezifische Entzugsleistung ist abhängig vom anstehenden Boden und dem Grundwasserstand.

Für Wärmepumpenanlagen mit einer Heizleistung bis zu 20 kW sind in der VDI 4640 von 1998 in Tabelle 1 Spezifische Entzugsleistungen für unterschiedliche Böden aufgeführt. Auszug aus Tabelle 1 der VDI 4640 für Spezifische Entzugsleistung:

•	Kies, Sand trocken	> 20 W/m
•	Kies, Sand wasserführend	55 – 65 W/m
•	Ton, Lehm feucht	30 – 40 W/m
•	Kalkstein (massiv)	45 – 60 W/m
•	Sandstein	55 – 65 W/m

Bei der Ermittlung der erforderlichen Erdwärmesondenlänge ist bei Gründungssystemen mit thermischer Nutzung auf Grund der Vielzahl der Erdsonden die gegenseitige Beeinflussung zu berücksichtigen. Die spezifische Entzugsleistung sollte um 10 - 20 % reduziert werden.

Im Baugrundgutachten werden zwar die erkundeten Bodenschichten genau beschrieben und auch der Grundwasserstand angegeben, in den meisten Fällen jedoch keine Aussage über den Grundwasserfluss, genauer die fließende Grundwassermenge pro Zeiteinheit aufgeführt. Je nach Grundwasserfluss schwanken die spezifischen Entzugsleistungen für Sande und Kiese von 55 – 120 W/m.

Für die Auslegung größerer Wärmepumpenanlagen stehen verschiedene Computerprogramme zur Verfügung. Diese ermöglichen bei Berücksichtigung weiterer

Randbedingungen, wie z. B. Abstand der Erdsonden und entzogene Wärmemenge über Die Übereinstimmung einen längeren Zeitraum. genauere Berechnungen. des theoretischen Ergebnisses mit tatsächlichen Werten. insbesondere den der Wärmeleitfähigkeit, ist aber selbst bei Anwendung der Computerprogramme von der Qualität der Bodenerkundung und den angegebenen Werten abhängig. Für Großanlagen ist sicherlich zu empfehlen, einen Thermal-Response-Test am Standort durchzuführen. Über die hierdurch ermittelte Wärmeleitfähigkeit können viel genauere Angaben zur erforderlichen Erdwärmesondenauslegung getätigt werden.

Die Fa. Enercret Nägele GmbH aus Österreich hat für eine Baumaßnahme in Eberswalde eine Simulation der thermischen Pfähle mit dem Programm TRNSPILE erstellt. Die Berechnung über einen Zeitraum von sieben Jahren hat gezeigt, dass sich nach drei Betriebsjahren ein Gleichgewichtszustand im Erdreich einstellt. Die nachfolgende grafische Darstellung der Fa. Enercret Nägele GmbH zeigt die nutzbare Heiz- und Kühlenergie über einen Zeitraum von drei Jahren.



📖 monatliche Soll Heiz- bzw. Kühlarbeit 🥅 monatliche Ist Heiz- bzw. Kühlarbeit 🔶 Soleeintrittstemperatur

Bei der Planung einer Wärmepumpenanlage sind für den technischen und wirtschaftlichen Erfolg weitere Randbedingungen zu beachten. Die Raumbeheizung ist für eine möglichst niedrige Vorlauftemperatur, z. B. durch eine Fußbodenheizung auszulegen. Damit der Vorteil der benötigten geringen Vorlauftemperatur von 35°C erhalten bleibt, ist es sinnvoll, die Warmwasserversorgung separat, z. B. über eine Solaranlage zu betreiben oder eine Zusatzversorgung vorzusehen.

Zu den weiteren Randbedingungen gehört auch die richtige Wahl der Betriebsart einer Wärmepumpe:

#### Monovalenter Betrieb:

Im monovalenten Betrieb deckt die Wärmepumpe während des ganzen Jahres ohne weitere Zusatzheizung den Wärmebedarf. Diese Betriebsart ist die verbreiteste Betriebsart in Verbindung mit Niedertemperaturheizungssystemen.

Monoenergetischer Betrieb

Bei dieser Betriebsart ergänzt eine elektrische Zusatzheizung bei Bedarfsspitzen die Wärmepumpe. Die Elektroheizstäbe werden als zweiter Wärmeerzeuger in der Anlage installiert. Diese Betriebsart kann z.B. sinnvoll für eine Kombination einer Niedertemperaturheizung mit einer Warmwasseraufbereitung eingesetzt werden.

#### Bivalent-parallel:

Die Wärmepumpe übernimmt ständig die Grundversorgung. Bei fallenden Außentemperaturen und nicht ausreichender Heizleistung wird der zweite Wärmeerzeuger (z.B. Öl- oder Gaskessel) zur Deckung des restlichen Wärmebedarfs zugeschaltet.

## **Bivalent-alternativ:**

Bis zu einer definierten Außentemperatur (Bivalenzpunkt) von z.B. 0°C übernimmt die Wärmepumpe allein die Wärmeversorgung. Bei unterschreiten dieser Temperatur muss der zweite Wärmeerzeuger die Heizaufgaben allein übernehmen.

#### Bivalent-teilparallel:

Die Wärmepumpe arbeitet parallel bis zur Einsatzgrenze, wird dann teilweise abgeschaltet, so dass der zweite Wärmerzeuger allein heizt.

#### 3 Gründungssysteme mit thermischer Nutzung

Der Einbau der Absorberleitungen ist in fast jedem Gründungsverfahren realisierbar. Hierbei können die PE-Leitungen entweder an den Bewehrungskörben befestigt sein oder - die häufigste Form der Einbringung - als Doppel-U-Sonde.

Beispiele für Verfahren mit Bewehrungskörben

- Verrohrt hergestellte Bohrpfähle
- Schneckenbohrpfähle
- Betonrüttelsäulen

Beispiele für Verfahren mit eingestellten Doppel-U-Sonden

- Stahlrohrpfahl
- Duktile Gussrammpfähle
- Injektionspfähle
- Compaction Grouting
- Soilcrete-Säulen
- Betonrüttelsäulen

#### 4 Stahlrohrpfahl (MESI) mit thermischer Nutzung

Seit Jahren werden mit großem Erfolg Stahlrohrpfähle (MESI) mit Absorberleitungen belegt und somit als thermische Pfähle ausgebildet. Je nach der geforderten Gebrauchslast stehen die Pfahldurchmesser DN 114 und DN 127 zur Verfügung. Die Pfähle werden mit einer verlorenen Pfahlspitze drehend, schlagend oder auch nur drehend eingebaut. Durch eine Schraubverbindung werden die Stahlrohre unterschiedlicher Längen (3 m – 5 m) verbunden und entsprechend den statischen Anforderungen auf die erforderliche Tiefe eingebaut. Der Lastabtrag erfolgt über den Stahlquerschnitt. Nach erfolgtem Einbau wird der Pfahl mit einer Zementsupension aufgefüllt und entsprechend verpresst. Die für dieses Gründungssystem vorgesehenen Doppel-U-Sonden werden in den mit der Zementsuspension verfüllten Pfahl eingeschoben. Die Anzahl der

erforderlichen Absorberleitungen und die Längen werden vorab rechnerisch ermittelt. Bei den von uns ausgeführten Baumaßnahmen ist in der Regel eine Belegung der Pfähle von ca. 70% ausreichend, um den erforderlichen Energiebedarf abzudecken.





Die Herstellung der Stahlrohrpfähle erfolgt mit einem Tragegerät von max. 16 t Gesamtgewicht. Dies ermöglicht auch bei kleineren Baumaßnahmen wie Umbauten / Anbauten unter beengten Verhältnissen die Ausbildung von thermischen Gründungspfählen.

## 5 Betonrüttelsäulen (BRS) mit thermischer Nutzung

Bei dem Verfahren der Betonrüttelsäulen werden in der Regel unbewehrte Gründungselemente mit Einzeltragkräften zwischen 400 kN und 1000 kN hergestellt. Die Betonrüttelsäule wird wie folgt hergestellt:

Mit einer Rüttlertrageraupe wird der zwangsgeführte Tiefenrüttler über dem abgesteckten Punkt ausgerichtet und das Gerät hydraulisch abgestützt. Am oberen Ende des durch Aufsatzrohre verlängerten Tiefenrüttlers wird ein Betonierschlauch fest montiert und mit einer Betonpumpe verbunden. Der Tiefenrüttler wird durch die erzeugte Schwingung und der möglichen Aktivierung der Rütteltrageraupe auf die erforderliche Tiefe abgeteuft. Durch die Austrittsöffnung an der Spitze des Tiefenrüttlers wird Beton gepumpt. Der Tiefenrüttler wird gezogen, wobei beim Säulenaufbau nur der Fuß im Pilgerschrittverfahren, d.h. ziehen, versenken, ziehen, ausgeformt wird. Der Schaft wird ohne Stopfvorgang in einem Zuge ausbetoniert, wobei der Betonfluss so gesteuert wird, dass der Säulenquerschnitt mindestens dem Rüttlerquerschnitt entspricht. Im direkten Nachgang kann jetzt soweit erforderlich ein Bewehrungskorb eingestellt werden. Werden an den Bewehrungskorb PE-Leitungen montiert kann so die Ausbildung als Energie- / Klimapfahl erfolgen.

Da es sich bei dem Verfahren Betonrüttelsäulen in der Regel um einen unbewehrten Pfahl handelt, wird dann der Einbau der Absorberleitungen parallel in einem Arbeitsgang mit der Pfahlherstellung ausgeführt. Hierfür ist am Tiefenrüttler und den Aufsatzrohren ein zusätzliches Rohr mit einem Durchmesser von ca. 120 mm befestigt. Nachdem die Rütteltrageraupe über den herzustellenden Punkt ausgerichtet ist, werden die Absorberleitungen, ausgebildet als Doppel-U-Sonde, von unten in das zusätzliche Rohr eingeschoben und mit einem speziellen Deckel verschlossen. Der Tiefenrüttler wird auf die erforderliche Tiefe abgeteuft und der Gründungspfahl wird wie oben beschrieben hergestellt. Nachdem der Fuß im Pilgerschrittverfahren ausgestopft ist, wird der Deckel am zusätzlichen Rohr gelöst und die Absorberleitungen gleiten beim Ziehen des Tiefenrüttlers aus dem Schutzrohr und werden mit Beton ummantelt. Durch die Einbauweise im zusätzlichen Schutzrohr kann eine Beschädigung der Absorberleitungen ausgeschlossen werden.

