Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 51

IGB·TUBS

Braunschweiger Deponieseminar 1996

Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen

Fachseminar: 14./15. März 1996

Konzept: A. Knoll

Braunschweig 1996

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

VORWORT

Das vorliegende Heft der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik erscheint als Tagungsband anläßlich unseres 4. Braunschweiger Deponieseminars, das die 'Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen' behandelt. Damit setzen wir die Veröffentlichung der Beiträge der im Abstand von zwei Jahren stattfindenden Seminare fort, die sich mit ähnlichen Themen befaßt haben: 'Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung' 19./20. März 1990 (Heft 31), 'Standsicherheiten im Deponiebau' 30./31. März 1992 (Heft 37) und 'Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau' 17./18. März 1994 (Heft 43).

Schwerpunkte des 4. Deponieseminars sind alternative Abdichtungssysteme, die Standsicherheit von Abdichtungssystemen und die Qualitätssicherung im Deponiebau. Kernstücke eines Deponiebauwerkes sind deren Dichtungssysteme, die in der Basis und später nach Verfüllung eines Deponieabschnittes bzw. für die Abdeckung eines eingekapselten Altlastenbereiches, an der Oberfläche zur Verringerung der Sickerwassermengen hergestellt werden. Im ersten Schwerpunkt des Seminars werden Anforderungen, neueste Entwicklungen und Erfahrungen bei der Herstellung aber auch bei der Bewertung von alternativen Deponieabdichtungen behandelt. Im zweiten Schwerpunkt des Seminars werden Standsicherheitsfragen und geotechnische Problemstellungen von Dichtungssystemen behandelt. Der dritte Teil des Seminars befaßt sich mit Fragen der Qualitätssicherung, der eine immer größer werdende Rolle im Deponiebau zukommt. Die Probleme, die beim Bau eines Abdichtungssystems auftreten können, sollen den aktuellen Erkenntnissen und Regelungen gegenübergestellt werden.

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

Den Referenten danke ich für ihren Beitrag und allen Seminarteilnehmern für ihr Interesse, das uns bestärken wird, weiterhin alle zwei Jahre ähnliche Veranstaltungen durchzuführen. Für die technische Ausrichtung dieses Seminars danke ich der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig, den wissenschaftlichen Mitarbeitern des Instituts, insbesondere Herrn Dipl.-Ing. Andreas Knoll für das Konzept.

Braunschweig im März 1996



Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz

Als Mitglied im Braunschweiger

Zentrum für Abfallforschung

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

Inhaltsverzeichnis

Grundsätzliche Möglichkeiten alternativer Abdichtungssysteme
- Gleichwertigkeit, Bautechnik, Qualitätssicherung -
Th. Egloffstein / G. Burkhardt S. 1

Standortabhängige Gestaltungsmöglichkeiten der technischen Barriere
S. Demmert / H. Steffen S. 39

Asphaltdichtungen für die Deponiebasis
- Stand der Ausführungstechnik in der Schweiz
H. P. Pfiffner S. 51

Einsatz von Kapillarsperren in Oberflächenabdichtungen
S. Melchior / B. Steinert / K. Burger / K. Berger S. 59

Planung und Ausführung einer Oberflächenabdeckung mit Bentonitmatten
H. Richter / M. Pülm S. 73

Grundsätze für die Bewertung von alternativen Abdichtungssystemen
- Stand von Zulassungsverfahren -
Ch. Herold S. 93

Bewertung von alternativen Abdichtungen aus der Sicht des
NLÖ in Niedersachsen
W. Bräcker S.121

Standsicherheitsberechnung nach neuer europäischer Normung
- Vergleich mit den bisherigen Normen -
am Beispiel einer steilen Oberflächenabdichtung
R. Wunsch S.131

Reibung zwischen Erdstoffen und Geokunststoffen im direkten Scherversuch
W. Blümel / K. Brummermann / A. Lottmann / C. Stoewahse S.145

Spannungs- und Verformungsverhalten von Einphasen-Dichtwandmassen
J. Kayser S.165

Nachweis der Spreizspannungen bei Haldendeponien
W. Oltmanns / G. Maybaum S.185

Untersuchungen zur Langzeitstabilität der Tonböschungen in der Sonderabfalldeponie Hoheneggelsen
E. Biczók / O. Beilke S.201

Verbesserung der Standsicherheit im Deponiebau mit Geokunststoffen
H. Düllmann S.221

Stand der Technik bei Setzungsberechnungen, Auswirkungen von Inhomogenitäten
Th. Schulz S.249

Spezielle Fragen der Qualitätssicherung für Winterbau unter Zeltschutz
R. Schicketanz S.275

Bodenmechanisches Verhalten und Prüfungen vergüteter Bodenmaterialien
M. Bachmann / S. Bruns S.291

Anforderungen und Qualitätssicherung für Entwässerungsmaterialien
W. Prühs / E. Gartung / H. Quenzler S.323

Qualitätssicherung vor Ort - Schnittstellen beim Bau polymerer und mineralischer Gewerke
A. Knoll S.349

GRUNDSÄTZLICHE MÖGLICHKEITEN ALTERNATIVER ABDICHTUNGSSYSTEME - GLEICHWERTIGKEIT, BAUTECHNIK, QUALITÄTSSICHERUNG -

Th. Egloffstein, G. Burkhardt
ICP Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH, Karlsruhe

1. EINFÜHRUNG

Die Deponietechnik hat seit Einführung des ersten Abfallgesetzes im Jahr 1972 weitreichende Entwicklungen erfahren. Als wichtigster vorläufiger Endpunkt dieser Entwicklungsgeschichte können die neuesten Verwaltungsvorschriften angesehen werden.

Heute ist eine Abfalldeponie ein komplexes Ingenieurbauwerk, das ein hohes Maß an planerischem und technischem know how erfordert, wenn es funktionstüchtig und wirtschaftlich erstellt werden soll.

Im Bereich der Deponietechnik sind bundesweit folgende Verwaltungsvorschriften, Richtlinien und Merkblätter relevant:

> Der Bundesminister für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit: Gesamtfassung der zweiten allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum Abfallgestz (**TA Abfall**) - Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen vom 12.03.1991 /11/
>
> Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (1993): Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (**TA Siedlungsabfall**, Kabinettsbeschluß vom 21.04.1993), Bundesanzeiger, 45. Jhrg. Nummer 99a, 14.05.1993 /12/
>
> Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) Hrsg.: Richtlinie für die Zulassung von Kunststoffdichtungsbahnen als Bestandteil einer Kombinationsdichtung für Siedlungs- und Sonderabfalldeponien sowie für Abdichtungen von Altlasten, **BAM-Richtlinie**, Berlin, 1992 /10/

Das früher maßgebliche Merkblatt M3 der LAGA /48/ wurde überarbeitet (Entwürfe vom Oktober 89 und Februar 90), letztlich jedoch nicht in neuer Fassung verabschiedet. Es kann jedoch als Vorläufer für die Verwaltungsvorschriften (TA's) angesehen werden, in dem schon die meisten Anforderungen an das Basisabdichtungssystem enthalten waren, die heute in den TA's festgeschrieben sind.

In den obengenannten Regelwerken werden die Ausbildungen von Deponieabdichtungen und Anforderungen an die zu verwendenden Materialien gestellt (siehe hierzu Kapitel 2). Gleichzeitig wird in den aufgeführten Technischen Anleitungen (TA's) ausdrücklich die Möglichkeit offengelassen, auch andere - gleichwertige - Abdichtungssysteme einsetzen zu können, wobei keine Kriterien für die Gleichwertigkeit vorgegeben wurden.

Da es derzeit auch keine echten Bemessungsgrundlagen für Deponieabdichtungssysteme gibt und zudem einige wichtige Bewertungskriterien auch für die Regelabdichtungssysteme bisher nicht beschrieben werden konnten, müssen sich Bauherr, Planer und Genehmigungsbehörde von Fall zu Fall auf ein technisch einwandfreies, aber auch wirtschaftliches Abdichtungssystem verständigen.

In der jüngeren Literatur sind nun häufig Kriterien für den Vergleich von Dichtungssystemen zu finden, die zunächst vom Umweltbundesamt (Arbeitskreis "Bewertung von Deponieabdichtungssystemen" - AK BEDAS) aufgestellt werden sollten bzw. nun durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) aufgestellt wurden.

Da es in der Praxis häufig Fälle gibt, in der die Regelabdichtungen nicht oder nur unter unverhältnismäßig hohem Aufwand zu verwirklichen sind (insbesondere bei der Oberflächenabdichtung bereits bestehender Deponien), gewinnt die Bewertung alternativer Abdichtungssysteme immer mehr Bedeutung.

Soll von den für die Deponieklassen jeweils vorgegebenen Abdichtungssystemen abgewichen werden, besteht für die Genehmigungsbehörden die Möglichkeit, das vorgeschlagene System durch das DIBt bzw. dessen Sachverständigenausschuß im Einzelfall über eine Stellungnahme prüfen zu lassen.

2 DIE REGELABDICHTUNGSSYSTEME

Nach TA Abfall /11/ und TA Siedlungsabfall /12/ sind folgende Regelabdichtungssysteme vorgegeben (siehe Abbildungen 1 und 2).

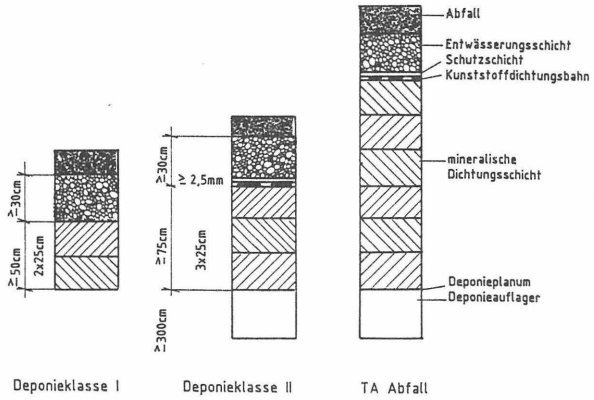


Abbildung 1: Basisabdichtungssysteme nach TA Abfall und TA Siedlungsabfall, aus /13/

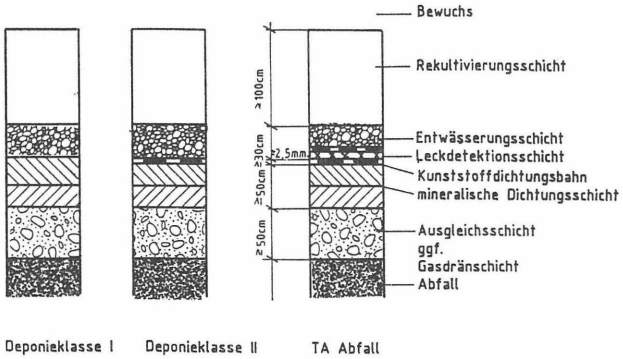


Abbildung 2: Oberflächenabdichtungssysteme nach TA Abfall und TA Siedlungsabfall, aus /13/

An die Systembestandteile werden folgende Anforderungen gestellt.

2.1 Anforderungen an die Regel-Basisabdichtungssysteme

Basisabdichtungssysteme sind im allgemeinen folgenden Randbedingungen und Angriffen ausgesetzt /15/:

- Standfester, relativ homogener Untergrund mit geringen Setzungen und sehr geringen Setzungsdifferenzen (Ausbildung einer regelmäßigen Setzungsmulde mit sehr großem Radius),
- hohe Auflast durch Abfallüberschüttung und Oberflächenabdichtung,
- Angriff aggressiver Medien von oben (Deponiegas, Deponiesickerwasser, Deponiegaskondensat),
- Angriff durch Mikroorganismen.

Die Basisabdichtung hat die Aufgabe, über eine sehr lange (jedoch unbestimmte Zeit), den Durchtritt relevanter Schadstoffmengen in den Untergrund zu verhindern. Hierbei ist zu beachten, daß eine Reparatur nur mit extremem Aufwand möglich ist. Lediglich durch eine kontrollierbare Abdichtung mit Leckageortung würde dies vereinfacht.

An die einzelnen Komponenten der Basisregelabdichtung werden folgende detaillierte Anforderungen gestellt.