## 5.1 Anwendungsbeispiele für thermische Betonrüttelsäulen

## 5.1.1 Logistikzentrum Haberkorn in Wolfurt

In Wolfurt ca. 10 km südöstlich des Bodensees errichtete die Fa. Haberkorn ein Logistikzentrum. Für das Bürogebäude und das Hochregallager wurden 1.800 Gründungssäulen in Form von Fertigmörtelstopfsäulen und Betonrüttelsäulen in Längen von i. M. 18,50 m hergestellt. Der Boden in diesem Gebiet ist von den dort typischen weichen Rheintalböden geprägt, die bis in eine Tiefe von ca. 13,00 m erkundet wurden. Unterlagert werden die Weichschichten von tragfähigen sandigen Kiesen. Auf Grund der erkundeten Weichschicht war auf der zu bebauenden Fläche von ca. 17.000 m<sup>2</sup> ein 80 cm starkes Arbeitsplanum herzustellen, um die Arbeiten ausführen zu können. Bau begleitend

wurden Probepfähle hergestellt und nach entsprechender Aushärtung belastet. Die Ergebnisse der Belastungstests bestätigten die Annahme der zulässigen Gebrauchslast der Fertigmörtelstopfsäulen und der Betonrüttelsäulen mit 900 kN je Säule. In 300 Betonrüttelsäulen wurden 15,00 m lange Energieabsorber eingebaut. Der Einbau erfolgte über ein zusätzlich vorgesehenes Rohr, welches seitlich am Rüttler bzw. den Aufsatzrohren befestigt war.



Das speziell entwickelte Deckelsystem, welches das Rohr nach unten abschließt, ist mit den Absorberleitungen fest verbunden. Es wird hierdurch gewährleistet, dass der Einbau der Absorberleitungen ohne Beschädigung erfolgt und weiter, dass die Absorberleitungen in ihrer eingebauten Lage verbleiben und nicht "aufschwimmen" kann. Die Klimatisierung, kühlen im Sommer und heizen im Winter, erfolgt für das Hochregallager und das Bürogebäude über die 300 hergestellten Betonrüttelsäulen ausgebildet als Energie- / Klimapfähle in Verbindung mit einer Wärmepumpenanlage.

## 5.1.2 Dienstleistungs- und Verwaltungszentrum Barnim

Das neue Dienstleistungs- und Verwaltungszentrum Barnim in Eberswalde wird auf zwei, sich diagonal gegenüberliegenden Grundstücken errichtet. Die beiden Standorte, Pavillonplatz und Kopfbau befinden sich im Stadtzentrum unmittelbar am Marktplatz und sind rund 110 m x 90 m und 75 m x 15 m groß. Auf dem Pavillonplatz werden vier Verwaltungsgebäude (Dezernate I – III sowie Landratsgebäude) errichtet, auf dem Standort Kopfbau werden der Kopfbau und das Parkhaus hergestellt. Die Gebäude

werden als dreigeschossige bzw. viergeschossige Gebäude errichtet und werden jeweils durch Erschließungsbauten, so genannte Torhäuser verbunden, welche im Erdgeschoß torartig hergestellt werden.

Der Bauherr entschloss sich für ein Gründungssystem, welches die Nutzung erneuerbarer Energien ermöglicht. In den ursprünglichen Planungen waren Großbohrpfähle nach DIN 4014 vorgesehen. Die örtlichen Randbedingungen führten jedoch zu neuen Überlegungen und letztendlich zur Wahl des Pfahlsystems "Betonrüttelsäulen". Die Baumaßnahme befindet sich im "Bodendenkmal historischer Stadtkern" von Eberswalde. Bei den im Vorfeld ausgeführten archäologischen Grabungen wurden Hausgrundrisse aus dem 14. und 15. Jahrhundert freigelegt sowie bis ins 13. Jahrhundert datierte Fundstücke gesichert. Des Weiteren befinden sich unterhalb der Erdoberfläche noch umfangreiche Altbaubestände bestehend aus Kellerwänden und –sohlen aus der Bebauung vor 1945. Das Pfahlsystem sollte die historischen Funde soweit wie möglich erhalten und zugleich die neuen Bauwerkslasten sicher durch die Altbaubestände in die tragfähigen Schichten einleiten. Das "schlanke" Pfahlsystem Betonrüttelsäulen "System Keller" erfüllt diese Anforderungen.

Für jedes der Gebäude forderte der Bauherr im Heiz- und Kühlfall Mindestjahres- und Spitzenleistungen, die durch den Einbau eines Absorbersystems abzudecken sind. Diese liegen zwischen 66.000 kWh für den Kopfbau bei einer Spitzenleistung von 55 kW bis zu 127.400 kWh bei einer Spitzenleistung von 163 kW für das Dezernat II. Die erforderliche Anzahl der Belegungen der Betonrüttelsäulen und die Länge der Absorberleitungen waren durch die ausführende Firma eigenverantwortlich, funktional zu ermitteln. Gemeinsam mit der Fa. Enercret Nägele Energietechnik GmbH & Co aus Österreich wurde diese Forderung in die Gründungskonzepte der Fa. Keller Grundbau GmbH eingearbeitet.

Die Baugrunderkundung zeigte eine über das Baufeld verteilte, stark differierende Schichtenfolge mit jeweils unterschiedlichen Mächtigkeiten. Als grobe Vorgabe konnte folgender Baugrundaufbau angenommen werden: Über der bis max. 5,30 m reichenden organischen Schicht lagern Aufschüttungen, die stark von der ehemaligen Bebauung geprägt sind; unterhalb der organischen Schicht stehen mineralische Erdstoffe in Form von Sanden und Beckentonen und –schluffen an. Die zahlreich ausgeführten Spitzendrucksondierungen zeigten für Pfahlgründungen ab etwa 10,00 m ausreichend tragfähigen Baugrund. In den vorliegenden Aufschlüssen wurde das Grundwasser in der Regel an der Unterkante der organischen Schicht angeschnitten und stieg danach bis ca. 0,50 m – 1,50 m unterhalb der Geländeoberkante an. Es handelt sich um gespannte Grundwasserverhältnisse.

Für den Pavillonplatz wurde das Pfahlsystem "Betonrüttelsäulen System Keller" gewählt. Auf Grund der archäologischen Funde wurden begrenzte Flächen (Kreisflächen von 2,50 m im Durchmesser) vorgegeben, in denen Bauwerkslasten von 500 kN bis 3.200 kN in den tragfähigen Baugrund eingeleitet werden. Die Auslastung einer Betonrüttelsäule wurde mit 700 kN, in Ausnahmen bis zu 800 kN, gewählt. In Abhängigkeit von der aufzunehmenden Bauwerkslast ergab dies eine 1-er bis 4-er Anordnung der Betonrüttelsäulen je Lastpunkt. Die Pfahllängen varijerten, dem Baugrundverlauf angepasst, zwischen 9,50 m und 10,50 m. Hier liegt ein entscheidender Vorteil des Pfahlsystems Betonrüttelsäulen, da der Baugrund durch das Herstellverfahren im Tiefenbereich von ca. 5,50 m - 10,00 m hochgradig verbessert wird. Es erfolgt auf diese Weise eine Verschiebung des ausgewiesenen tragfähigen Horizontes von 10,00 m unter Geländeoberkante auf ca. 5,50 m. Der Nachweis der Einzeltragkraft einer Betonrüttelsäule wurde anhand von 3 Probebelastungen geführt. Die Ergebnisse zeigten bei einer Gebrauchslast von 700 kN Setzungen von < 1,00 cm. Als maximale Belastung wurde die Belastungsstufe 1.500 kN gewählt. Hier wurden Setzungen von ca. 16 mm gemessen. Bei keiner der drei Belastungsteste konnte die Grenzlast des Pfahles festgestellt werden, welches eine zusätzliche Sicherheit der Tragkraft des gewählten Pfahlsystems dokumentiert.

Für die Verwaltungsgebäude auf dem Pavillonplatz, Dezernat I bis Dezernat III und dem Landrat wurden ca. 820 Betonrüttelsäulen hergestellt. Hierbei wurden ca. 600 Betonrüttelsäulen mit Absorberleitungen belegt und somit als Energie- / Klimapfahl ausgebildet. Die Energieabsorber, bestehend aus HDPE – Rohren 25 x 2,3 mm, wurden als Doppel -U-Sonden in Längen von ca. 9,50 m vor Ort gefertigt und vor und nach dem Einbau entsprechend den gültigen Vorschriften geprüft. Der Einbau erfolgte wiederum über ein am Tiefenrüttler und den Aufsatzrohren befestigtes zusätzliches Rohr. Die

Bauzeit, nur ca. 5 Wochen bei Einsatz <u>einer</u> Geräteeinheit bescheinigt dem Gründungskonzept zu dem technischen Erfolg auch die Wirtschaftlichkeit.

## 6 Zusammenfassung

Die thermische Nutzung von Gründungssystemen gewinnt zunehmend an Bedeutung. Die vorgestellten Beispiele zeigen, dass mit dem Gründungsverfahren Stahlrohrpfähle (MESI) und den Betonrüttelsäulen (BRS) ein wirtschaftlicher Einbau von Absorberleitungen möglich ist. Die für den Heiz- bzw. Kühlbedarf erforderlichen Sondenlängen sind in der Regel geringer als die für den Gebäudelastabtrag erforderlichen Längen der Gründungselemente. Für kleinere Heizungsanlagen von bis zu 20 KW ist in der Regel wie o. a. eine vereinfachte Berechnung der erforderlichen Absorberleitungs- /Erdsondenlängen ausreichend. Für größere Anlagen ist zu empfehlen, eine genauere Berechnung mit einem der vorhandenen Computerprogramme durchzuführen bzw. einen Thermal Response Test am Standort auszuführen. In den Baugrundgutachten sind zusätzliche Angaben über den Baugrund, z.B. Aussagen zur Wärmeleitfähigkeit, der Grundwasserverhältnisse bzw. der Fließgeschwindigkeit mit anzugeben.

Keller Grundbau GmbH Veltener Straße 31 16565 Oranienburg OT Germendorf

E-Mail: K.Zimmermann@Kellergrundbau.com



# Berücksichtigung geotechnischer Aspekte bei der Modellierung von geothermischen Anlagen

Dipl.-Ing. Christian Kuhn, Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

#### 1 Einleitung

In der jüngsten Vergangenheit wurden in Deutschland verstärkt Anlagen installiert, welche die oberflächennahen geothermischen Ressourcen nutzen. Da das Temperaturniveau für diesen Bereich bis in eine Tiefe von 400 m max. 25°C beträgt, muss die oberflächennahe geothermische Energie mit Hilfe von Wärmepumpen auf ein höheres Temperaturniveau angehoben werden, um z. B. zur Speisung von Niedrigtemperaturheizsystemen genutzt werden zu können. Für die Dimensionierung der geothermischen Anlagen stehen mehrere Softwarepakete zur Verfügung, die in Hinblick auf die Modellierung des Untergrundes jedoch oft von vereinfachten Ansätzen ausgehen. Mit der FEM ist eine ganzheitliche Beschreibung der thermodynamischen Prozesse in der Umgebung der geothermischen Anlage möglich.

Am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB·TUBS) wurde ein numerisches Modell entwickelt, welches alle relevanten Prozesse bei der Temperaturfeldberechnung im Untergrund berücksichtigt. Die Modellierung mit Hilfe der FEM bietet die Möglichkeit, beliebige Baugrundverhältnisse, Betriebsarten, Sondenanordnungen und –verschaltungen zu simulieren. Im Folgenden werden die den Untergrund betreffenden thermodynamischen Vorgänge dargestellt und an dem numerischen Modell eines Erdwärmesondenspeichers angewandt.

Neben dem reinen Energieentzug zur Gebäudeheizung im Winter oder der reinen Energieeinspeisung zur Kühlung im Sommer werden verstärkt auch Mischformen installiert, die den Untergrund primär zur saisonalen Energiespeicherung nutzen. Hauptgrund für die gute Nutzbarkeit des Bodens als saisonaler Speicher ist vor allem die konstante Temperatur von ca. 8,5 bis 12°C ab einer Tiefe von 10 bis 15 m.

Für die weiteren Betrachtungen wird hier auf meteorologische Daten zurückgegriffen, die an der Säkularstation in Potsdam seit 1893 ununterbrochen aufgezeichnet werden. Neben den üblichen meteorologischen Daten werden hier u. a. auch die Temperaturen im Untergrund bis 12,0 m Tiefe aufgezeichnet. In Abbildung 1 ist die durchschnittliche Jahresganglinie der Bodentemperatur für den Zeitraum der Jahre 1970 bis 2005 in verschiedenen Tiefen dargestellt. Sie zeigt, dass für die vorliegenden geographischen Verhältnisse und den anstehenden Baugrund (überwiegend sandiger Boden) unabhängig von der jahreszeitlichen Temperaturschwankung an der Bodenoberfläche (blau) ab einer Tiefe von 12,0 m (rot) eine konstante Bodentemperatur von ca. 10,0°C herrscht. Die durchschnittlichen Monatsmittelwerte der Bodentemperatur in Abhängigkeit von der Bodentiefe sind in Abbildung 2 für den gleichen Zeitraum dargestellt.







durchschnittliche Monatsmittelwerte der

Abb. 2: Durchschnittliche Monatsmittelwerte der Bodentemperatur

Die Nutzung der oberflächennahen geothermalen Energie kann entweder über ein in Absorberrohren zirkulierendes Fluid oder mit Hilfe offener Brunnensysteme erfolgen. Absorberkreisläufe werden in den folgenden Ausführungen realisiert:

- Erdwärmesonden,
- · Energiepfähle,
- Erdberührenden Absorber,
- Erdwärmekollektoren.

#### 3 Wärmetransportvorgänge im Untergrund

Der Wärmetransport im Untergrund setzt sich aus verschiedenen Arten der Wärmeübertragung zusammen.

## 3.1 Konduktion

Für die feste Phase des Bodens ist die Wärmeleitung (Konduktion) der bestimmende Faktor des Wärmetransports. Dabei ist die Wärmestromdichte  $\dot{q}$  [W/m<sup>2</sup>] zu dem angelegten Temperaturgefälle proportional (Abbildung 3). Dieser Proportionalitätsfaktor ist die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  [W/(m·K)] (GI. 1). Wird die Wärmestromdichte auf eine von ihr orthogonal durchflossene Fläche A [m<sup>2</sup>] bezogen, spricht man vom Wärmestrom  $\dot{Q}$  [W] (GI. 2). Der in der Zeiteinheit  $\Delta t$  gemessene Wärmestrom  $\dot{Q}$  wird als Wärmemenge Q[Ws] (GI. 3) bezeichnet.



$$\dot{q} = -\lambda \frac{dT}{dx} \tag{1}$$

$$\dot{Q} = -\lambda A \frac{dT}{dx} \tag{2}$$

$$Q = -\lambda A \Delta t \frac{dT}{dx}$$
(3)

Abb. 3: Eindimensionale Wärmeleitung

Bei transienten Vorgängen ist die Wärmespeicherfähigkeit des Bodens eine wichtige Kenngröße. Um die Temperatur eines Volumens  $V [m^3]$  innerhalb der Zeit  $\Delta t = t_2 - t_1$  um  $\Delta T [K]$  zu erhöhen, muss dem Volumen der Wärmestrom  $\dot{Q}$  zugeführt werden (Gl. 4, Abbildung 4). Ein Maß für die Speicherfähigkeit dieses Volumens ist die volumetrische Wärmekapazität  $\rho \cdot c [Ws/(m^3 \cdot K)]$  des Volumens.



Abb. 4: Wärmespeicherung

## 3.2 Konvektion

Für die flüssige Phase erfolgt der Wärmetransport überwiegend über Wärmeströmung (Konvektion). Eine Strömung der Geschwindigkeit  $v_w$  [m/s], der volumetrischen Wärmekapazität  $\rho_w \cdot c_w$  [Ws/(m<sup>3</sup>·K)] und der Temperatur  $T_w$  [K] führt pro Querschnittsfläche A [m<sup>2</sup>] den Wärmestrom  $\dot{Q}$  mit sich (Abbildung 5).

(5)



Abb. 5: Konvektion im Fluid

Findet der konvektive Transport aufgrund von Dichteunterschieden im Fluid statt, spricht man von freier Konvektion. Wird die Konvektion von außen auf ein System aufgeprägt, z. B. durch eine Umwälzpumpe im Absorberkreislauf oder einen hydraulischen Gradienten im Untergrund, wird dies als erzwungene Konvektion bezeichnet.

## 3.3 Diffusion und Dispersion

Aufgrund der Brownschen Molekularbewegung findet auf molekularer Ebene einer Flüssigkeit ein Vermischungsprozess (Diffusion) statt, der zu einem Konzentrationsausgleich führt. Dabei ist es nach BEAR 1972 unerheblich, ob dieses Konzentrationsgefälle aus einem Schadstoffeintrag oder von einer Wärmequelle resultiert. Die molekulare Diffusion ist ein relativ langsamer Prozess, der gegenüber der Advektion/Konvektion um mehrere Größenordungen kleiner ist.

Auf makroskopischer Ebene findet infolge einer Grundwasserströmung ebenfalls ein Konzentrationsausgleich statt (Dispersion). Die korngerüstbedingten Ursachen für die Dispersion sind z. B.:

- Unterschiedliche Fließgeschwindigkeitsverteilung in einem Porenkanal,
- unterschiedliche Geschwindigkeiten in unterschiedlichen Kanälen,
- unterschiedliche lange Fließwege.

Im größeren Maßstab wird die Dispersion hauptsächlich durch Inhomogenitäten im Baugrund verursacht. Nach KOHL 1992 ist der Wärmefluss infolge Dispersion und Diffusion:

$$\dot{q} = \rho_w c_w \left( D \, gradT \right) \tag{6}$$

$$\text{mit:} \quad D = \begin{bmatrix} \alpha_l \frac{v_x^2}{v} + \alpha_l \frac{v_y^2 + v_z^2}{v} + D_m & (\alpha_l - \alpha_l) \frac{v_x + v_y}{v} & (\alpha_l - \alpha_l) \frac{v_x + v_z}{v} \\ (\alpha_l - \alpha_l) \frac{v_x + v_y}{v} & \alpha_l \frac{v_y^2}{v} + \alpha_l \frac{v_x^2 + v_z^2}{v} + D_m & (\alpha_l - \alpha_l) \frac{v_y + v_z}{v} \\ (\alpha_l - \alpha_l) \frac{v_x + v_z}{v} & (\alpha_l - \alpha_l) \frac{v_y + v_z}{v} & \alpha_l \frac{v_z^2}{v} + \alpha_l \frac{v_x^2 + v_y^2}{v} + D_m \end{bmatrix}$$
$$v = \sqrt{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2}$$

Im hydromechanischen Dispersionstensor *D* sind die Geschwindigkeitsanteile  $v_x$ ,  $v_y$ ,  $v_z$  mit den Dispersivitäten in Longitudinal- und Transversalrichtung ( $\alpha_l$  und  $\alpha_l$ ), verknüpft. Molekulare Diffusionsanteile können über  $D_m$  berücksichtigt werden.