2.1.1 Geologische Barriere - Technische Barriere

Der Deponieunterbau ("umgebendes Gestein"), die sogenannte geologische Barriere, soll aus einer mindestens 3 m mächtigen gering durchlässigen Schicht bestehen und eine natürliche Barriere gegen Emissionen bilden. Gemäß TA Abfall /11/ und LAGA-Entwurf M 3 /48/ werden folgende konkreten Anforderungen gestellt /13/:

Der Durchlässigkeitsbeiwert des umgebenden Gesteins (Gebirgsdurchlässigkeit) muß $k_f \leq 1 \cdot 10^{-7}$ m/s betragen. Der Verdichtungsgrad des Deponieplanums wird mit $D_{pr} \geq 95$ % angegeben.

Die TA Siedlungsabfall faßt die Anforderungen an die geologische Barriere weniger eng. Sie läßt auch eine Gebirgsdurchlässigkeit bis $k_f \leq 1 \cdot 10^{-6}$ m/s (schwach durchlässig) zu und gibt mehrere Meter als Mächtigkeit an /28/.

Weitere relativ unklare Forderungen, wie nach einem "hohen Adsorptionsvermögen" (TA Abfall /11/) sowie nach einem "gemischtkörnigen oder feinkörnigen Boden mit einem möglichst hohen Feinkornanteil (< 0,063 mm)" (Entwurf M 3 /48/) sind bei der Standortsuche für eine Deponie zu beachten.

Wird die natürliche geologische Barriere durch eine künstliche (technische) ersetzt, gelten nach

TA Siedlungsabfall /12/folgende Anforderungen:
- 3 m Mächtigkeit
- $k_f \leq 1 \cdot 10^{-7}$ m/s

Die TA Abfall /11/ fordert:
- Tonmineralgehalt ≥ 10 Gew.-%

2.1.3. Kunststoffdichtungsbahn (KDB)

Die Anforderungen an die KDB sind in der sogenannten BAM-Richtlinie /10/ zusammengefaßt und sollen daher an dieser Stelle nicht wiedergegeben werden.

2.1.4 Sonstiges

Zum Basisabdichtungssystem gehören auch die Schutzlage für die Dichtung und die Flächendrainage. Auf eine Beschreibung dieser Systembestandteile wird an dieser Stelle jedoch verzichtet.

2.2 Anforderungen an die Regel-Oberflächenabdichtungssysteme

Für Oberflächenabdichtungssysteme gelten allgemein folgende Randbedingungen /15/:

- Meist inhomogener Untergrund mit großen (bei Hausmülldeponien extrem großen) Setzungen und evtl. großen Setzungsdifferenzen,
- geringe Auflast,
- Angriff aggressiver Medien von unten (Deponiegas, Deponiegaskondensat, in geringem Umfang Deponiesickerwasser),
- Gefahr der Durchwurzelung,
- Standsicherheit in der Regel eher problematisch.

Die Oberflächenabdichtung hat die primäre Aufgabe, das Eindringen von versickerndem Niederschlagswasser zu verhindern. Erst sekundär ist die Aufgabe, das Emittieren von Schadstoffen zu verhindern.

Die Reparatur des Oberflächenabdichtungssystems ist aus naheliegenden Gründen relativ einfach, insbesondere, wenn eine Leckageortung (kontrollierbare Abdichtung) eingerichtet wird.

2.2.1. Mineralische Abdichtung

Die Anforderungen an die mineralische Abdichtung entsprechen - abgesehen davon, daß sie im LAGA-M3-Entwurf nicht beschrieben werden - bis auf eine Ausnahme den bereits aufgeführten. Siehe hierzu Tabelle 2.

Der Tabelle 2 ist zu entnehmen, daß abgesehen von der Mächtigkeit und den Anforderungen an die Durchlässigkeit für die Deponieklassen I und II gemäß TA Si die gleichen Anforderungen wie bereits für die Basisabdichtung bestehen.

3 GEGENÜBERSTELLUNG UNTERSCHIEDLICHER ABDICHTUNGSSYSTEME

3.1 Darstellung unterschiedlicher Abdichtungsmaterialien

3.1.1 Abdichtungen für die Basis

Für die Basisabdichtung werden derzeit folgende Abdichtungsmaterialien verwendet /15/:

- **bindige Erdstoffdichtungen** (sog. mineralische Dichtungen, Ton-Dichtungen bzw. gemischtkörnige Dichtungen z.B. Bentokies, vergütete mineralischen Dichtungen z.B. mit Porenraumfüllern wie Bentonit oder Geopolymeren). In allen Regelabdichtungen enthalten.
- **Kunststoffdichtungsbahnen** (KDB's; in neuerer Zeit nur noch in Kombination mit anderen Dichtungen). In den Regelabdichtungssystemen Deponieklasse II (TA Si) und III (TA Abfall) enthalten.
- **Asphaltdichtungen** (insbesondere im Süddeutschen Raum in neuerer Zeit sehr häufig in Kombination mit einer mineralischen Dichtung).
- **Geokunststoff-Ton-Dichtungen** (GTD bzw. Geosynthetic clay liners, GCL oder. Bentonitmatten). In der Regel nur im Verbund mit anderen Dichtungsmaterialien; auch als Schutzlage für eine KDB.
- **Kontrollierbare Abdichtungssysteme** (bisher meist aus Kombination unterschiedlicher Dichtungen bestehend) /32/.
- **Kombinationsdichtungen** (Kombinationen o.g. Dichtungen sind möglich bzw. wurden bereits ausgeführt).

Kapillarsperren wurden als Bestandteile eines Basisabdichtungssystems noch nicht ernsthaft diskutiert, wenn auch eine geplante (aber nicht verwirklichte) kontrollierbare Basisabdichtung mit Kapillarsperre bereits der Öffentlichkeit vorgestellt wurde /4/. Nach Ansicht der Autoren ist die Kapillarsperre als Basisabdichtung für Deponien jedoch wenig geeignet.

Nachträglich einzubringende Basisabdichtungen wurden der Öffentlichkeit bereits in unterschiedlicher Ausführung vorgestellt. Bisher sind die meisten jedoch noch nicht in der Realisierungsphase (Ausnahme z.B. bei BAYER /7/ beschrieben).

3.1.2 Abdichtungen für die Oberfläche

Für die Oberflächenabdichtungen werden folgende Abdichtungsmaterialien diskutiert /16/:

- **Erdstoffdichtungen** (mineralische Dichtungen, s. o.).
- **Kunststoffdichtungsbahnen.**
- **Asphaltabdichtungen** (bisher nach Kenntnis der Autoren erst ein Testfeld ausgeführt).
- **Geokunststoff-Ton-Dichtungen** (GTD's, Bentonitmatten oder Bentonit-Dichtungsmatten).
- **Kapillarsperren** (bisher Testfelder - Deponie Georgswerder, Deponie Karlsruhe-West, Deponie am Stempel, Monte Scherpelino)
- **Kontrollierbare Abdichtungen** /32/
- **Kombinationsdichtungen** (Kombination der oben aufgeführten Abdichtungen)

4 BESCHREIBUNG DER EIGENSCHAFTEN UNTERSCHIEDLICHER ABDICHTUNGSMATERIALIEN

Die vorgestellten Abdichtungsmaterialien werden zunächst unter folgenden Gesichtspunkten beschrieben (nach /15/):

Wirksamkeit

- Dichtigkeit gegenüber konvektivem Schadstofftransport
- Dichtigkeit gegenüber diffusivem Schadstofftransport
- Sorption von Schadstoffen (Retardation)

Beständigkeit

- Resistenz gegen chemische Angriffe
- Resistenz gegen biotische Angriffe
- Sensibilität gegenüber Verformungen (Setzungen, Setzungsdifferenzen, Standsicherheit)
- Gefahr der Austrocknung
- Temperaturbeständigkeit
- Langzeitbeständigkeit
- Gefahr der Penetration

Bautechnik

- Bautechnische Ausführung
- Witterungsabhängigkeit
- Qualitätssicherung

Sonstiges

- Platz- bzw. Raumbedarf
- Notwendige zusätzliche Schutz- und Sicherungselemente (z.B. Schutzlagen für die KDB)

Kriterien wie z.B. Beständigkeit gegenüber Frosteinwirkungen oder UV-Strahlung kommen nur bei offenliegenden Abdichtungen zum Tragen. In diesen Fällen ist zum Schutz der Abdichtungen dann ein mehr oder weniger großer Aufwand zu treiben. Diese letztgenannten Kriterien sind jedoch nur in Sonderfällen zu werten. Die derzeit eingesetzten Materialien werden anschließend kurz unter den o. g. Kriterien beleuchtet (aus /15/).

4.1 Materialien für die Basisabdichtung

4.1.1 Mineralische Abdichtungen

Die (bindige) mineralische Abdichtung besteht in der Regel aus drei Phasen., der Kornphase (Feststoff), dem Wasser (flüssige Phase) und der Bodeluft (gasförmige Phase). Der Großteil des

Wassers und die Bodenluft befindet sich in den Zwischenräumen (Poren) der Bodenteilchen (Kornphase). Die mineralische Dichtung ermöglicht somit einen (wenn auch geringen) konvektiven sowie diffusiven Wasser- und Schadstofftransport. Sie bietet allerdings auch über die große innere Oberfläche der Kornteilchen die Möglichkeit der Schadstoffrückhaltung (Retatrdation).

Aufgrund der sehr weitgehenden Variationsmöglichkeiten bei der mineralischen Dichtung (abgesehen von den Grundanforderungen der TA's), können hier nur allgemeingültige Angaben aufgeführt werden.In Sonderfällen sind auch Abweichungen möglich. Zu den einzelnen o. g. Kriterien sei folgendes aufgeführt:

Dichtigkeit gegenüber konvektivem Schadstofftransport

Die konvektive Durchlässigkeit bindiger mineralischer Basisabdichtungen ist in den TA's durch den maximalen Durchlässigkeitsbeiwert von $k \leq 5 \cdot 10^{-10}$ m/s festgelegt. Böden mit höherem Feinstkornanteil und z.B. quellfähigen Tonmineralen erreichen bei optimalem Einbauwassergehalt und Verdichtungsgraden im Bereich von > 97 % der einfachen Proctordichte durchaus geringere Durchlässigkeitsbeiwerte im Bereich $\leq 1 \cdot 10^{-10}$ m/s > k > $5 \cdot 10^{-11}$ m/s und geringer. Allerdings sind dies Laborwerte, die gemäß DIN 18 130 /24/ mit entgastem, deionisiertem Wasser an Sonderproben ermittelt werden. Laborversuche mit schadstoffbelasteten Sickerwässern (synthetische Sickerwässer oder Deponiesickerwässer) haben ergeben, daß die Durchlässigkeit in der Regel nicht höher wurde als gegenüber reinem Wasser /79/. Die Laborversuche werden in der Regel (DIN-gemäß) mit einem sehr hohen hydraulischen Gradienten (i = 30) durchgeführt. Solch hohe Gradienten dürfen in Deponien nicht auftreten. Bei ordnungsgemäßer Ausführung sorgt das Gefälle der Dichtungsschicht und das Entwässerungssystem für einen freien Abfluß des Sickerwassers, so daß sich nur geringe Aufstaus in Mulden bilden können (hydraulischer Gradient i geringfügig über 1). In diesem Bereich kann sich unter bestimmten Voraussetzungen ein geringerer k-Wert als der in den Laborversuchen ermittelte einstellen (auf die Problematik der Anwendbarkeit des Darcy-Gesetzes in geringdurchlässigen Medien kann an dieser Stelle nicht eingegangen werden - siehe hierzu z. B. /76/).

Wassergesättigte Böden (bzw. mineralische Dichtungen) sind gegenüber Luft und Deponiegas bis zu Drücken von 250 kPa als gasdicht zu bezeichnen /54, 57/.

Die Durchlässigkeit freigelegter älterer mineralischer Basisabdichtungen hat eher Verbesserungen im k- Wert ergeben (geringere Werte als gefordert bzw. als beim Einbau festgestellt /31, 68/. Bei Oberflächenabdichtungen aus rein bindigen mineralischen Dichtungen ergfaben sich Hinweise auf eine starke Austrocknungsgefahr.