In Abbildung 6 sind longitudinale und transversale Dispersion für einen Geschwindigkeitsvektor parallel zur x-Richtung dargestellt. Die Konzentrationswolken sind für eine kontinuierliche und eine stoßförmige Einleitung abgebildet.



Abb. 6 a) Dispersion bei kontinuierlicher Einleitung b) Dispersion bei stossförmiger Einleitung

#### 4 Numerisches Modell

Für die numerische Berechnung einer geothermischen Anlage müssen die verschiedensten Randbedingungen und stofflichen Eigenschaften abgebildet werden. Abbildung 7 gibt einen Überblick über die im numerischen Modell angesetzten Randbedingungen.



Thermodynamische Randbedingungen

- 1. Meteorologische Einwirkungen
- 2. Geothermaler Wärmestrom
- 3. Geothermales Temperaturprofil
- 4. Grundwasserfluss
- 5. Entzugsleistung der Wärmepumpe

#### Stoffliche "Randbedingungen"

A Geothermale Bodenparameter

## Geometrische "Randbedingungen"

B Art und Geometrie der wärmeübertragenden Bauteile

Abb. 7: Geothermische Randbedingungen

## 4.1 Thermodynamische Randbedingungen

Das zu untersuchende Gebiet wird von thermodynamischen Randbedingungen begrenzt. Der geothermale Tiefenwärmestrom wird im Modell als konstanter Wärmestrom am unteren Modellrand aufgebracht. Infolge des Wärmestroms stellt sich ein lineares Temperaturprofil im Erdmantel ein, welches über einen linearen Temperaturverlauf an den Seitenflächen des Modells abgebildet wird. Die saisonalen meteorologischen Einwirkungen werden als sinusförmige Temperaturverlauf über die Zeit realisiert. Als Grundlage dient die oben beschriebene durchschnittliche Jahresganglinie. Tageszeitliche Schwankungen können infolge des trägen Temperaturausgleiches im Untergrund hierbei vernachlässigt werden. Das gesamte Gebiet oder einzelne Schichten können mit einem Grundwasserfluss versehen werden, um Wärmetransportprozesse infolge Konvektion und Dispersion simulieren zu können. Die reale Entzugsleistung infolge einer Wärmepumpe wird entweder über gesonderte Wärmetauscherelemente oder über vorgegebene Einlauftemperaturen des Fluids realisiert. Neben der Entzugsleistung/Einlauftemperatur können der Massenstrom des Solekreislaufs und die Strömungseigenschaften in den Rohren variiert werden.

#### 4.2 Umsetzung der Wärmetransportmechanismen – Stoffliche Eigenschaften

Betrachtet man die Wärmebilanz am Kontrollvolumen (Abb. 8) incl. Quellen, Speicherung und Wärmeleitung über die Systemgrenzen in x-Richtung (Gl. 7a) lässt sich die Fourierschen Differentialgleichung für die feste Phase eines Bodenelements (Gl. 7b und 7c) herleiten (Herleitung z. B. in POLIFKE 2005).



Abb. 8: Bilanz für ein infinitesimales Volumenelement

$$\dot{q}_{x}dy\,dz - \left(\dot{q}_{x} + \frac{\partial \dot{q}_{x}}{\partial x}\,dx\right)dy\,dz + \dot{\omega}\,dx\,dy\,dz = \rho\,c\frac{\partial T}{\partial t}\,dx\,dy\,dz \tag{7a}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda_{s,x} \frac{\partial T_s}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda_{s,y} \frac{\partial T_s}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \lambda_{s,z} \frac{\partial T_s}{\partial z} \right) + \dot{\omega}_s = \rho_s c_s \frac{\partial T_s}{\partial t}$$
(7b)

$$\nabla \left(\lambda_s \nabla T_s\right) + \dot{\omega}_s = \rho_s c_s \frac{\partial T_s}{\partial t} \tag{7c}$$

mit:  $\lambda_s = W$ ärmeleitungstensor der festen Phase [W/(m·K)]  $\rho_s = D$ ichte der festen Phase [kg/m<sup>3</sup>]  $c_s =$ spez. Wärmekapazität der festen Phase [J/(kg·K)]  $\dot{\omega}_s = W$ ärmequelle [W/m<sup>3</sup>]

Entsprechend sieht die Fouriersche Differentialgleichung für die flüssige Phase aus. Wärmeübertragungsmechanismen zwischen fester und flüssiger Phase im Untergrund können vernachlässigt werden, da nach HOUPERT 1965 und CARSLAW&JAEGER 1959 eine fast augenblickliche Angleichung kleiner Partikel an die Umgebungstemperatur des Fluids stattfindet.

Mittelt man die thermalen Parameter der beiden Phasen entsprechend ihrer Porenanteile (Gl. 8) und fügt die konvektiven Anteile der flüssigen Phase hinzu (Gl. 5), so lassen sich die beschriebenen Wärmeübertragungsmechanismen nach KOHL 1990 mit Gleichung 9 beschreiben.

$$\rho \cdot c = n(\rho_w \cdot c_w) + (1 - n)(\rho_s \cdot c_s) \tag{8}$$

$$\nabla(\lambda\nabla T) + \dot{\omega} - \rho_{w}c_{w}\nabla(v_{w}T) = \rho c \frac{\partial T}{\partial t}$$
<sup>(9)</sup>

mit:  $\rho_s$  = Dichte der festen Phase [kg/m<sup>3</sup>]  $c_s$  = spez. Wärmekapazität der festen Phase [J/(kg·K)]  $\rho_w$  = Dichte des Wassers [kg/m<sup>3</sup>]  $c_w$  = spez. Wärmekapazität des Wassers [J/(kg·K)]  $\rho$  = Dichte des Bodens [kg/m<sup>3</sup>] c = spez. Wärmekapazität des Bodens [J/(kg·K)] n = Porenanteil [-]  $\lambda$  = Wärmeleitungstensor des Bodens [W/(m·K)]  $v_w$  = Grundwasserfließgeschwindigkeit [m/s]  $\dot{\omega}$  = Wärmequelle [W/m<sup>3</sup>]

Wärmeleitung und –speicherung finden dabei im Gesamtsystem statt, während konvektive Wärmeübertragung nur über die flüssige Phase erfolgt.

Unter Berücksichtigung der Dispersion (Gl. 6) erweitert sich der Ausdruck zu Gleichung 10

$$\rho_{w}c_{w}\nabla(D\nabla T) + \nabla(\lambda\nabla T) + \dot{\omega} - \rho_{w}c_{w}\nabla(v_{w}T) = \rho c \frac{\partial T}{\partial t}$$
(10)

Formal sind Wärmeleitung und Dispersion ähnliche Ausdrücke, so dass die Dispersion numerisch über eine angepasste Wärmeleitung beschrieben werden kann.

## 4.3 Abstraktion der durchströmten Bodenstruktur

Die mikroskopische Bodenstruktur (Abb. 8a) wird im mathematischen Modell über einen nach den Phasenanteilen gemittelten makroskopischen Ansatz und einen Dispersionsanteil umgesetzt (Abb. 8b). Numerisch wird ein Elementtyp eingesetzt, der neben den thermodynamischen Eigenschaften auch einen Massentransport unterstützt (Abb. 8c). Dabei werden die beiden Phasen entsprechend ihrer Anteile nach Gleichung 8 gemittelt. Die Ersatzgeschwindigkeit kann über Gleichung 11 ermittelt werden (vgl. KUHN 2004).

$$v_{ersatz} = \frac{\rho_w c_w}{\rho c} v_w \tag{11}$$



Abb. 8a: mikroskopische Bodenstruktur



Abb. 8b: mathematisches Modell des Bodens

				2	
Ve	rsatz,	ρ,	С,	~	

Abb. 8c: numerisches Modell des Bodens

### 5 Beispiel – Hochtemperatur-Erdwärmesondenspeicher

Am Beispiel eines Hochtemperaturspeichers, bestehend aus 36 Erdwärmesonden, soll der Einfluss verschiedener geotechnischer Parameter dargestellt werden. Eine Verifikation des Modells ist in KUHN 2004 dargestellt.

## 5.1 Berechnungsergebnisse am Standardspeicher

Dieser Abschnitt zeigt zur Verdeutlichung des Speicherverhaltens Temperaturverteilungen im Speicherinneren zu verschiedenen Zeitpunkten. Es wird der erste Be- und Entladezyklus eines doppeltsymmetrischen 36-Sondenspeichers dargestellt. Die Beladung im Sommer erfolgt mit 80°C heißem Fluid aus Sonnenkollektoren. Im Winterhalbjahr, der Entladephase wird über das zirkulierende Fluid dem Speicher Energie zur Heizung entzogen und das auf 35°C abgekühlte Fluid in den Speicher eingeleitet. Die Entladung kommt bei einer Fördertemperatur von 35°C zum Erliegen.

Die Sonden werden als 30 m lange Doppel-U-Sonden ausgeführt, deren Abstand untereinander 2 m beträgt. Es wird zunächst ein homogener Boden mit den Kennwerten  $\lambda = 2,0$  W/(mK) und c = 2,5 MJ/(Kg K) modelliert. Ein Grundwasserfluss bleibt zunächst unberücksichtigt. Die rechte vordere Bildseite (Abb. 9) zeigt jeweils eine Symmetriefläche, während auf der linken vorderen Bildseite ein Schnitt durch eine Sondenreihe zu sehen ist.

In den Lastfällen 1 bis 6 ist die von den Sonden ausgehende langsame Erwärmung des Bodens zu sehen. Am Ende der Beladung werden in der Mitte des Speichers Temperaturen von über 70°C erreicht. Außerhalb des Speichers fallen die Temperaturen hingegen sehr schnell auf das ungestörte Temperaturniveau ab.

In Lastfall 12 ist das Ende der Entladung zu sehen. Im Speicher herrschen noch Temperaturen von ca. 30°C. Dieser Temperaturunterschied von 20 K bleibt fast vollständig im Speicher enthalten, bis im Sommerhalbjahr mit der Beladung des Speichers fort gefahren wird. Die Speicherumgebung wird sich in den nächsten Jahren immer weiter erwärmen. Erst nach Abschluss einer Anlaufphase sind die Temperaturverläufe im Speicher saisonal gleich, Speichernutzungsgrad und eingeleitete und entnommene Wärmemengen konstant.



Abb. 9: Temperaturfelder im Speicher während der Belade- (oben) und der Entladephase (unten)

## 5.2 Variationen der geometrischen Parameter

Ausgehend von dem oben beschriebenen Standardspeicher wurden verschiedene Einflüsse auf den Speichernutzungsgrad (SNG) untersucht. Der SNG ist definiert als:

$$\eta = \frac{Q_{aus}}{Q_{ein}} \tag{12}$$

mit: Qaus: aus Speicher entnommene Wärmemenge [W]

Qein: in Speicher eingeleitete Wärmemenge [W].

Simuliert wird ein sechs-jähriger Betrieb des Speichers. In den ersten Jahren nähert sich die Speichertemperatur zunächst dem Betriebszustand an. Die Variation des Sondenrasters (A/V- Verhältnis des Speichers) und der Sondenabstand sind in Abbildung 10 dargestellt. Je kompakter die Anordnung der Erdwärmesonden ist, desto kleiner wird das A/V-Verhältnis des Speichers und desto besser der SNG, wobei die entnommene Wärmemenge bei allen Sondenanordnungen nahezu identisch ist.

Der Sondenabstand im rechteckigen Raster wird zwischen einem und fünf Metern variiert. Der Speicher mit einem Meter Sondenabstand hat im ersten Jahr schon fast zwei Drittel des maximalen Wertes des SNG erreicht, während dieser bei größerem Sondenabstand langsamer ansteigt.

Nach sechs Jahren ist der SNG bei drei Metern Sondenabstand maximal, die eingeleiteten und zurück gewonnenen Wärmemengen steigen mit anwachsendem Sondenabstand jedoch noch weiter an. Bei fünf Metern Sondenabstand ist der SNG im ersten Jahr wegen der noch ausbleibenden, positiv wirkenden gegenseitigen Sondenbeeinflussung sehr gering.







Für den Speicherstandort ist ein Boden mit einer möglichst hohen volumetrischen Wärmekapazität zu wählen. Diese wirkt auf den SNG und die zurückgewinnbare Wärmemenge stark positiv (Abb. 11a).

Die Fließrichtung des Grundwassers verläuft in Richtung einer Speicherachse. Dispersivitäten im Boden werden vernachlässigt. Man erkennt ein schnelles Abfallen des SNGes und der entnommenen Wärmemenge bei steigenden, aber insgesamt geringen Fließgeschwindigkeiten (Abb. 11b).


## 5.3 Partieller Grundwasserfluss

In weiteren Berechnungen wurde ein partieller Grundwasserfluss in einer wasserführenden Schicht modelliert. Das Temperaturprofil ist für das Ende des Beladezyklus in Abbildung 12 dargestellt. Der Grundwasserfluss wurde in etwa der Mitte des Modells von links nach rechts angesetzt. Man erkennt die Temperaturverluste auf der linken Speicherseite und die erhöhten Bereiche auf der rechten Speicherseite.



Abb. 12 Temperaturfeld im Erdwärmesondenspeicher bei partiellem Grundwasserfluss

#### 6 Zusammenfassung und Ausblick

Die für die Simulierung der oberflächennahen Geothermie relevanten Transportmechanismen wurden dargestellt und für eine numerische Umsetzung aufbereitet. Anhand des Modells eines Hochtemperatur-Erdwärmesondenspeichers wurden die thermodynamischen Randbedingungen erläutert und der Speicher modelliert. Der Einfluss wichtiger geometrischer und bodenphysikalischer Parameter auf den Speichernutzungsgrad wurde anhand von Variationsberechnungen untersucht.

In Zukunft werden weitere Variationen und Modelle betrachtet, um die gewonnenen Ergebnisse auf andere Anlagen übertragen zu können. Es ist geplant mit dem Institut für Gebäude und Solartechnik der Technischen Universität Braunschweig eine Kopplung zwischen den Programmsystem ANSYS und TRNSYS zu entwickeln, um ein ganzheitliches Berechnungskonzept zu erstellen, das neben der Berechnung der Temperaturfelder im Untergrund auch die gesamten Bereiche der Klimatechnik beinhaltet.

## Literatur

Bear, J:	Dynamics of fluids in porous media, Dover Publications, New		
	York, 1972		
Carslaw, H.S.;	Conduction of Heat in Solids, Oxford University Press, 1959		
Jaeger J.C.			
Houpert, A.;	Fonctionnenemnt d'un doublet hydraulique de refroidissement,		
Delouvrier, J.; Iffly, R.	La Houille Blanche, 1965, no3, pp.239-246		
Kohl, T.	Modellsimulation gekoppelter Vorgänge beim Wärmeentzug aus		
	heißem Tiefengestein, ETH Zürich, 1992		
Kuhn, C.; Meyer, J.H.;	Numerische Modellierung eines Erdwärmesondenspeichers,		
Stahlmann, J.	22nd CAD-FEM Users' Meeting 2004		
Polifke, W.; Kopitz, J.	Wärmeübertragung - Grundlagen, analytische und numerische		
	Methoden Pearson Studium München 2005		

## Autoren

Dipl.-Ing. Christian Kuhn Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann c.kuhn@tu-bs.de j.stahlmann@tu-bs.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig Gaußstraße 2 38106 Braunschweig Tel.: (0531) 391 2730 Email: igb@tu-bs.de http://www.igb-tubs.de



# Thermische Nutzung von Gründungsbauwerken zum Heizen und Kühlen von Bürogebäuden

Dipl.-Ing. Christian Sasse, Dipl.-Ing. Herdis Schnürer, Prof. Dr.-Ing. M. Norbert Fisch

Grundlagen

Nachdem sich in der Bundesrepublik das energiesparende Bauen im Sektor des Wohnungsbaus fest etabliert hat, wird auch bei Bürogebäuden eine energieeffiziente Bauweise immer bedeutender. Die Energieeffizienz eines Bürogebäudes wird neben der Gebäudehülle maßgeblich durch die eingesetzte Anlagentechnik bestimmt. Eine neue Komponente für die Wärme- und Kälteversorgung von Bürogebäuden die Nutzung der sog. oberflächennahen Geothermie in Form von Energiepfählen, Fundamentabsorbern und Erdwärmesonden. Hier stehen die Ziele Primärenergiebedarfsund Kostensenkung im Vordergrund.

Bei der oberflächennahen Geothermie wird die Gründung oftmals in Verbindung mit dem umgebenden Erdreich zur Wärme- und Kältespeicherung genutzt. Dabei fungiert das Gründungsbauwerk als Wärmeübertrager zum Einspeichern von thermischer Energie zu Heiz- und Kühlzwecken. Dies geschieht in den häufigsten Fällen durch die synergetische Verwendung der aus statischen Gründen vorhandenen massigen Fundamentbodenplatten ("Fundamentabsorber") oder der Pfahlgründung ("Energiepfähle"). Begrenzt wird die wärmeübertragende Fläche dabei durch die gründungsstatischen Geschichtspunkte. Ein weiterer Erschließungsweg, die Wärme-/Kältespeicherfähigkeit des Untergrundes zu nutzen, ist die Abteufung von Erdwärmesondensystemen (EWS).



Abb. 1: Typisches Strangschema einer Energiepfahlanlage mit integrierter Wärmepumpe sowie Möglichkeit zum "Free-Cooling"-Betrieb und Nachheizung

Bei dieser Art der saisonalen Nutzung des Erdreiches wird während der Heizperiode im Winter dem Boden über einen Wärmeträger Energie entzogen. Mit einer zwischengeschalteten Wärmepumpe wird das Trägermedium auf ein höheres Temperaturniveau angehoben und dem Bauwerk zu Heizzwecken zugeführt. Der stetige Wärmeentzug im Winter führt zum Auskühlen des Erdreiches. Fundament bzw. EWS und umgebendes Erdreich bilden einen Kältespeicher. Im Sommer kann das niedrige Temperaturniveau des Erdreiches zum Kühlen des Gebäudes genutzt werden. Im Idealfall kann dabei die im Erdreich eingespeicherte Kälte im "Free-Cooling"-Betrieb (Freier Umlaufbetrieb über trennenden Wärmeübertrager) erfolgen, oder durch den Einsatz einer Kältemaschine unterstützt werden. Das beim Kühlen sich erwärmende Trägerfluid gibt seine Wärme wieder an das Gründungserdreich ab und bildet damit den Grundstock der Wärmespeicherung im Gründungserdreich.

Im Gegensatz zu saisonalen Wärmespeichern von Solaranlagen (Speichertemperaturen 35°-100°C) liegt das Temperaturniveau bei der kombinierten Wärme-/ Kältespeicherung im Untergrund zwischen minimal 4°C und maximal 20°C. Die Speichertemperatur weicht damit nur geringfügig von der durchschnittlichen Erdreichtemperatur von 8°-12°C im Bereich der ersten 20 m Untergrundtiefe ab. Aufgrund dieses niedrigen Temperaturniveaus bietet sich bei einer Wärme-/Kältespeicherung im Untergrund ein Wärmepumpen-gestütztes Heizen und Kühlen mittels thermisch aktivierter Bauteile (TAB) im Besonderen an. Durch die niedrigen Vor- / Rücklauftemperaturen von thermisch aktivierten Bauteilen (Heizen: 25/23°C, Kühlen: 19°/21°C) ist eine Jahresarbeitszahl  $\beta_a$  der Wärmepumpe von 4 erreichbar ( $\beta_a$  = jährl. Nutzleistung Wärme/ Elektrische Leistungsaufnahme, vgl. VDI 2067). Ab einer Jahresarbeitszahl von 3.5 kann davon ausgegangen werden, dass der von der Wärmepumpe verbrauchte Strom mit weniger Primärenergieeinsatz in fossilen Kraftwerken erzeugt wird, als eine Brennwertkesselanlage zur Bereitstellung der gleichen Heizwärme benötigt.