Dichtigkeit gegenüber diffusivem Schadstofftransport

Die Diffusionskoeffizienten einzelner Schadstoffe sind sehr unterschiedlich, doch sind aus Forschungsvorhaben die Transportvorgänge zumindest unter Laborbedingungen bekannt /9, 74, 77/. Die Diffusionskoeffizienten in gering Porösen Erdstoffdichtungen liegen in der Größenordnung von $D = 3 \cdot 10^{-10}$ m²/s /69/ für Chlorid bzw. $D = 6{,}3 \cdot 10^{-11}$ bis $D = 4 \cdot 10^{-13}$ m²/s, für Schwermetalle /53, 77/. Sie sind im wesentlichen abhängig von der Ladung und Größe der diffundierenden Ionen, der Porosität und dem Wassergehalt sowie dem Sorptionsvermögen des Tones. Für unpolare organische Schadstoffe gibt es in der Literatur derzeit keine umfassenden Angaben über Diffusionskoeffizienten in tonigen Barrieregesteinen. Aufgrund weitgehend fehlender Sorptionsmöglichkeiten dürften diese jedoch in Bereich $D > 10^{-10}$ m²/s liegen. Eine Reduzierung des diffusiven Schadstofftransports läßt

sich über eine geringe Schadstoffausgangskonzentration, den Abbau des Konzentrationsgefälles durch Sorption, eine hohe Trockendichte und eine geringe (durchgängige) Porosität mit geringem Wassergehalt, eine große Mächtigkeit der mineralischen Dichtung (aufgrund des 2. Fick'schen Gesetzes nimmt die Induktionszeit, d. h. die Zeit bis zum ersten Schadstoffdurchtritt mit dem Quadrat der Dicke der Abdichtung zu) und durch gezielt eingesetzte Grenzflächen ("Diffusionssperre") z.B. durch eine kapillarbrechende Schicht erreichen (jedoch Austrocknungsgefahr!). Die natürlichen Bedingungen an der Basis einer Deponie gewährleisten scheinbar eine geringere Transportgeschwindigkeit, als aus Laborversuchen und Modellrechnungen im allgemeinen vorhergesagt wird /77/.

Dichtigkeit gegenüber dem kombinierten Stofftransport aus Konvektion und Diffusion

Bei der mineralischen Dichtungskomponente mit geringem Porenraum überlagern sich die Transportprozesse Konvektion und Diffusion. Bei großen hydraulischen Gradienten und Durchlässigkeitsbeiwerten von $k > 1 \cdot 10^{-10}$ m/s überwiegt die Konvektion gegenüber der Diffusion hinsichtlich des Stoffflußes bei weitem. Bei sehr geringen Durchlässigkeitsbeiwerten und kleinen hydraulischen Gradienten überwiegt ab einem Grenzdurchlässigkeitsbeiwert die Diffusion als transportbestimmender Prozess und eine weitere Verringerung des k-Wertes verbessert die Stoffdichtigkeit nur noch unwesentlich. Daraus folgt, daß eine Reduzierung des k-Wertes unter $k << 1 \cdot 10^{-10}$ m/s bei geringen hydraulischen Gradienten für die Reduzierung des Stofftransports kaum mehr sinnvoll ist /76/.

Retardation

Die Retardationseigenschaften von mineralischen Dichtungen (bestehend i.w. aus den Vorgängen Adsorption und Ionenaustausch, Fällung und Mitfällung, Mineralisation, Molekularfiltration, Zerfall und biologischer Abbau) sind je nach Art des Schadstoffes (anorganische Kationen/Anionen, polare oder unpolare organische Substanzen) und den Materialeigenschaften der mineralischen Dichtung (Tongehalt, Art der Tonminerale, Bindemittel, Gehalt an organischen Substanzen, Carbonatgehalt, Oxide/Hydoxide, etc.) unterschiedlich. Für die verschiedenen Schadstoffgruppen können i.w. aus Perkolationsversuchen im Labor (Zusammenstellung für Schwermetalle z.B. bei WAGNER /77/) für schluffige bis tonige Böden folgende Größenordnungen angegeben werden.

Anorganische und organische Kationen	R = 3 - 80
Organische und anorganische Anionen	R = 2 - 5
Neutral polare organische Substanzen	R = 1 - 5
Neutral unpolare organische Substanzen	R = 1 - 2

Grundsätzlich kann für gering poröse, feinkörnige Böden, welche die Anforderungen an die mineralische Dichtungskomponente erfüllen, und die wesentlichen Schadstoffgruppen folgende Reihenfolge der Adsorption bzw. Retardation angegeben werden.

Organische und anorganische Kationen >> organische und anorganische Anionen > neutral polare, organische Substanzen > neutral unpolare organische Substanzen

Zusätzliches Rückhaltepotential kann z.B. bei multimineralischen Abdichtungen durch Vergütung mit hochadsorbierenden Medien erreicht werden (z.B. Bentonite, Zeolithe, organophilierte Bentonite, Aktivkohle und evtl. auch Oxide und Hydroxide, u.a. /19/). Es kann somit die Retardation gezielt gesteigert und dem Schadstoffinventar angepasst werden. Die gute Retardationswirkung bindiger mineralischer Abdichtungen und toniger Barrieregesteine wird in den obengenannten und weiteren

Quellen dargestellt /9, 18, 68, 74, 77/. In Situ-Untersuchungen nach Aufgrabungen bei älteren Deponien zeigten insgesamt eine sehr gute Schadstoffrückhaltung mit z. T. deutlich höheren Retardationsfaktoren (R > 100 bis > 1000, WAGNER /77/).

Resistenz gegen chemische Angriffe

Die mineralische Abdichtung ist gegen die in Deponien üblicherweise vorkommenden Stoffe in hohem Maße resistent. Die Bestandteile der mineralischen Dichtung sind in der Regel Endprodukte der natürlichen Verwitterung und somit weitgehend inert. Aufgrund extremer pH-Werte, hoher Elektrolytgehalte bzw. niedriger Dielektrizitätskonstanten und spezifischer Wechselwirkungen bestimmter Sickerwasserinhaltsstoffe mit löslichen und zersetzbaren Bestandteilen oder Tonmineralen der mineralischen Dichtung sind unter ungünstigen Voraussetzungen nachteilige Auswirkungen auf die Durchlässigkeit der mineralsichen Dichtung jedoch nicht auszuschließen. So können insbesondere saure Sickerwässer durch Lösung von Karbonat Lösungshohlräume schaffen bzw. eine Erweiterung des durchflußwirksamen Porenraumes hervorrufen. Sickerwässer mit sulfatreduzierenden Bakterien können z. B. Pyrit unter Bildung von Schwefelsäure zersetzen oder Gips völlig auflösen. Die Schwefelsäure greift wiederum die fein verteilte organische Substanz an. Insbesondere aktive Tonmineralen neigen bei hohen Elektrolytgehalten oder aufgrund spezifischer Wechselwirkungen mit bestimmten anorganischen oder organischen Sickerwasserinhaltstoffen zur Schrumpfung. Bestimmte lösliche bzw. veränderliche Minerale und Bestandteile sind deshalb in den TA's begrenzt (Gesamtkarbonat, organische Bestandteile). In der NRW-Richtlinie Nr. 15 "Mineralische Abdichtungen" /43, 49/ sind zusätzlich Sulfide und Sulfate mengenmäßig begrenzt. Hinweise auf Beeinträchtigungen nach Aufgrabungen von mineralischen Dichtungen ergaben sich bisher jedoch nicht (z. B. /31,68/). Die oben genannten möglichen Wechselwirkungen sind im wesentlichen auf theoretische Überlegungen bzw. Laborversuche gegründet. Durch die in der Regel hohe Konsolidationsspannung infolge der Müllauflasten ist nicht mit der Bildung offener, d.h. durchflußwirksamer Hohlräume zu rechnen.

Resistenz gegen biologische Angriffe

Über eventuelle Beeinträchtigungen der mineralischen Basisabdichtung durch Mikroorganismen ist nichts bekannt. Wurzeln und wühlende Tiere können bei einer regelgerechten Basisabdichtung als schädigende Ursache ausgeschlossen werden.

Sensiblität gegenüber Verformungen

An der Sohle auch im ungünstigsten Fall zu erwartende Verformungen führen bei mineralischen Abdichtungen unter Auflast nicht zu erhöhter Durchlässigkeit. Durch die Konsolidierung infolge der Auflast ist eher mit einer Verringerung des durchflußwirksamen Porenraumes zu rechnen. Das Verhalten eines Materials ist hierbei abhängig von seiner Plastizität, dem Steifemodul und von seinen Scherparametern. Das Auftreten von Rissen dürfte bei geeignetem Untergrund insbesondere aufgrund der Auflast auszuschließen sein. Die Scherparameter mineralischer Abdichtungen schwanken durch die Vielfalt der einsetzbaren Materialien in relativ weiten Bereichen. In der Regel sind Neigungen bis ca. 1:2,5 flächenhaft ausführbar. In Sonderfällen wurden bereits Neigungen bis 1:1,8 im flächenhaften Auftrag /50/ ausgeführt. Ab Neigungen von ca. 1:2,5 sollten mineralische Dichtungen üblicher Weise jedoch in Kassettenbauweise ausgeführt werden. Hierdurch können auch steiler geneigte Dichtungen realisiert werden.

Gefahr der Austrocknung

Die Eigenschaften mineralischer Dichtungen sind stark abhängig vom Wassergehalt. Bei Austrocknung können durch das Schrumpfen des Materiales Risse (Trocknungsrisse) auftreten. Die Gefahr der Austrocknung einer Basisabdichtung ist jedoch eher gering, da im Untergrund ein gewisser Wassergehalt vorhanden ist. Voraussetzung hierfür ist jedoch die Möglichkeit zur Nachführung von Wasser durch den kapillaren Aufstieg. Kapillarbrechende Schichten unterhalb einer mineralischen Abdichtung sind deshalb nach Möglichkeit zu vermeiden. Zu diesem Sachverhalt sind jedoch noch praxisnahe Großversuche durchzuführen.

Temperaturbeständigkeit

Höhere Temperaturen, wie sie in Deponien auftreten können (bis ca. 80 °C /52, 58, 73/, in der Regel jedoch eher 40 °C /20, 61/), können der mineralischen Abdichtung nur indirekt schaden (Austrocknung). Tiefe Temperaturen (unter ca. -2 °C) schaden der mineralischen Abdichtung durch Eislinsenbildung, was eine Verringerung der Dichte und eine Erhöhung der Durchlässigkeit bewirken kann /19, 51/. Frost kann jedoch nur bei ungeschützt freiliegenden Dichtungen Schäden bewirken.

Brände können zur Austrocknung und zu Rissen führen /60/.

Langzeitbeständigkeit

Aufgrund der Tatsache, daß mineralische Dichtungen in der Regel aus Endprodukten der Gesteinsverwitterung bestehen und natürliche "Tondichtungen" z.B. Salzstöcke über geologische Zeiträume vom Wasser abgeschirmt oder Erdöl- und Erdgaslagerstätten mit z.T. hochagressiven Formationswässern über Jahrmillionen eingekapselt haben, wird der mineralischen Abdichtung eine sehr gute Langzeitbeständigkeit unterstellt. Hierbei ist jedoch sicherzustellen, daß der Anteil an leicht verwitterbaren Bestandteilen wie z.B. Gesamtschwefel, Pyrit, Gips/Anhydrit, Calciumkarbonat und organische Bestandteile ausgeschlossen bzw. begrenzt werden /34/. Wie sich Calciumkarbonat-Gehalte in der Dichtung auswirken, ist von chemischen Milieu der Sickerwässer und seinen Bestandteilen abhängig. Calciumkarbonatgehalte können sich z.B. durch die chemische Fällung von Schwermetallen aus Sickerwässern auch positiv auswirken /77/.

Gefahr der Penetration

Die Gefahr, daß die mineralische Basisabdichtung durch spitze Gegenstände (z.B. bei Unfällen) vollständig durchdrungen wird, ist durch die Dicke (i.d.R. 75 cm) äußerst gering. Nur katastrophale Ereignisse können die mineralische Dichtung zerstören (z.B. Erdbeben mit der Bildung von Erdspalten). Diese würde jedoch auch kein anderes Dichtungssystem überstehen.

Bautechnische Ausführung

Die bautechnische Ausführung ist bei entsprechender Sorgfalt, fachkompetenter Qualitätssicherung und geeignetem Untergrund problemlos durch erfahrene Tiefbaufirmen auszuführen. Das profilgerechte Aufbringen und Verdichten des Materials unterscheidet sich nur hinsichtlich der geforderten Genauigkeit (wenige Zentimeter Abweichung) und der engen Grenzen des Wassergehaltes von üblichen Erdbaumaßnahmen. Als problematisch erweisen sich häufig die extremen Anforderungen an die Ebenheit der obersten Lage der mineralischen Dichtung vor Verlegung der KDB (Planum). Hier muß häufig, wie auch in Verschneidungsbereichen von Böschungen, von Hand nachgearbeitet werden.

Witterungsabhängigkeit
Der Bau mineralischer Abdichtungen ist, wie jeder Erdbau, von der Witterung stark abhängig. Niederschläge verändern den Wassergehalt des Materials. Je nach Witterung und Art des Materials dauert es unterschiedlich lange, bis es auf den richtigen Wassergehalt abgetrocknet ist. Im Sommer kann das Material an trockenen, heißen und insbesondere windigen Tagen sehr schnell abtrocknen. Deponieabschnitte in üblicher Größe (1 bis 4 ha) lassen sich bei richtiger Terminierung in einer "Bausaison" realisieren.

Qualitätssicherung
Durch die Mehrlagigkeit (mindestens zwei bzw. drei Lagen) der Dichtung sind durchgehende mangelhafte Stellen sehr unwahrscheinlich. Trotzdem ist eine eingehende Qualitätssicherung (Eigen-, Fremd- und behördliche Kontrollüberwachung) gemäß Anhang E TA Abfall /8/ und/oder den GDA-Empfehlungen /15/, die aufwendig und entsprechend kostenträchtig (bis über 10 DM/m²) ist, unerlässlich. Die Qualitätssicherung ist jedoch insgesamt als problemlos anzusehen, wenn erfahrende Fachkräfte beauftragt werden. Der Umfang der Qualitätssicherung kann der Fachliteratur /25/ entnommen werden.

Platz- bzw. Raumbedarf
Die mineralische Abdichtung muß in einer relativ großen Mächtigkeit (mehrlagig) ausgeführt werden (TA Siedlungsabfall, Deponieklasse II: mindestens 0,75 m). Bei der Basisabdichtung ist dies gewünscht und in der Regel nicht nachteilig, da die Oberkante der Dichtung unabhängig von deren Mächtigkeit festgelegt werden kann.

Notwendige zusätzliche Schutz- und Sicherungselemente
Bei mineralischen Abdichtungen ohne KDB sollte zwischen der Drainschicht (Kies) und der mineralischen Abdichtung ein Geotextil (Trennvlies) aufgebracht werden. Die filterstabile Ausbildung der Grenzfläche Deponieauflager / mineralische Dichtung ist zu prüfen (i.A. unproblematisch).

4.2.1.2Kunststoffdichtungsbahnen (KDB's)

Dichtigkeit gegenüber konvektivem Schadstofftransport
Kunststoffdichtungsbahnen aus PE-HD sind porenfrei und somit als dicht gegenüber konvektivem Transport zu bezeichnen. Aufgrund der geringen Stärke ist die Gefahr einer Leckage (Penetration) jedoch sehr groß.

Dichtigkeit gegenüber diffusivem Schadstofftransport
Die Diffusion anorganischer Kationen und Anionen durch die KDB ist aufgrund des unpolaren Charakters der KDB (geringes Lösungsvermögen der polaren Schadstoffe in der KDB) sehr gering (z.B. Schwermetalle wahrscheinlich $D << 10^{-14}$ m²/s, evtl. $D \pm 10^{-16}$ m²/s). Kennwerte hierfür sind weitgehend unbekannt /56/. Die Permeation polarer und unpolarer organischer Schadstoffe durch die Kunststoffdichtungsbahn ist durch Forschungsvorhaben vergleichsweise gut bekannt. Die Diffusionskoeffizienten liegen aufgrund der guten Löslichkeit (Gleiches löst sich in Gleichem) wesentlich höher, z. B. für Methanol (Dielektrizitätskonstante DK = 33,6) $D = 7,5 \cdot 10^{-14}$ m²/s bis Tetrachlorethylen (DK = 2,4) $D = 2 \cdot 10^{-13}$ m²/s (berechnet aus Daten für ein KW-/CKW-Gemisch von

AUGUST et al. /5/). Allerdings entsprechen auch hier die Laborbedingungen nicht den Bedingungen in der Realität (Deponiesickerwasser), so daß die Frachten diverser Schadstoffe durch Kunststoffdichtungsbahnen voraussichtlich nicht in Bereiche gelangen, die eine meßbare Umweltbeeinträchtigung (z.B. im Grundwasser) hervorrufen, insbesondere nicht, wenn die KDB im Pressverbund mit einer polaren Erdstoffdichtung eingesetzt wird.

Retardation
Die Kunststoffdichtungsbahn besitz praktisch kein Schadstoffrückhaltepotenial. Das Schadstoffrückhaltepotential der KDB gegenüber unpolaren organischen Substanzen ist vernachlässigbar klein.

Resistenz gegen chemische Angriffe
Zugelassene KDB's aus PE-HD sind gegenüber den meisten chemischen Substanzen weitgehend resistent /5/.

Sensibilität gegenüber Verformungen
Aufgrund der hohen Verformbarkeit (zweidimensionale Dehnung) können die Setzungen an der Deponiebasis nicht zu Schädigungen führen (Voraussetzung: geeigneter Untergrund).

Kunststoffdichtungsbahnen bilden immer eine potentielle Gleitfläche. Der Gewährleistung der Standsicherheit ist daher bei entsprechenden Gefälleverhältnissen immer große Aufmerksamkeit zu schenken. Bei Neigungen steiler als 1:4 sollte in jedem Fall ein rechnerischer Standsicherheitsnachweis durchgeführt werden.

Gefahr der Austrocknung
Besteht bei KDB's nicht. Eine evtl. Versprödung durch Alterungsprozesse ist unter dem Gesichtspunkt "Langzeitbeständigkeit" zu betrachten.

Temperaturbeständigkeit
Die Langzeitbeständigkeit geht mit steigenden Temperaturen zurück. Der Arbeitskreis GDA der DGEG geht von Temperaturen bis 40 °C direkt an der Basis aus /20/. MÜLLNER /58/ hat Temperaturen im Müllkörper in der Nähe der Basis bis ca. 80 °C gemessen. LICHTENSTEIGER & ZELTNER /52/ geben für Schlackedeponien Temperaturen von 80 °C, TURK /73/ von 90 - 100 °C an. Hier bedarf es für detaillierte Aussagen weiterer Untersuchungen. Sollten sich diese im Deponiekörper gemessenen Temeraturen auch an der Basis bestätigen, so ist mit einer deutlichen Veringerung der Standsicherheit und Langzeitbeständigkeit zu rechnen.

Schwelbrände im Bereich der Deponiebasis bilden eine echte Gefahr.

Langzeitbeständigkeit
Die Langzeitbeständigkeit ist bei Kunststoffdichtungsbahnen der am meisten umstrittene Punkt. Wegen des kurzen Zeitraumes, seit dem KDB' s in Deponien eingesetzt werden, ist die Langzeitbeständigkeit nur aufgrund theoretischer Überlegungen vorherzusagen. Aufgrund von Zeitstandversuchen nach dem Arrheniusgesetz gelten Zeiträume zwischen 50 bis ca. 100 Jahren als gesichert, unter günstigen Voraussetzungen sind Zeiträume über 100 Jahre durchaus wahrscheinlich /39/. Beschleunigend auf den Alterungsprozess von KDB's wirkt sich der oxidative Angriff bestimmter chemischer Substanzen und der mit dem Alter zunehmende Kristallisationsgrad des polymeren Werkstoffs aus

(Versprödung). Für die Langzeitstabilität günstig wirken sich reduzierende Bedingungen aus, wie sie in Deponie überwiegen.

Gefahr der Penetration
Die Gefahr der Beschädigung der KDB ist aufgrund der geringen Stärke (2,5 mm) sehr groß. Sie nimmt erst ab, wenn eine entsprechende Schutzschicht und die Flächendrainage fachgerecht aufgebracht wurde. Als endgültig geschützt gilt sie bei einer Müllauflage von 2 m.

Bautechnische Ausführung
Trotz erfahrener Verlegefirmen und moderner Schweißgeräte ist die bautechnische Ausführung durch das extreme Temperaturdehnungsverhalten nicht unproblematisch. Es bedarf einiger Erfahrung und großer Sorgfalt, um die KDB faltenfrei und ohne Eigenspannungen aufgrund Temperaturänderungen zu verlegen. Zudem ist sie leicht perforierbar.

Witterungsabhängigkeit
Sehr witterungsabhängig (Niederschläge, tiefe Temperaturen unter 5 °C).

Qualitätssicherung
Aufwendig. Eine Qualitätssicherung ist sowohl bei der Herstellung (DIN 18200 bzw. ISO 9000 ff), bei der Anlieferung als auch besonders beim Verlegen und Fügen (Schweißen) erforderlich. Die Fremdüberwachung der Kunststoffdichtungsbahn erfordert in der Regel einen Aufwand in der Größenordnung von etwa 3,- bis max. 5,- DM/m^2.

Platz- bzw. Raumbedarf
Durch die geringe Stärke praktisch kein Volumensverlust. Es können allerdings am Rand der Deponie entsprechende Einbindegräben erforderlich werden (Standsicherheit).

Notwendige zusätzliche Schutz- und Sicherungselemente
Aufgrund der geringen Dicke der KDB ist ein zuverlässiger Schutz vor Penetration nur durch aufwendige Schutzlagen zu gewährleisten. Anforderungen an die Schutzlagen (geotextile Schutzlagen, Bentonitmatten, Sandmatten, Sandschutzschichten) und an den Flächenfilter sind in der einschlägigen Fachliteratur nachzulesen (z. B. /14, 45, 67/).

4.2.1.3 Asphaltdichtungen

Asphaltabdichtungen sind derzeit insbesondere im Süddeutschen Raum regelrecht „in Mode" gekommen. Als Ursache hierfür kann unter anderem der für die üblichen Tiefbau-Ingenieure unbekannte und sehr ungewöhnliche Werkstoff PE-HD genannt werden.

Asphaltbeton besteht aus einem kornabgestuften Mineralstoffgemisch aus Kiesen/Splitten, Sanden und Füller (Gesteinsmehl) mit einem, auf den verbleibenden Hohlraumgehalt des Mineralstoffgerüstes abgestimmten, hohen Bindemittelgehalt. Das Bindemittel (Bitumen) ist ein hochmolekulares Kohlenwasserstoffgemisch mit thermoplastischen Eigenschaften. Bitumen ist heute in der Regel ein Destillationsprodukt des Erdöls. Die Asphaltbetondichtung ist eine Mischung aus weitgehend inerten, polaren Mineralstoffen und dem schwach polaren Bitumen als Bindemittel.

Aufgrund der im Deponiebau gegenüber dem Asphaltwasserbau noch deutlich höheren Anforderungen an die Systemdichtigkeit sollten Asphaltbetondichtungen aus Gründen der Fehlstellensicherheit wie die mineralische Abdichtung mehrlagig aufgebaut werden. Die im Straßen- und Asphaltwasserbau üblichen Lagenstärken (5 - 8 cm) müssen auch hier eingehalten werden. Die Baufelder sind dabei versetzt anzuordnen, so daß die Nähte nicht übereinander zu liegen kommen. Nachteil dieser Bauweise ist eine mögliche Blasenbildung zwischen den Dichtungsschichten die beim Einbau in feuchter Witterung und anschließender Erwärmung durch Sonneneinstrahlung gegeben ist.