Abb. 2: Energieflussschema zur Nutzung der Wärme- und Kältespeicherung im Gründungserdreich eines Gebäudes (Energiepfähle) mit Hilfe einer Wärmepumpe mit β<sub>a</sub> = 4 (links); Temperaturverlauf im Erdreich von 0 bis 400 m Tiefe (rechts)

/Pfahllänge, die Pfahloberfläche bzw. Bodenplattenfläche /Zent-Frenger/				
	Erdwärmesonden	Energiepfähle	Bodenplatte	
	< 60 cm $\varnothing$	> 60 cm Ø		
Kühlen über KM Hei- zen über WP	40 – 80 W/m	30 – 70 W/m²	20 – 50 W/m²	
Direkte Kühlung 20 – 60 W/m 20 – 50 W/m <sup>2</sup>		10 – 30 W/m²		
(Free-Cooling)				
VVI = Naitemaschine: VVP = Vvarmepumpe				

 
 Tab. 1:
 Entzugsleistung von Erdwärmetauscheranlagen bezogen auf die Sonden-/Pfahllänge, die Pfahloberfläche bzw. Bodenplattenfläche /Zent-Frenger/

Bei einer energetischen Bewirtschaftung des Erdreiches spielen folgende Einflussfaktoren auf die Entzugsleistung eine Rolle /Brandl et al./:

- Energiekonzeption des Bauwerks
- Anordnung, Abstand, Geometrie, Herstellungsart und Betoneigenschaften der Pfähle, Schlitzwände, Erdwärmesonden usw.
- Klimatische Bedingungen
- Bodenphysikalische Eigenschaften
- Thermische Bodeneigenschaften
  - Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit von Sättigungsgrad, Porenanteil und Wichte
  - o Wärmekapazität in Abhängigkeit der Temperatur des Bodens
- Hydrogeologische Eigenschaften des Untergrundes
  - o Tiefe und Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels
  - o Grundwasserströmung und Fließgeschwindigkeit

Diese Einflussfaktoren gilt es während der Auslegung zu prüfen und daraus die Leistungsfähigkeit der geplanten Anlage richtig zu bestimmen. Grundlage für eine fachgerechte Auslegung bildet ein Baugrundgutachten, ein "Thermal-Response-Test" sowie bei kleinen Erdwärmesondenprojekten (bis 20 kW) die Berechnungsgrundlagen der VDI Richtlinie 4640.



Abb. 3: Abhängigkeit der Bodenwärmeleitfähigkeit von der Dichte und dem Wassergehalt / Sanner/

Bei Auslegung größerer Anlagen (>100 kW) sind die Angaben der VDI 4640 nicht mehr ausreichend. Hier müssen je nach Projekt unterschiedlich komplexe deterministische oder numerische Berechnungsprogramme herangezogen werden. Hierbei gibt es einige weniger komplexere Programme, die allerdings aufgrund ihrer Simplifikation nur auf beschränkte Fragestellungen anwendbar sind. Als Beispiel ist hier das Programm "Earth Energy Designer" EED für die Erdwärmesondenberechnung zu nennen /Sanner, Hellström/.

Für die Auslegung großer Anlagen (>100 kW), bieten sich Programme wie TRNSYS mit seinen Zusatzmodulen /Klein et al., Pahud et al., Wetter/ oder auf FE-Methoden basierende Programme an /Pahud 1, Pahud 2/. Die Stärke von TRNSYS liegt in der dynamischen Simulation des Zusammenspiels von einzelnen Anlagenkomponenten. Durch die Implementierung von Wetterdatensätzen eignet es sich gut für die Lastfall-simulation. Schwachpunkte von TRNSYS liegen in der Vereinfachung der geologischen Verhältnisse, wie dem an den Grundwasserstrom gekoppelten Wärmetransport. Hier sind FEM-Programme leistungsfähiger. Mit Ihnen können die geologischen Gegebenheiten, wie Schichtungen usw., räumlich nachgebildet werden. Nachteil dieser Programme ist, dass sie die installierte Gebäudetechnik nicht mit simulieren können.

Neben der energetischen Auslegung ist bei der Errichtung und dem Betrieb dieser auch als erdgekoppelte Wärmepumpenanlage bezeichneten Anlagen eine rechtliche Beurteilung durch die örtliche Genehmigungsbehörde (z. B. Landratsamt) notwendig. Im Rahmen der behördlichen Erlaubnis nach § 2 Abs. Wasserhaushaltsgesetz (WHG) ist in Abhängigkeit der biologischen, chemischen und physikalischen Stoffeigenschaft des Wärmeträgermediums zu prüfen und durch geeignete Maßnahmen sicherzustellen, dass durch den Bau und Betrieb dar Anlage keine dauernde und erheblich schädliche Veränderung der physikalischen, chemischen oder biologischen Eigenschaften des Grundwassers erfolgen kann.

#### Energiepfahlanlagen

Ein typisches Strangschema einer Energiepfahlanlage für die Wärme-/Kältebereitstellung ist in Abb. 1 wiedergegeben. Im Allgemeinen gibt es für die Anlagen folgende vier typische Betriebsweisen:

1. Heizbetrieb:

Dem Untergrund wird über die Energiepfähle Wärme entzogen (Primärkreislauf). Eine Wärmepumpe hebt das Temperaturniveau auf 25 bis 30 °C im Sekundärkreislauf an. Die Wärme wird über die thermisch aktivierten Bauteile an die Räume abgegeben. Das kalte aus dem Wärmepumpenrücklauf in die Pfähle zurückströmende Trägermedium kühlt den Untergrund langsam ab (= 4 °C). 2. Heizbetrieb:

Reicht die Heizwärmeleistung des Wärmpumpen-/Energiepfahlsystem nicht mehr aus, wird die zusätzlich erforderliche Heizleistung über ein redundantes System (z. B. Fernwärme, Heizkessel) bereitgestellt.

3. Kühlbetrieb:

Der durch den Heizbetrieb im Winter abgekühlte Untergrund dient nun als Wärmesenke. Im sog. "Free-Cooling"-Betrieb wird kühles Trägermedium direkt (nur über einen Wärmetauscher) aus den Pfählen in die thermisch aktivierten Bauteile gefördert. Hier nimmt es Wärme auf und gibt diese (nach Durchlaufen des Wärmetauschers) über die Energiepfähle wieder an den Untergrund ab.

4. Kühlbetrieb:

Sinkt mit der Zeit die durch die Energiepfähle bereitgestellte Kühlleistung, kann diese durch eine bivalente Kältemaschine bzw. eine andere Kältetechnik ergänzt werden.



Abb. 5: Betriebsphasen einer Energiepfahlanlage

Die Herstellung von Energiepfählen weicht bis auf das Einlegen des notwendigen Leitungssystems in den Pfahlkörper nicht weiter von der Herstellung normaler Gründungspfähle ab. So werden die Leitungen meist auf der Innenseite des Pfahlbewehrungskorbes in mehreren Winkelungen montiert. Dies geschieht bei Ortbetonpfählen vor Ort auf der Baustelle und bei Fertigrammpfählen werksseitig. Energiepfähle sind nur rentabel, wenn sie die statisch ohnehin erforderlichen Gründungspfähle genutzt werden können /Günther/.



Abb. 6: Pfahlköpfe von Energiepfählen mit den zugehörigen Anschlussleitungen

Nach dem Setzten der Pfähle werden die Wärmetauscherleitungen am Pfahlkopf herausgeführt und entweder im Planum oder in der Bodenplatte des Gebäudes verlegt. Je nach Lage der Pfähle werden die Leitungen in Serien- und/oder Parallelschaltung in einem oder mehreren Verteilerkästen zusammengeführt. Letztere erlauben eine genaue Regulierung durch individuelle zu- und abschaltbare Kreisläufe. Von den Verteilerkästen gelangt die Wärmetauscherflüssigkeit via Sammelleitung zur Wärmepumpe, wo die Temperatur auf das gewünschte Niveau gebracht wird. Die für das Einbringen und Verlegen der Wärmetauscherleitungen anfallenden Kosten sind relativ gering; sie belaufen sich aufgrund bisheriger Erfahrungen auf ca. 10 bis 25% der "Ohnehin-Pfahlkosten".

## Erdwärmesondenspeicher

Erdwärmesonden sind Wärmeübertrager, die mittels Bohren, Spülen oder Rammen in den Untergrund vertikal oder schräg eingebracht werden. Bei ihnen entsteht im Gegensatz zu Energiepfahl und Fundamentabsorber ein zusätzlicher Erschließungsaufwand (Abteufen der Bohrung). Die erreichbare Tiefe von EWS in Bohrungen ist praktisch unbeschränkt, jedoch hat sich eine Abteufung zwischen 50 m und 150 m als wirtschaftlich sinnvoll erwiesen. In Deutschland werden EWS meist nur bis zu einer Tiefe von 100 m ausgeführt. Grund dafür ist die ab 100 m notwendige Bergbaurechtliche Genehmigung (BBergG) sowie die Ausführung der Bohrungen durch eine für diese Tiefen qualifizierten Bohrfirma (Sachkundigennachweis und Prüfzeugnis der Bohranlage).

Bei EWS unterscheidet man in solegefüllte EWS- und direktverdampfende EWS-Systeme. In solegefüllten EWS-Systemen wird ein Wasser-Frostschutzgemisch als Wärmeträgermedium (z. B. Glykol <u>W</u>assergefährdungsklasse WGK 1) eingesetzt. Bei Direktverdampfer-Systemen wird nicht über einen Kreislauf ein Wärmeträgermedium dem Wärmepumpenverdampfer zugeführt, sondern die EWS direkt mit einem Kältemittel gefüllt und stellt damit den Verdampferkreislauf dar. Bei Direktverdampfer-Systemen wird als Rohrmaterial meist kunststoffummanteltes Kupferrohr eingesetzt. Diese Systeme kommen aufgrund ihres schwierigeren Einbaus, der wasserrechtlichen Genehmigung und höheren Kosten weit weniger zum Einsatz als Sole-Systeme.