Derzeit läuft ein Zulassungsantrag für die Asphaltbasisdichtung (für Deponieklasse II) beim DIBt. Die Zulassung erscheint trotz anfangs sehr kontroverser Diskussion dieses Werkstoffes unter bestimmten Voraussetzungen (Anforderungen an Zusammensetzung und Aufbau der Asphaltdichtung) als sehr wahrscheinlich.

Desweiteren wurde durch den Arbeitskreis „Asphaltwasserbau" des DVWK unter Hinzuziehung von Fachleuten aus dem Deponiebereich unter der Obmannschaft von Prof. ZITSCHER /81/ ein DVWK-Merkblatt mit dem Titel „Deponieabdichtungen in Asphaltbauweise" /27/ erarbeitet. Der Gelbdruck dieses Merkblattes wurde aufgrund zahlreicher Anregungen überarbeitet. Das Merkblatt selbst wird in Kürze veröffentlicht.

Der Aufbau einer Asphaltabdichtung (Zulassung nur in Kombination mit einer unterlagernden mineralischen Dichtung) kann Abbildung 3 entnommen werden.

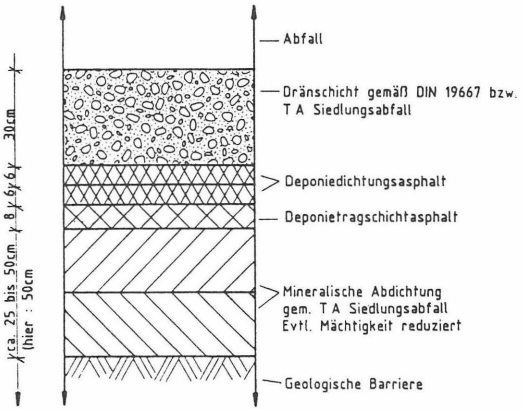


Abbildung 3: Aufbau einer Asphaltabdichtung, aus /17/

kann die Konvektion eine größere Rolle spielen. Bei intakten Asphaltbetondichtungen mit einwandfrei hergestellten Fugen und unter Einhaltung der o.g. Anforderungen an die Porosität findet lediglich ein diffusiver Stofftransport statt.

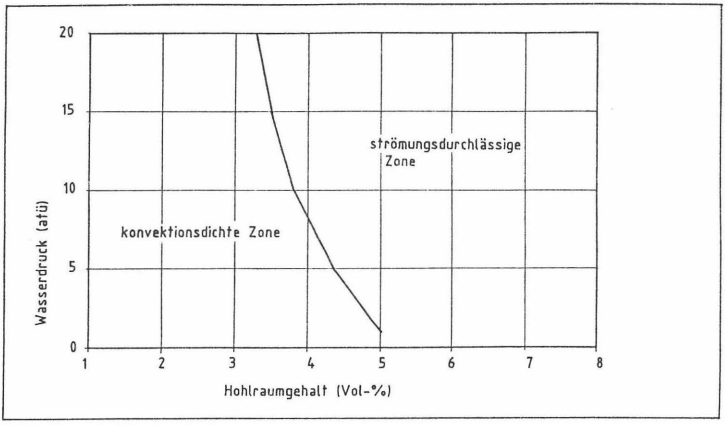


Abbildung 4: Durchlässigkeit für Asphaltbeton 0/12 in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt nach VATER /75/

Dichtigkeit gegenüber diffusivem Schadstofftransport

Im Asphaltbeton findet die Diffusion im wesentlichen entlang der mit Bitumen ausgefüllten Poren zwischen den Komponenten der Mineralstoffe statt, da die Festkörperdiffusion durch die Mineralstoffe vernachlässigbar gering ist. Hierdurch ist der Diffusionskoeffizient des Asphalts gegenüber dem von reinen Bitumen deutlich geringer. Die bitumenerfüllten Zwischenräume des Asphaltbetons sind durch das kornabgestufte Mineralstoffgemisch sehr klein und weisen eine große Tortuosität mit vielen Umwegen um einzelne Mineralstoffkörner auf. Hierdurch wird die Diffusionsgeschwindigkeit deutlich verlangsamt und der zu erwartende Diffuisonskoeffizient ist sehr klein. Dies gilt insbesondere für polare organische Substanzen und anorganischen Kationen und Anionen, die in Bitumen schlecht löslich sind. Bei unpolaren organischen Schadstoffen (z.B. Benzin, Toluol, Trichlorethylen) findet eine Anlösung des Bitumens in der Form statt, daß sich das Lösungsmittel im hochmolekularen Bitumen löst, dieses bei genügendem Lösungsmittelangebot bis zur Fließfähigkeit erweicht, und letztlich das Bitumen im Lösungsmittel gelöst wird. Für konzentrierte organische Lösungsmittel in denen Bitumen löslich ist, ist streng genommen kein Diffusionskoeffizient anzugeben, da bei einer konstanten Ausgangskonzentration des Lösungsmittels (stationäre Diffusionsbedingungen) sich das Bitumen vollständig im Lösungsmittel lösen würde. Der Diffusionskoeffizient wird damit von der Geschwindigkeit der Lösungsfront abhängig. Es erscheint also wenig sinnvoll Permeationsmessungen

mit einem Stoff durchzuführen der den zu permeierenden Stoff löst /6/. Bei begrenztem Angebot an Lösungsmittel (Lösungsmittelmenge vollständig in Bitumen löslich) stellt sich nach anfänglichem Anlösen der Kontaktflächen eine instationäre Diffusion im Bitumen ein, die solange erfolgt, bis ein Konzentrationsgleichgewicht im Bitumen erreicht wird, bzw. das Lösungsmittel an der schadstoffabgewandten Seite wieder desorbiert wird. Für Bitumen sind aufgrund seines schwach polaren Charakters für Substanzen, die nicht lösend auf das Bitumen einwirken, ähnliche Größenordnungen für den Diffusionskoeffizienten anzunehmen wie für PE-HD.

Retardation

Gegenüber polaren organischen und i.w. anorganischen Schadstoffen ist das Sorptionsvermögen (und damit die Retardation) vernachlässigbar gering. Gegenüber unpolaren, organischen Schadstoffen, welche sich im Bitumen lösen, besteht ein merkliches Sorptionspotentital. Dieses ist abhängig vom Bitumengehalt, der Dicke der Asphaltschicht und der Einwirkungsdauer des Schadstoffs, da die Schadstoffverteilung ins Innere der Asphaltschicht diffusiv, d.h. sehr langsam erfolgt.

Resistenz gegen chemische Angriffe

Bitumen hat eine geringe chemische Reaktionsfähigkeit und damit eine sehr hohe Beständigkeit gegenüber Wasser und vielen chemischen Substanzen wie Säuren, Laugen und salzhaltigen Lösungen. Bitumen ist jedoch nicht beständig gegenüber Fetten, Ölen, Kraftstoffen (Benzin, Diesel) und vielen organischen Lösungsmitteln /22/. Das Angriffsvermögen der chemischen Substanzen verstärkt sich mit höheren Temperaturen, höherer Einwirkzeit und höheren Konzentrationen der Chemikalien. Die folgende Tabelle zeigt auf, gegen welche Substanzen Bitumen beständig bzw. weniger beständig ist. Insgesamt ist die Resistenz gegenüber chemischen Anriffen von PE-HD besser als die von Bitumen. Die Resistenz des Mineralstoffgemisches im Asphaltbeton ist bei Verwendung hochwertiger, kalkfreier Bestandteile gegeben.

Die Beständigkeit von Asphaltbeton gegenüber chemischen Substanzen ist aufgrund des kornabgestuften Mineralstoffgerüstes in dem lediglich die Porenräume zwischen den Mineralkörnern mit Bitumen ausgefüllt sind, wesentlich größer als die von reinem Bitumen. Die größte Gefahr geht hierbei von organischen Lösungsmitteln aus, die Bitumen lösen. Dies findet in der Form statt, daß sich das Lösungsmittel im Bitumen löst, dieses bei genügendem Lösungsmittelangebot bis zur Fließfähigkeit erweicht und das Bitumen im Lösungsmittel gelöst und konvektiv bzw. diffusiv abtransportiert wird. Aufgrund der guten Einbindung des Bitumens in das Mineralstoffgerüst des Asphalts schreitet dieser Lösungs- und Erweichungsvorgang selbst bei scharfen Versuchsbedingungen nur wenige mm bis cm voran, bis sich ein quasistationärer Zustand einstellt. Dies haben Tropf- und Ablaufversuche mit Trichlorethylen auf Asphalt /72/ und Standrohrversuche mit Superbenzin ergeben.

gut verformbarer Dichtungsbelag, der jedoch wesentlich empfindlicher auf Biegebeanspruchungen bzw. Längs-, Quer- und Flächendehnungen in Form kleiner Setzungsunterschiede reagiert. Deshalb ist bei Asphaltdichtungen auf ein standfestes Deponieauflager zu achten. Als Maß für die Verformbarkeit von Dichtungsbelägen wird das Verhältnis von Muldentiefe zu Muldenweite angegeben (T-W-Verhältnis), wobei bei kalottenförmiger Ausbildung des Muldenbodens die Biegezugbeanspruchungen mit abnehmender Muldengröße deutlich zunehmen /37/. Setzungsmulden in Dichtungsbelägen einem T-W-Verhältnis bis 1:10 werden plastisch ausgeglichen /65/. Wesentlich engere und steilere Setzungsmulden sind durch geeignete Tragschichten auszuschließen. Die bei geeignetem Untergrund auftretenden Setzungen und Setzungsdifferenzen dürften daher kein Problem darstellen. Der Entwurf des DVWK-Merkblattes sieht Anforderungen an die Tragfähigkeit des Auflagers von $Ev_2 \geq 45$ MN/m^2 vor. RYSER et al. /65/ hält je nach Verwendungszweck gleichmäßige Verformunsmodulen von $Ev_2 = 60 - 80$ MN/m^2 für erforderlich. Bei mangelhafter Tragfähigkeit des Untergrundes kann der Dichtungsbelag nicht ausreichend verdichtet werden.

Aspaltdichtungen gelten auf tragfähigem Untergrund als sehr standsicher. Aus dem Asphaltwasserbau sind Ausführung bis hin zu Neigungen 1:1,5 bekannt. Hierzu sind jedoch Spezialgeräte erforderlich, d. h. die Bauausführung wird sehr aufwendig /65/. Für Vorentwürfe und Überprüfung der Standsicherheit können konservative Annahmen hinsichtlich des Reibunswinkels und der Kohösion einer Asphaltbetondichtung (Körnung 0/11, Bitumen B80, Hohlraumgehalt ≤ 3 Vol.%) von $\varphi' = 30°$ und einer Köhäsion von $c' = 20$ kN/m^2 getroffen werden /27/. Die Bemessungstemperatur für diese Angaben beträt 40 °C. Nach RYSER et al. /65/ bleibt die Zähigkeit des Asphalts bis zu einem Temperaturbereich + 70 °C erhalten.

Gefahr der Austrocknung

Nicht gegeben. Evtl. vergleichbar wäre eine Versprödung durch die Verdunstung der "leichten" Anteile der niedermolekularen Fraktion (⇒ Langzeitbeständigkeit).

Temperaturbeständigkeit

Die in Deponien bisher an der Basis bestimmten Temperaturen dürften kein Problem darstellen (bis 40 °C), hier gilt ähnliches, wie für Kunststoffdichtungsbahnen bereits ausgeführt wurde. Bei höheren Temperaturen wird die Resistenz gegen chemische Angriffe und somit die Langzeitbeständigkeit herabgesetzt. Nach RYSER et al. /65/ bleibt die Zähigkeit des Asphaltbetons bis + 70 °C erhalten. Falls höhere Temperaturen wie sie in neueren Forschungsarbeiten in Deponien festgestellt wurden (80 - 100 °C, /52, 58, 73/) auch an der Basisabdichtung auftreten, sind in Hinblick auf die Standsicherheit und Langzeitbeständigkeit Bedenken zu äußern. Ein wesentlicher Zerstörungsmechanismus von Asphaltdecken im Straßen- und Asphaltwasserbau, die Anfälligkeit gegenüber periodischen starken Temperaturwechseln, spielt in der Deponieanwendung keine Rolle.

Langzeitbeständigkeit

Untersuchungen von SCHELLENBERG/MAURER in der Deponie Bochingen /66/ ergaben nach einer Beanspruchungszeit bis zu 10 Jahren keine Hinweise auf Beeinträchtigungen. Weitere Untersuchungen an ausgegrabenen Asphaltbelägen aus dem Deponiebereich liegen derzeit aufgrund der vergleichsweise geringen Anzahl ausgeführter Deponieabdichtungen in Asphaltbauweise nicht vor. Asphalt unterliegt zweifellos Alterungsprozessen die auf die inhärente und irreversible Alterung des Bitumens zurückzuführen ist. Bitumen ist einer Verdunstungsalterung, oxidativer Alterung und einer Strukturalterung unterworfen. Dabei tritt eine Volumensverminderung und eine zunehmende Struk-

turviskosität auf, die eine Versprödung des Materials und damit eine erhöhte Gefahr der Rißbildung hervorrufen /70/. Insbesondere oxidierende Bedingungen beschleunigen dies /62/. Offene Flächen erleiden bereits nach kurzer Zeit Schäden. In tieferen Schichten verläuft der Prozeß langsamer /62/. Der Alterungsprozess verläuft schneller bei "offenen" (großer Hohlraumgehalt) als bei "dichten" Asphalten /80/. Inwieweit diese Prozesse auf die Verhältnisse an einer Deponiebasis (z.B. in anaerobem Milieu bei Hausmülldeponien) übertragbar sind, ist noch unklar. Insgesamt läßt jedoch das chemisch/physikalische Milieu an der Deponiebasis mit reduzierenden Bedingungen ohne Luftsauerstoff, gleichmäßigen Temperaturen ohne Frosteinwirkung, gleichbleibender Feuchtigkeit ohne Trocken-Naß-Zyklen, fehlender UV-Einstrahlung, gleichbleibender statischer Belastung bei standfestem Untergrund eine hohe Lebensdauer erwarten. Nach RYSER et al. /65/ weist Asphaltbeton unter Belastung (Druck) und Verformung aufgrund seines zähelastischen, amorphen Charakters eine Selbstheilungswirkung auf. Höhere Temperaturen an der Deponiebasis könnten die Langzeitbeständigkeit nachteilig veränderen, da bei höheren Temperaturen die Standzeiten des Asphalts sowie die Resistenz gegen chemische Angriffe und somit die Langzeitbeständigkeit herabgesetzt wird. Erfahrungen aus dem Asphalt-Wasserbau weisen derzeit nicht auf eine besondere Beeinträchtigung der Asphaltdichtungen alleine durch die Zeit hin /38, 72/.

Gefahr der Penetration

Die Asphaltdichtung ist, je nach Ausführung (Asphaltbeton, Mastix-Schicht), wenig anfällig für Beschädigungen durch nachträgliche Penetration. Die Zähigkeit des Dichtungsasphaltes ist so groß, daß Stöße, Schläge und mechanische Verformungen ohne Schäden aufgenommen werden. Die Gefahr der Beschädigung nimmt mit abnehmender Dicke und abnehmendem Mineralstoffgehalt zu.

Bautechnische Ausführung

Auch hier ist der Ausführung besondere Sorgfalt zu widmen. Erkenntnisse aus der Schweiz, in der in Europa die meisten Asphaltabdichtungen für Deponien ausgeführt wurden, zeigen, daß die Asphaltbetondichtungen keine einfachen "Straßenbaumaßnahmen" sind. Asphaltbetondichtungen sollten nur von erfahrenen Fachfirmen ausgeführt werden /64/. Ein reibungsloser Baubetrieb muß gewährleisten, daß die in der Eignungsprüfung festgelegten Kennwerte auf der Baustelle eingehalten werden. Asphalt wird "heiss in heiss" eingebaut, d. h. die einzelnen Fertigerbahnen müssen schnell angeschlossen werden um die Klebekraft des Bindemittels in den Bahnfugen zu gewährleisten. Dies erfordert eine hohe Einbauleistung. Bei Anfügearbeiten an bereits abgekühlte Beläge wird der anstehende Belag vorerhitzt. Das Asphaltmischgut muß zügig verarbeitet werden, was eine rasche Umlade- und Einbautechnik erforderlich macht. Durch laufende Temperaturkontrollen muß die optimale witterungsangepasste Einbautemperatur gewährleistet werden. Die Verdichtung der Dichtungsbeläge erfolgt zeitlich gestaffelt in mehrfachen Übergängen. Erforderliche Nachverdichtungen sind innerhalb des Verarbeitungszeitraumes durchzuführen. Die Herstellung von Böschungsabdichtungen erfordert spezielle Einbau- und Verdichtungsgeräte (Böschungsfertiger) und ein besonders geschultes Personal.

Witterungsabhängigkeit

Der Asphalteinbau ist witterungsabhängig. Es darf kein Einbau bei Niederschlägen und Temperaturen unter 0 bis -5 °C stattfinden /65/. Der Untergrund darf nicht vernäßt sein.

Qualitätssicherung
Eine Qualitätssicherung ist unbedingt erforderlich und ähnlich aufwendig wie bei der mineralischen Dichtung bzw. bei der Herstellung und Verlegung einer Kunststoffdichtungsbahn. Die Qualtitätssicherung erfolgt mehrstufig durch Eigen- und Fremdüberwachung (DIN 18200). Ein Qualitätssicherungsplan regelt die Verantwortlichkeiten und die Qualitätssicherungsmaßnahmen /30/. Alle Maßnahmen im Rahmen der Qualitätssicherung sind zu dokumentieren und in Form eines Überwachungsberichts zusammenzustellen. Die eigentliche Qualitätssicherung beginnt mit einer Eignungsprüfung der Mineralstoffe, des Bindemittels und für das Mischgut. Vor Durchführung der eingentlichen Baumaßnahme findet eine Probefeldbau statt. Der Mischprozess in der Mischanlage wird durch die ständige Kontrolle der Mengen an Zuschlagsstoffen und des Bindemittels sowie der Temperatur überwacht /27/. Im Labor werden die Mischungen arbeitstägig analysiert und nach Erfordernis korrigiert. Beim Einbau werden Proben des Mischgutes entnommen und im Labor analysiert. Die Mischguttemperatur wird laufend überwacht. Der Einbau und die Verdichtung des Asphaltbelages wird durch einen Fachmann visuell überwacht. Optisch nicht einwandfreie Stellen werden sofort nachgearbeitet. Für Feldprüfungen sind zerstörungsfreie Prüfverfahren vorzuziehen. So kann die Verdichtung durch eine Isotopensonde geprüft werden. Die Dichtigkeit des Asphaltes kann durch eine Vakuumprüfung kontrolliert werden. Bei Bedarf können an wenigen Stellen durch eine Bohrkernentnahme mit Porengehalts- und Wasserdurchlässigkeitsbestimmung die Anforderungen an die Asphaltdichtungsschicht nachträglich überprüft werden.

Platz- bzw. Raumbedarf
Je nach Ausführung hat die Asphaltdichtung eine Stärke zwischen 5 und 50 cm, wobei in der Regel mehrschichtige Systeme zu bevorzugen sind (Stärke mind. 15 cm). Die TVA der Schweiz /26/ gibt für Reaktordeponien eine Asphaltdichtung von mindestens 7 cm vor. Der Platz- und Raumbedarf liegt somit zwischen dem der mineralischen Dichtung und dem membranartiger Dichtungselemente wie KDB und GTD.

4.2.1.4 Geokunststoff-Ton-Dichtungen (GTD)

Bentonitmatten können als alleinige Basisabdichtung für übliche Deponien (Hausmülldeponien, TA Si-Deponien und TA Abfall-Deponien) ausgeschlossen werden. Als Teil einer Kombinationsdichtung kommen sie jedoch in Frage. Deshalb werden kurz die o.g. Kriterien beleuchtet.

Dichtigkeit gegen konvektiven Schadstofftransport
Da die GTD's mit reinem Bentonit (in der Regel aktiviertes Na-Bentonit) gefüllt sind, der eine sehr große Quellfähigkeit besitzt, ergeben sich sehr geringe Durchlässigkeitsbeiwerte im Bereich $k_f \leq 1 \times 10^{-10}$ m/s. Besonders zu beachten sind die Überlappungsbereiche.

Wassergesättigte Bentonitmatten sind als praktisch gasdicht zu bezeichnen /29/.

Dichtigkeit gegen diffusiven Schadstofftransport
Aufgrund des hohen Adsorptionsvermögens des quellfähigen Tonminerals Montmorillonit (Hauptbestandteil Bentonit) wird der diffusive Transport für die meisten Schadtstoffe zunächst starkt verlangsamt. Aufgrund der geringen Mächtigkeit der GTD ist die Sorptionskapazität jedoch begrenzt.

Retardation
Bentonit besitzt ein sehr hohes Rückhaltevermögen (60 - 120 mmol (eq)/100g). Begrenzt wird das Adsorptionsvermögen aufgrund der geringen Masse (3.000 bis 5.000 g/m², je nach Bentonitmatte).

Resistenz gegen chemische Angriffe
Bentonite sind wie die meisten Tone als Rückstand der chemischen Gesteinsverwitterung chemisch stabil gegenüber nahezu allen wässrigen Lösungen /23, 33, 43/. Bestimmte charakterische Eigenschaften des Bentonits wie z.B. das hohe Quellvermögen sind jedoch an die Belegung mit einwertigen Na^+-Ionen gebunden. Diese können bei entsprechendem Angebot an höherwertigen Kationen im Sickerwasser ausgetauscht werden, was mit einer Verringerung des Quellvermögens einhergeht. Aufgrund der dispersen Struktur der Tonmineralplättchen des Natrium-Bentonits und infolge auflastbedingter Konsolidierung hat dies jedoch i.A. kaum einen Einfluß auf die Durchlässigkeit /33/.

Resistenz gegen biologische Angriffe
Mikroorganismen ergeben keine Beeinträchtigung. Nagetiere und/oder wühlende Tiere oder Wurzeln spielen an der Deponiebasis keine Rolle.

Sensibilität gegenüber Verformungen
Gering. Die an der Basis üblichen Setzungen und Setzungsdifferenzen spielen aufgrund der hohen biaxialen Dehnungsfähigkeit und des Selbstheilungsvermögens des Bentonits keine Rolle. Die Standsicherheit ist je nach Art der Dichtungsmatte insbesondere des Verbundes von Träger- und Deckvliesstoff (geklebt, vernäht, vernadelt) unterschiedlich. In der Regel bis Neigungen von ca. 1:3 problemlos. Steilere Neigungen sind detaillierter zu betrachten.

Gefahr der Austrocknung
Die Austrocknung führt nicht zu einem anhaltenden Funktionsverlust (lediglich für die Gasdurchlässigkeit ist ein bestimmter Mindestwassergehalt erforderlich), da bei Wiederbefeuchtung und Aufquellen des Bentonits die Dichtigkeit wieder hergestellt wird.

Temperaturbeständigkeit
Die Temperaturbeständigkeit ist für Bentonit und Trägermaterial getrennt zu betrachten. Je nach Kunststoff des Trägermaterials gelten etwas andere Temperaturgrenzwerte. Für PE-HD als Trägermaterial sollten die Temperaturen nicht über 50 °C liegen. Bentonite sollten nicht stärker als ca. 80 °C erhitzt werden, da sonst die Wasseraufnahmefähigkeit etwas zurückgeht.

Langzeitbeständigkeit
Je nach Art der verwendeten Materialien (Kunststoff-Trägermaterialien). Aufgrund der größeren Oberflächenanteile der feinen Kunststoffasern gegenüber z.B. KDB's ist die Beständigkeit der Materialien grundsätzlich kritischer zu betrachten als bei KDB's. Stabilisierend auf die Langzeitbeständigkeit wirkt sich die Einbettung der Kunststoffasern in den Bentonit aus.