Einsatztiefe	Abteufungsart	Untergrundbeschaffenheit	<b>EWS-Material</b>
8 - 30 m	direkt gerammt	nur in Lockergestein	Stahl
8 - 30 m	eingespült o. mit speziellen Hilfsmitteln gerammt	n. A.	Kunststoff
15 – 150 m	gebohrt	ideal in Festgestein	Kunststoff

Tab. 2:	Einbringverfahren und Material für Erdwärmesonden /Sanner/	
---------	--	--

Bei Sole-Systemen haben sich hochdichtes Polyethylen (PE-HD), vernetztes Polyethylen (VPE, PEX), Polybuten (PB) sowie Polyvinylidenflourid (PVDF) als Rohrmaterial durchgesetzt. Sie zeichnen sich durch ihre leichte Schweißbarkeit, Formbarkeit und Zähigkeit und gute Zeitstandfestigkeit aus.

Die einfachste Bauform ist die Einfach-U-Erdwärmesonde. In einem Schenkel des U-Rohres strömt das Wärmeträgermedium nach unten, im anderen Schenkel wieder nach oben. Unten sind die beiden Schenkel über einen Sondenfuß verbunden. Zur Vergrößerung der Wärmeübertragungsfläche werden insbesondere bei reinem Wärmeentzug oft Doppel-U-Sonden verwendet. Die dritte Bauform ist die Koaxialsonde. Hier ström der Wärmeträger-Vorlauf durch einen außenliegenden Leiter hinab und durch einen innenliegenden Leiter wieder hinauf zum Verteiler bzw. zur Wärmepumpe. Die Koaxialsonden werden in einfache und komplexe unterschieden (vgl. Abb. 6 u.)







Abb. 8 (links): Abb. 9 (rechts):

1

Schnitt durch ein Erdsondenbohrloch Sondenendstück einer Doppel-U-Sonde /Haka-Gerodur/ Die Erdwärmesondenrohre werden in die Bohrung eingelassen und anschließend wird mit einer Bentonit/Zement-Suspension verfüllt. Die Verfüllung dient einer geschlossenen Wärmeübertragung zwischen Erdreich und Sondenrohr sowie zur Wiederabdichtung von Grundwasser sperrenden Erdreichschichten beim Durchfahren mehrerer Grundwasserstockwerke. Nach der Beendigung der Einbringarbeiten wird als Dichtigkeitsprüfung ein Drucktest durchgeführt.

Der hydraulische Anschluss der EWS mit der restlichen Wärme- und Kälteversorgung geschieht wie oben bei den Energiepfählen beschrieben. Hier gibt es Varianten bei denen jede EWS einzeln ansteuerbar ist oder über Unterverteiler mehrere EWS zu einer Sondengruppe zusammengeschaltet werden. Jede EWS sollte bei einer gruppenweisen Verschaltung für den Fall einer Leckage oder gestörten Durchfluss einzeln absperrbar sein. Für das Leitungssystem muss ein hydraulische Abgleich durchgeführt werden. Bei größeren Erdsondenfeldern kann es energetisch sinnvoll sein, von Innen nach Außen zu entladen bzw. umgekehrt zu beladen.



Abb. 10: Doppel-U-Rohrsonde während der Montage auf einer vierteiligen Haspel, 250 m Länge Ø 40 mm /Haka.Gerodur/



Abb. 11: Ablaufschema für das Genehmigungsverfahren einer Erdwärmesondenanlage

Fundament- und Bodenabsorber

Fundament- und Bodenabsorber entsprechen in ihrer Funktionsweise den oben beschriebenen Energiepfahlanlagen. Auch bei dieser Art der kombinierten Wärme-/Kältespeicherung im Untergrund wird die Gründung, in diesem Fall die Bodenplatte des Gebäudes, genutzt. In dem Fundamentkörper werden einzelansteuerbare Leitungsschlaufen verlegt. Sie dienen, wie im Energiepfahl, zur Aktivierung der Speicherfähigkeit des umgebenden Betons und des angrenzenden Untergrundes. Bei dieser Anordnung muss je nach Massigkeit der Bodenplatte eine wärmedämmende Schicht auf der Gebäudeseite angeordnet werden.

Bei anderen Ausführungsvariante des Fundamentabsorber werden die Leitungen unterhalb der Gebäudebodenplatte verlegt (vgl. Abb. 12 u.). Vorteil ist der direkte Kontakt mit dem umgebenden Erdreich und eine geringere gegenseitige thermische Beeinflussung von Speicher und Gebäudeklima. Bei beiden Varianten sollte im Winter ein Entladen des Speichers auf unter 4°C Rücklauftemperatur vermieden werden, um eine Gefährdung des angrenzenden Betonbauwerks (Rissbildung) auszuschließen.

Neben Bodenplatten eignen sich zur Wärme-/Kältespeicherung jegliche flächigen Fundament- oder erdanliegenden Betonbauwerke, wie z. B. Schlitzwände, Bohrpfahlwände oder Tunnelschalen. Die Nutzung der Speicherfähigkeit von Fundamentbauwerken ist dadurch nicht beschränkt auf die Wärme- und Kälteversorgung von Gebäuden, sondern kann zur Eisfreihaltung von Verkehrswegen, Start- und Landebahn dienen.



Abb. 12: Schnitt durch einen Fundamentabsorber

#### Beispielgebäude EnergieForum Berlin

Das ENERGIEFORUM BERLIN (Erstbezug: Herbst 2002) bietet Produktions- und Dienstleistungsunternehmen, Firmenvertretungen, Institutionen und wissenschaftlichen Einrichtungen des Sektors der regenerativen Energien und der Umwelttechnik Gewerbeund Geschäftsräume unter einem Dach. Die Investitionskosten für das vom Land Berlin und vom Bund geförderte Bauprojekt betrugen ca. 55 Mio. €. Seit der Fertigstellung wird das Gebäude im Rahmen des BNWA geförderten Forschungsprojekte "Solarbau:Monitor" im Rahmen eines Betriebsmonitoring begleitet.



Abb. 13: Blick nach Osten über das EnergieForum Berlin

Das am Stralauerplatz / Berlin gelegene Gebäude ist mit seiner unverwechselbaren Architektur Teil des zukünftigen Medien- und Dienstleistungsviertel Mediaspree. Das zum Ostbahnhof orientierte fünfgeschossige Magazin mit seiner historischen Ziegelfassade wurde um die Jahrhundertwende errichtet und im Zuge des Neubaus energie- und denkmalgerecht saniert. Der sich Richtung Spree anschließende Neubau leitet sich in Maß, Proportion und Struktur daran ab. Zwei L-förmige, achtgeschossige Seitenflügel bieten insgesamt ca. 20.000 m<sup>2</sup> flexibel aufteilbare moderne Büroflächen. Zwischen den Neubauten befindet sich das ca. 30.000 m<sup>3</sup> große, verglaste Atrium als kommunikativer Mittelpunkt des Ensembles mit angelagerten tresenartig ausgebildeten Repräsentanzen der Nutzer sowie Konferenzräumen im Erdgeschoss.

Das ENERGIEFORUM **BERLIN** ist nicht nur das Forum für regenerative Energien und Umwelttechnik in Berlin, sondern soll selber als vorbildhaftes Gebäude den neuesten Stand von innovativer Baukonstruktion und Gebäudetechnik demonstrieren. Der thematischen Zielsetzung des Gebäudes entsprechend wurde ein ganzheitliches Energiekonzept für ein Niedrigstenergiegebäude (Wärme < 10 kWh/(m<sup>3</sup><sub>BRIa</sub>a); Strom < 30 kWh/(m<sup>2</sup><sub>NGF</sub>a) für TGA) unter besonderer Berücksichtigung regenerativer und rationeller Energiewandlungstechnologien entwickelt. Weiteres Ziel des Projekts ist der visualisierte Einsatz von Komponenten der Energietechnik die gerade das Labor verlassen und die Serien- bzw. Vorserienreife erreicht haben.

Der Zielwert für den **Wärmebedarf** wird durch den kompakten Baukörper, einen guten baulichen Wärmeschutz, eine dichte Gebäudehülle, ein Lüftungskonzept mit Wärmerückgewinnung sowie die Nutzung passivsolarer Wärmegewinne erreicht.

Der hygienisch notwendige Luftwechsel in den Büroräumen des Neubaus wird während der Heizperiode durch zwei in den Dachgeschossen angeordnete Lüftungsanlagen mit Rotationswärmetauscher gewährleistet, die bis zu 80% der Wärme aus der Abluft zurückgewinnen und der Zuluft zuführen. Das Luftkanalnetz des Magazingebäudes sollte aus optischen Gründen auf das notwendige Minimum reduziert werden. Es wurde daher eine einfache Abluftanlage in Kombination mit passiven, schall- und wärmegedämmten Zuluftelementen mit Winddruckklappen in den Fensterbänken eingebaut. Um die Wärme der Abluft dennoch nutzen zu können, werden die Abluftwärmeverluste über einen Wärmetauscher und eine Wärmepumpe zurückgewonnen.

Der Zielwert für den **Strombedarf** wird durch die konsequente Verminderung des Strombedarfs für künstliche Beleuchtung und den Einsatz energieeffizienter Haustechnik erreicht.

Bei der Planung der Luftkanalnetze wurde auf geringe Luftgeschwindigkeiten geachtet. Der Gesamtwirkungsgrad aller hydraulischen und lufttechnischen Anlagen beträgt > 50%. Zudem werden die Lüftungsanlagen im Neubau außerhalb der Heizperiode deaktiviert und das Gebäude natürlich über die Fenster belüftet. Der Nutzer wird über die jeweils energetisch günstigere Lüftungsart über eine LED-Anzeige informiert. Das Atrium wird ebenfalls natürlich über zwei jeweils ca. 50 m<sup>2</sup> große Zu- und Abluftöffnungen belüftet.