Gefahr der Penetration
Das kurzzeitige Durchstoßen der Matte mit spitzen Gegenständen führt in der Regel nicht zu dauerhaften Undichtigkeiten, da sich ein Loch aufgrund des Quellvermögens des Bentonits wieder verschließt (Selbstheilungsvermögen). Größere Penetrationen sind jedoch durch das Selbstheilungsvermögen nicht mehr zu verschließen.

Bautechnische Ausführung
Einfach und schnell mit leichtem Gerät zu verlegen. Die Überlappungsbereiche müssen sehr sorgfältig abgedichtet werden (Bentonitmehl oder -paste).

Witterungsabhängigkeit
Die Bentonitmatten sollten in der Regel erst unter Auflast quellen. Daher keine Verlegung bei Regen. Die Verlegung ist jedoch unabhängig von der Temperatur.

Qualitätssicherung
Vor allem im Herstellerwerk (DIN 18200 bzw. ISO 9000 ff). Auf der Baustelle reicht eine übliche Bauüberwachung aus. Zu kontrollieren sind lediglich die Überlappungen und deren Abdichtungen durch Bentonitpaste/ -pulver.

Platz- bzw. Raumbedarf
Sehr gering, ähnlich KDB.

4.2.1.5 Kontrollierbare Abdichtungen

Aufgrund der Vielzahl unterschiedlicher Systeme und Materialien muß auf eine detaillierte Betrachtung hinsichtlich der o.g. Kriterien verzichtet werden. Bisher ausgeführte kontrollierbare Abdichtungen setzen sich i.d.R. aus zwei Dichtungselementen mit dazwischenliegender Kontrolldrainage zusammen. Aufwendige Systeme lassen eine Leckageortung im Meter-Bereich zu. Kontrollierbare Abdichtungssystme sind als Oberflächenabdichtung bei Sonderabfalldeponien nach TA-Abfall vorgeschrieben, werden jedoch zunehmend auch bei Siedlungsabfalldeponien und zur Abdichtung von Altdeponie und Altlasten eingesetzt /32/.

Die derzeit bekannten Verfahren zur Kontrolle der Oberflächenabdichtung können grundsätzlich folgendermaßen unterschieden werden /32, 63/.

- Leckageüberwachungssysteme durch gekammerte Kontrollräume und Drainsysteme
  Hier wird die Kontrollierbarkeit durch zwei Dichtungsschichten mit dazwischenliegender Kontrolldrainschicht hergestellt. Die Leckagemeldung erfolgt z.B. mittels Sensoren oder Probenahmeleitungen.

- Leckageüberwachungssysteme durch Rastersysteme in Kontrollräumen
  Hier werden innerhalb einer Dichtungsschicht oder zwischen zwei Dichtungsschichten elektrische Detektionskabel, Lichtleitkabel, akustische Sensoren, Temperatursensoren oder ein Diffusionsschlauch für die Überwachung eingesetzt.

- Leckageüberwachung durch Sensoren

Von den kontrollierbaren Abdichtungssystemen werden bisher im großtechnischen Maßstab vor allem die Leckagesysteme mit gekammerten Kontrollräumen eingesetzt.

4.2.1.6 Kombinationsdichtungen

Bei der Kombination von Abdichtungsmaterialien sollte darauf geachtet werden, daß eventuelle Schwachpunkte des einen Dichtungsmaterials durch die Stärken des anderen kompensiert werden. Am Beispiel der Regelabdichtung (mineralische Abdichtung mit aufliegender KDB) sei dies nochmals verdeutlicht. Die Tabelle 5 zeigt Vor- und Nachteile der einzelnen Materialien stark vereinfacht.

Tabelle 5
Vor- und Nachteile der Materialien der Regel-Kombinationsdichtung
(vereinfachte Beispiele nach /15/)

Kriterium	mineralische Dichtung	KDB
Konvektion	-	+
Retardation	+	-
Gefahr der Penetration	+	-
Austrocknung	-	+

\+ = Vorteilhafte Eigenschaft
\- = Nachteilige Eigenschaft

Dabei ist zu beachten, daß die Kombination von Materialien auch nachteilige Aspekte verstärken kann. So wird z.B. die Anfälligkeit der mineralischen Dichtung gegen Austrocknung durch eine aufliegende Konvektionssperre (KDB, Asphaltdichtung) evtl. verstärkt, da von oben kein Wasser zutreten kann.

Um einzelne Materialkombinationen hinsichtlich der vorgenannten Kriterien zu beschreiben und zu bewerten, sollten die Randbedingungen des zu betrachtenden Falles detailliert vorgegeben werden (Art der Abfälle, Zusammensetzung des Sickerwassers, Temperaturen im Müllkörper, Abstand des Grundwassers von der Deponiebasis, Ausmaß der Setzungen etc.). Auf eine allgemeine Beschreibung muß aufgrund der vielen unbekannten Faktoren verzichtet werden.

4.2.2 Materialien für die Oberflächenabdichtung

Es werden nur die Kriterien angesprochen, bei denen sich Änderungen gegenüber der Beurteilung in Kapitel 4.2.1 ergeben.

4.2.2.1 Mineralische Abdichtung

Der für Oberflächenabdichtungen gemäß TA Siedlungsabfall zulässige höhere k-Wert von $k_f \leq 5 \cdot 10^{-9}$ m/s sollte nicht angewandt werden, da Simulationen zum Wasserhaushalt von Oberflächenabdichtungen ergeben haben, daß die Perkolation von Niederschlagswasser durch eine mineralische Dichtung erst ab k- Werten von $k_f \leq 1 \cdot 10^{-9}$ m/s und geringer in ausreichendem Maße begrenzt wird /35/.

Hauptsächliche Unterschiede zur Basisabdichtung sind die geringere Auflast, wodurch eine erhöhte Gefahr der Rißbildung bei Setzungen besteht die erhöhte Gefahr der Austrockung /55/ und die Gefahr der Durchwurzelung. An der Oberfläche ist vor allem die Wasserdurchlässigkeit (eindringendes Niederschlagswasser) von Bedeutung. Der Schadstofftransport ist sekundär. Testfelder zu Oberflächenabdichtung ergaben für rein mineralische Abdichtungen weniger positive Ergebnisse, als an der Basis. Bei einem Testfeld auf der Deponie Georgswerder ergaben sich Trockenrisse /55/.

Auch eigene Erfahrungen an freiliegenden und nur gering geschützten mineralichen Basiabdichtungen ergaben, daß die Dichtung durchwurzelt wird und (eventuell dadurch) auch austrocknet /16/.

Für die Abnahme der Wirksamkeit der mineralischen Dichtung werden im Rahmen des o.g. Forschungsvorhabens an der Deponie Georgswerder /55/ drei Ursachen genannt:

a) Mängel beim Einbau
b) austrocknungsbedingte Schrumpfung
c) Durchwurzelung

Je nach Abfallart können sich Probleme beim Einbau der mineralischen Oberflächenabdichtung ergeben (z.B. aufwendige Tragschicht bei Klärschlammdeponien).

Bei Realisierung einer einheitlichen Böschungsneigung von ca. 1:2,5 oder 1:3 ergibt sich am Deponierand bei diesem Dichtungssystem aufgrund der relativ großen Mindestdicke der Regelabdichtung von 50 cm und der erforderlich werdenden Tragschicht unter der Abdichtung ein hoher Platzbedarf.

4.2.2.2 Kunststoffdichtungsbahnen

Der größte Unterschied zur Basisabdichtung ist das Standsicherheitsproblem aufgrund der meist relativ steilen Müllböschungen. Rechnerische Standsicherheitsnachweise für alle möglichen Gleitfugen sollten ab Neigungen von 1:4 durchgeführt werden. Neigungen bis 1:3 sind i.d.R. beherrschbar, ab Neigungen steilen 1:3 können zusätzliche Maßnahmen zur Erhöhung der Standsicherheit notwendig werden (z.B. Rückverhängen durch zugfeste Geogitter).

Vorteilhaft ist, daß die KDB eine Durchwurzelungssperre darstellt.

4.2.2.3 Asphaltabdichtungen

Über Asphaltabdichtungen als Deponieoberflächenabdichtung gibt es bisher kaum Erfahrungen. Nachteilig können sich große Setzungsdifferenzen auswirken. Auch die durch die Müllschüttungen entstehenden runden Formen scheinen nicht für Asphaltdichtungen geeignet. Sie müßten so gestaltet werden, daß ebene Flächen entstehen.

4.2.2.3 Bentonitmatten

Oberflächenabdichtungen aus Bentonitmatten wurden bereits mehrfach ausgeführt. Untersuchungen über die längerfristige Wirksamkeit beginnen erst in dieser Zeit. Veröffentlichte Ergebnisse liegen noch nicht vor. Vorteilhaft sind die einfache Verlegung, der geringe Platzbedarf und, daß bei Austrocknung kein Funktionsverlust auftritt.

4.2.2.4 Kapillarsperren

Ein neuartiges Dichtsystem, daß sich von den bisher genannten grundlegend unterscheidet, stellt die Kapillarsperre dar. Eine Kapillarsperre besteht aus zwei Schichten, einer Kapillarschicht aus Feinsand und einer grobkörnigen Schicht als Kapillarblock. Eine dritte Schicht, die Decksschicht mit bepflanztem Oberboden, speichert das eindringende Niederschlagswasser für die Evapotranspiration und vergleichmäßigt die Absickerung des überschüssigen Wassers in die Kapillarschicht (siehe Abbildung 5).

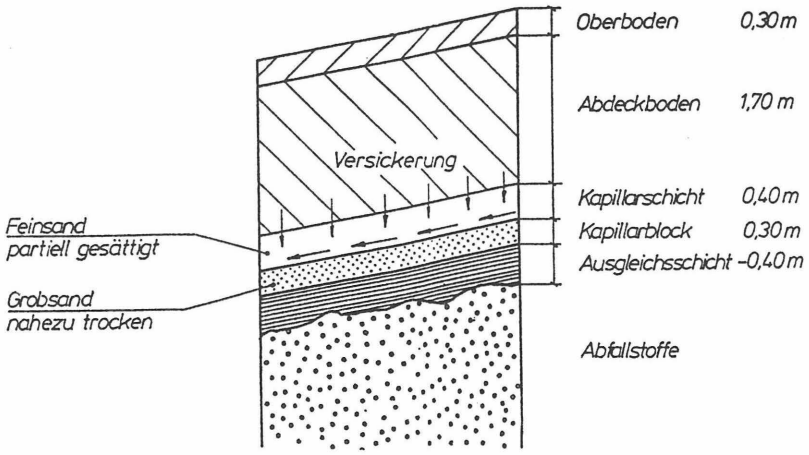


Abbildung 5: Aufbau einer Kapillarsperre zur Abschirmung eines Abfallkörpers vor eindringendem Niederschlagswasser /16/

Die Wirkung der Kapillarsperre beruht auf dem ausgeprägten Porensprung in der Kontakfläche von feinem und grobem Material /78/. Im Feinsand bildet sich ein Kapillarsaum mit Menisken am Kontakt mit der Bodenluft in den großen Poren des Grobsandes. Die Sande von Kapillarschicht und -block haben unterschiedliche Saugspannungs-Sättigungsbeziehungen. So ist an der Schichtgrenze zwar die Saugspannung in beiden Schichten gleich, doch der Sättigungungsgrad sehr verschieden. Die vom Sättigungsgrad sehr abhängige ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit k_u nimmt aber mit sinkendem Wassergehalt um mehrere Zehnerpotenzen unter die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit k ab. Bei gleicher Saugspannung stellt sich ein Sättigungssprung ein mit hohem Wassergehalt im Feinsand, geringem im Grobsand. Daraus ergibt sich im Grobsand eine im Vergleich zum Feinsand deutlich kleinere ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit k_u. Wegen der erheblich größeren Leitfähigkeit im Kapillarschichtmaterial kann eingesickertes Wasser im unteren Bereich der geneigten Schicht lateral abgeführt werden. In die grobkörnige Schicht (Kapillarblock) dringt nur sehr wenig Wasser ein. Die Wirkung der Kapillarsperre wird derzeit unter Praxisbedingungen getestet /41, 44, 59, 78/.