Erst die konsequente Minimierung der Energiebedarfswerte ermöglicht den Einsatz **regenerativer und rationeller Energietechniken**. Eine zentrale Rolle bei der Energieversorgung spielt die **Energiepfahlanlage** welche die Pfahlgründung des Gebäudes als saisonalen thermischen Speicher nutzt. Im Winter wird dem Boden mittels einer elektrischen Wärmepumpe Wärme entzogen und den thermisch aktivierten Geschossdecken zugeführt. Das im Laufe des Winters abgekühlte Erdreich wird im Sommer als Kältequelle für die Betonkernaktivierung genutzt.

Allgemeine Daten	Investitionskosten:	55 Mio. €	
	Fertigstellung:	Sommer 2003	
	Fläche (NGF):	20.700 m²	
Daten	Anzahl der Pfähle:	198	
Energiepfahlanlage	Leitungen pro Pfahl:	4	
	Eff. Energiepfahllänge:	8.50 m	
	Länge Wärmetauscher	6 732 m	
	Gesamtkosten Energiepfahlanlage:	171 718 €	
	Kosten pro Meter Energiepfahl:	25.51 €	
	Kosten Wärmepumpe:	61 400 €	
		Gebäude	Energiepfähle
Daten	Heizleistung:	800 kW	106 KW
Energie	Kälteleistung:	60 kW	60 kW
	Heizwärmebedarf:	760 MWh/a	
	Kältemengenbedarf:	85 MWh/a	

Tab. 3:	Allgemeine und Dater	der Energiepfahlanlage	des EnergieForum Berlin
		g	are minergier erann bein

3

è

h





Da das Kältepotenzial des Bodens nicht ausreicht, um alle Geschosse ausreichend mit Kälte zu versorgen, wird in den unteren Geschossen eine automatische Nachtlüftung der Büroräume realisiert. Jedes zweite Fenster der Außen- und Atriumfassade wird über Stell- und Verriegelungsmotore witterungsabhängig gesteuert. Auf eine klassische Raumklimatisierung mit Kompressionskältemaschinen kann vollständig verzichtet werden.





Anteil der Energiepfahlanlage am Gesamtheizwärmeverbrauch 2004.





- 259 -





Durch die frühzeitige Integration des Energieingenieurs in das Planungsteam schon während der Vorentwurfs- und Entwurfsphase wurde eine ganzheitlich Abstimmung der baulichen Maßnahmen und der haustechnischen Einrichtungen erreicht. Im Rahmen eines Qualitätsmanagements wurde das Planungsteam weiter bei der Umsetzung des Konzepts unterstützt und auf Abweichungen frühzeitig reagiert. Während eines Monitorings durch das Institut für Gebäude- und Solartechnik der TU-Braunschweig wird die Einhaltung der gesteckten energetischen Ziele und die Funktion der Anlagen überwacht.

Institut für Gebäude- und Solartechnik Technische Universität Braunschweig Mühlenpfordtstr. 23, D-38106 Braunschweig Tel. +49-531-391-3557, Fax +49-531-391-8125, e-mail <u>sasse@igs.bau.tu-bs.de</u>

## Energiekonzept zum ENERGIEFORUM BERLIN







#### Sommerfall (tagsüber):

#### Kühlung:

Im Sommer werden die Energiepfähle zur Kühlung des Gebäudes genutzt. In diesem Fall wird Wasser durch die Energiepfähle gepumpt, kühlt sich ab und zirkuliert ohne weitere Behandlung - im sogenannten "Free-Cooling-Betrieb" - durch die Betondecken im 4. und 5. OG bzw. durch die Kühlsegel unter den Decken im 6. OG und nimmt Wärme auf. Im jahreszeitlichen Wechsel wird das Erdreich so zum saisonalen Wärme- / Kältespeicher des Gebäudes.

#### Lüftung:

Neubauten: Natürliche Fensterlüftung. Das Atrium sorgt mit seinen Lüftungsklappen für eine stetige Zufuhr von Frischluft für die Atriumsbüroräume als auch für den Abtransport der Abluft.

Magazingebäude: Fensterlüftung sowie eine Abluftanlage

#### Sommerfall (nachts):

Für die Geschosse Basement-3.OG ist eine automatische Nachtlüftung vorgesehen. Stellmotore öffnen je nach Temperaturniveau nachts automatisch die Fenster nach außen und zum Atrium, so dass das Gebäude ohne zusätzliche technische Anlagen abkühlen kann. Bei Regen oder Sturm schließen die Fenster automatisch.

#### Winterfall:

Etwa 25 % des Heizwärmebedarfs wird durch eine elektrische Wärmepumpe in Verbindung mit Energiepfählen gedeckt. Dabei zirkuliert Wasser durch ein Rohrsystem in den Betonpfählen, auf die das Gebäude gegründet wurde. Es wird dadurch im Winter auf eine Temperatur von ca. 8-10°C erwärmt. Die Wärmepumpe hebt das Temperaturniveau der Wärme anschließend auf ca. 24-26°C, mit dem das Wasser dann durch ein System von Kunststoffrohren in den Betondecken des Gebäudes fließt - Betonkernaktivierung - und so zur Raumheizung genutzt wird. Weiterhin sind statische Heizkörper in den Büroräumen installiert (Fernwärme gestützt).

Im Winter wird das Gebäude über eine Zu-/Abluftanlage mit einer hocheffizienten Wärmerückgewinnung gelüftet, die bis zu 80% der Wärme aus der Abluft zurückgewinnt und der Zuluft zuführt.



# 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.	<b>Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen</b> , Dissertation, 1979 *
Nr. 80-4	Ruppert, FR.	Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmecha- nik, Dissertation, 1980 *
Nr. 81-5	Schuppener, B.	Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelas- tung 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 Halb- raum, Dissertation, 1982 *
Nr. 8	Meseck, H. Schnell, W.	Dichtungswände und -sohlen, 1982 *
Nr. 9	Simons, H. Ruppert, FR.	Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspen- sionen auf Baustellen, 1982 *
Nr. 10	Beckmann, U.	Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrma- schinen, 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



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.	<b>Dynamische Pfahltests</b> - 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, HW.	Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit histori- scher Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation, 1988



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 / Schadstoffein- bindung durch Verfestigung von Abfällen - Fach- seminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
Nr. 32	Knüpfer, J.	Schnellverfahren für die Güteüberwachung minerali- scher Deponiebasisabdichtungen, Dissertation, 1990
Nr. 33	Beckefeld, P.	Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991
Nr. 34	He, G.	<b>Standsicherheitsberechnungen von Böschungen</b> , Dissertation, 1991
Nr. 35	Rodatz, W. Sehrbrock, U.	Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachts- flächen (Altlasten), Fachseminar in Braun- schweig 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.	<b>Dynamische Pfahltests</b> , Fachseminar in Braun- schweig 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



Nr. 41	Rodatz, W. Hartung, M. Wienholz, B.	<b>Pfahl-Symposium 1993</b> , Fachseminar in Braun schweig am 18. und 19. März 1993
Nr. 42	Rodatz, W. Gattermann, J. Hartung, M.	IGB·TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 techni- scher 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 Deponieabdichtun- gen, Dissertation, 1994
Nr. 48	Rodatz, W. Ernst, U. Wienholz, B.	<b>Pfahl-Symposium 1995</b> , 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.	<b>Messen in der Geotechnik 1996</b> , 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 Schlitzwand- bauweise hergestellte Kaimauer, Dissertation, 1996



Nr. 53	Rodatz, W. Ernst, U. Wienholz, B.	<b>Pfahl-Symposium 1997</b> , Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
Nr. 54	Horst, M.	Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitäts- sicherung 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 südöstli- chen 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.	<b>Pfahl-Symposium 1999</b> 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.	<b>Pfahl-Symposium 2001</b> , Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
Nr. 66	Ernst, U.	Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfäh- len im Grundwasser, Dissertation, 2000
Nr. 67	Plaßmann, B.	Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Pfahlintegritätsprüfungen, 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.	<ol> <li>Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar</li> <li>Qualitätssicherung und Innovation</li> <li>Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002</li> </ol>
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.	<b>Pfahl-Symposium 2003</b> , 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 Verformungs- verhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Poren wasserspannungen, Dissertation, 2003
Nr. 74	Stahlmann, J. Rosenberg, M. Nendza, M.	<ul> <li>11. Braunschweiger Deponie</li> <li>und Dichtwandseminar 2004,</li> <li>Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004</li> </ul>
Nr. 75	Kirsch, F.	Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen, Dissertation, 2004



Nr. 76	Stahlmann, J. Gattermann, J. Fritsch, M.	Geotechnik-Kolloquium, 30 Jahre IGB∙TUBS, Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004
Nr. 77	Stahlmann, J. Gattermann, J. Kuhn, C.	Messen in der Geotechnik 2004, Fachseminar in Braunschweig am 09. und 10. September 2004
Nr. 78	Bergs, T.	Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion, Dissertation, 2004
Nr. 79	Scholz, C.	Integrität von Einphasen-Dichtwänden - Untersuchungen zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation, 2004
Nr. 80	Stahlmann, J. Gattermann, J. Fritsch, M.	<b>Pfahl-Symposium 2005</b> , Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005
Nr. 81	Nendza, M.	Untersuchungen zu den Mechanismen der dynami- schen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rüttel- druckverfahrens, Dissertation, 2006
Nr. 82	Stahlmann, J. Gattermann, J. Kuhn, C.	<b>Messen in der Geotechnik 2006</b> , Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006
Nr. 83	Stahlmann, J. Rosenberg, M.	Geotechnische Aspekte im Umweltschutz 2006 Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006

DGGT Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der deutschen Gesellschaft für Geotechnik für statische und dynamische Pfahlprüfungen, 1998

\* = vergriffen, nur noch als Kopiervorlage vorhanden



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 allen Technischen Universitäten, Fachhochschulen und geotechnischen Nachbarinstituten im deutschsprachigen Raum) ersparen Ihnen das zeitaufwendige Suchen nach Adressen.

www.IGB-TUBS.de