Dichtigkeit gegenüber konvektivem Transport

Gemäß verschiedenen Veröffentlichungen ist die Restdurchlässigkeit der Kapillarsperre mit der Durchlässigkeit einer intakten mineralischen Dichtung vergleichbar. Nach durchgeführten Laborversuchen ergibt sich für die Kapillarsperre bei einer gleichmäßig verteilten Zusickerung von 300 mm/a eine mittlere Durchsickerungsrate von ca. 35 mm/a /59/. Dies entspricht etwa dem k_f-Wert von $1 \cdot 10^{-9}$ m/s bei einer mineralischen Abdichtung. WOHNLICH gibt Durchlässigkeiten im Bereich von ca. $5 \cdot 10^{-9}$ m/s als Laborwerte an /78/. Erste Versuchsergebnisse einer Kapillarsperre im großtechnischen Maßstab an der Hausmülldeponie des Landkreises Marburg-Biedenkopf ergaben noch günstigere Ergebnisse als im Labormaßstab /44/. Die Kapillarsperre ist nur bei absoluter Wassersättigung als gasdicht zu bezeichnen. Von einer ständigen Wassersättigung ist jedoch nicht auszugehen /16/.

Dichtigkeit gegenüber diffusivem Transport

Hier besteht sicherlich noch Forschungsbedarf.

Retardation

Das Schadstoffrückhaltevermögen ist nicht groß. Jedoch ist diese Eigenschaft bei der Oberflächenabdichtung eher von geringer Bedeutung.

Resistenz gegen chemische Angriffe

Die eingesetzten Materialien (Quarz) sind in der Regel beständig gegen die meisten Stoffe und Stoffgruppen. Da in der Deponie auch saure Deponiewässer bzw. Gase anfallen können, sollte der Gehalt an säurelöslichem Kalk ($CaCO_3$ bzw. auch Dolomit) begrenzt werden.

Sensibilität gegenüber Verformungen

In Mulden, die durch Setzungen entstehen können, entsteht ein hydraulischer Gradient, der zu erhöhter Durchlässigkeit führt. Wenn die Eigenstandsicherheit der verwendeten Baustoffe gegeben ist, ist in aller Regel auch die Standsicherheit des gesamten Systems gegeben, da genügend Verzahnungen zwischen den Schichten stattfinden. Beim Einsatz eines Trennvlieses zwischen Kapillarschicht und Kapillarblock sind die Gleitfugen Geotextil-Feinsand bzw. -Kies in die Standsicherheitsüberlegung einzubeziehen.

Temperaturbeständigkeit
Keine Einschränkungen.

Langzeitbeständigkeit
Da die Funktion der Kapillarsperre in der Praxis erst erprobt wird, kann derzeit über Alterungsvorgänge in der Kapillarsperre keine Aussage gemacht werden. So könnten beispielsweise alle Veränderungen des Porensystems der Kapillarschicht oder des Kapillarblocks durch Ver- oder Einlagerung von Stoffen oder durch mikrobielle Prozesse die Wirksamkeit der Kapillarsperre langfristig nachteilig beeinflussen /41, 59/. Nachteilig bei der Kapillarsperre ist auch, daß sie bezüglich Gasen keine Dichtigkeit aufweist. Inwieweit es bei auftretenden Setzungen infolge Rißbildung zu einer Beeinflussung des Abflusses im unteren Bereich der Kapillarschicht kommt, ist noch abzuklären. Auch über die Auswirkungen von Durchwurzelungen ist derzeit wenig bekannt.

Gefahr der Penetration
Sofern die Grenzschicht von Kapillarschicht und Kapillarblock beschädigt wird, ergeben sich erhöhte Durchlässigkeiten an dieser Stelle.

Bautechnik
Für die Kapillarschicht verwendet man in der Regel einen Feinsand, für den Kapillarblock einen kiesigen Grobsand bis Feinkies. Beide Materialien sind aufeinander abzustimmen. Das Material wird mit herkömmlicher Technik eingebaut. Gewisse Schwierigkeiten bereitet derzeit noch die großtechnische Herstellung einer ebenen Oberfläche des Kapillarblockes gemäß den hydraulischen Anforderungen. Auch ist es schwierig, die Ebenheit der Kapillarblockoberfläche auch während des Aufbringens der Kapillarschicht (Feinsand) zu garantieren. Der Witterungseinfluß auf den Bauverlauf erscheint nicht so groß wie bei der mineralischen oder Kunststoffabdichtung, ist jedoch zweifellos gegeben.

Witterungsbeständigkeit
Bei Niederschlägen besteht die Gefahr der Erosion freiliegender Flächen.

Platz- und Raumbedarf
Die Kapillarsperre hat im allgemeinen eine Mächtigkeit, die mindestens der einer mineralischen Abdichtung entspricht. Über einer Ausgleichsschicht von 30 bis 40 cm Stärke folgt ein Kapillarblock von 0,30 m und eine Kapillarschicht von 0,40 m, die von einer Wasserhaushaltsschicht (ca. 1,70 m) und einer Vegetationsschicht (ca. 0,30 m) überlagert werden. Es ergibt sich so eine Schichtstärke des Gesamtsystems bis ca. 3,10 m. Bei Anordnung eines einheitlichen Gefälles zum Deponierand ist der Platzbedarf am Deponierand noch höher als bei Anordnung einer mineralischen Abdichtung.

5. VERGLEICH VON ABDICHTUNGSSYSTEMEN

Abdichtungssysteme bestehen nicht nur aus einer oder mehreren Dichtungsschichten, sondern auch aus Drain- und Schutzschichten etc. Die Komplexizität nimmt somit bei der Beurteilung und dem Vergleich ganzer Systeme extrem zu. Selbst die Gefällsverhältnisse des Dichtungssystems sind für dessen Funktionsfähigkeit von Bedeutung. Desweiteren ist eine dauerhaft funktionierende Drainage von großer Wichtigkeit /14/.

Die Verhältnisse vor Ort sind im Einzelfall ebenfalls in die Betrachtung mit einzubeziehen. So ergibt es keinen Sinn, eine Regelabdichtung an der Deponieoberfläche zu planen und die bestehenden Verhältnisse am Standort zu ignorieren, nur um die Schwierigkeiten des "Gleichwertigkeitsnachweises" zu umgehen. Auf einen allgemeinen Vergleich unterschiedlicher Systeme muß aufgrund der Komplexität an dieser Stelle verzichtet werden.

6. KOSTEN UNTERSCHIEDLICHER ABDICHTUNGSSYSTEME

Ein Kriterium, das bisher kaum genannt wurde und auch im Kriterienkatalog des AK BEDAS bzw. DIBt (nach Auswertung bisheriger Veröffentlichungen) nicht enthalten ist, sind die Kosten. Der Bauherr hat jedoch nicht nur das Recht, ein technisch einwandfreies Bauwerk zu fordern, sondern auch, daß es so wirtschaftlich als möglich erstellt wird. Es ist in seinem Interesse, von den tauglichen Systemen dasjenige auszuführen, das den geringsten finanziellen Aufwand erfordert. Die folgenden Tabellen enthalten deshalb Angaben über die Kosten einzelner Abdichtungssysteme (in diesem Fall für die Oberflächenabdichtung). Da die Preise nach Menge und bautechnischen Randbedingungen (z.B. Neigung der Einbaufläche) und den speziellen Anforderungen (z.B. glatte oder strukturierte KDB) stark schwanken, können in den Tabellen für die wichtigsten Teile nur Bereiche für die Kosten angegeben werden.

Nicht in den Tabellenenthalten sind die Gemeinkosten, Baustelleneinrichtung und die Mehrwertsteuer. Auch weitere Nebenarbeiten, wie sie bei fast allen Baumaßnahmen erforderlich werden, sind nicht eingerechnet. Es wird darauf hingewiesen, daß die Preise unterschiedlichen Baumaßnahmen entnommen wurden, die nicht vergleichbar sind. Sie dürfen daher nicht für die Kalkulation spezieller Maßnahmen herangezogen werden.

Tabelle 6

Grundkosten einfacher Abdichtungssysteme (Oberfläche), nach /15/

	Mineral. Dichtung DM/m²	Bentonitmatte DM/m²	KDB DM/m²	Kapillarsperre DM/m²
Tragschicht	15-20,-	15-20,-	15-20,-	15-20,-
Geotextil	4-10,-	-	4-10,-	4-10,-
Abdichtung	20-35,-	15-20,-	18-30,-	25-45,-
Schutzschicht	6,-	-	10-14,-	7,-
Flächendrainage	15,-	15,-	15,-	15,-
Geotextil	6,-	6,-	6,-	6,-
Oberboden	10,-	10,-	10,-	10,-
Qualitätssicherung	5-10,-	-	5,-	3,-
Sonstiges	-	-	10-20,-[1)]	-
Gesamt netto	81-112,-	61-71,-	93-130,-	85-116,-

- entfällt

[1)] Bewehrung für die Standsicherheit (z.B. Geogitter)

Tabelle 7

Grundkosten von Abdichtungssystemen (Sohle-/steile Böschungen), nach /34/

	Mineral. Dichtung DM/m²	KDB DM/m²	Asphaltbeton-dichtung, Sohle DM/m²	Aphaltbeton-dichtung, Böschung DM/m²
Asphalttragschicht	-	-	± 20,-	± 35,-
Haftkleber	-	-	± 1,-	± 1,-
Abdichtung*	35-50,-	18-30,-	± 28,-	± 60,-
Schutzschicht	± 6,-	15-20,-	-	-
Flächendrainage	15-20,-	15-20,-	15-20,-	15-20,-
Qualitätssicherung	5-15,-	± 5,-	5-15,-	5-15,-
Gesamt netto	61-91,-	53-75,-	69-84	116-131,-

* min. Dichtung dreilagig, Ashaltdichtung zweilagig - entfällt

7. ZUSAMMENFASSUNG

Der Kenntnisstand über die einzelnen Dichtungsmaterialien ist derzeit sehr unterschiedlich. Am besten untersucht sind die Bestandteile der Regelabdichtungen (mineralische Dichtung und KDB). Weitere Abdichtungsmaterialien sind erst seit relativ kurzer Zeit im Deponiebau im Einsatz (Asphaltdichtungen, Kapillarsperre und Bentonitmatten), so daß hier zum Teil noch Erfahrungen gewonnen werden müssen.

Für die Deponiebasis kann festgehalten werden, daß die Regelabdichtung häufig ausgeführt und nach derzeitigem Kenntnisstand als gut geeignet zu bezeichnen ist. Es sollte daher nicht ohne Grund davon abgewichen werden. In der Fachwelt weitgehend anerkannt ist, daß die Kombination von mineralischer und Asphaltdichtung ebenso günstig einzusetzen oder sogar vorteilhaft ist. Allerdings verursacht sie unter Umständen Mehrkosten gegenüber der Regel-Kombidichtung (s. o.).

Bei den in den TA's vorgegebenen Oberflächenabdichtungssystemen verhält es sich nicht so. Insbesondere die einfache mineralische Abdichtung kann nicht als besonders geeignet bezeichnet werden. Hier sind daher in aller Regel Überlegungen anzustellen, ob nicht alternative Systeme günstiger sind. Die Regel-Kombinationsdichtung an der Oberfläche ist in jedem Falle so lange funktionstüchtig, wie die dort eingesetzte Kunststoffdichtungsbahn.

Als alternative Materialien zur einfachen bindigen mineralischen Abdichtung können Geokunststoff-Ton-Dichtungen, Kapillarsperren aber auch Kunststoffdichtungsbahnen eingesetzt werden. Für Inertstoffdeponien mit geringer Setzungsproblematik wurden auch bereits Asphaltdichtungen angedacht /42/. In einem Fall wurde bereits eine Einzelfall entscheidung (Zulassung) für eine Kapillarsperre als Ersatz für die mineralische Dichtung getroffen.

Kombinationsdichtungen sollten nicht durch einfache Abdichtungen ersetzt werden, es sei denn, ein Abdichtungsmaterial kann die Vorteile einer Kombinationsdichtung erbringen.

Bei einer vergleichenden Betrachtung sind in jedem Fall auch die Randbedingungen des jeweiligen Deponiestandortes sowie Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen mit einzubeziehen.

QUELLENVERZEICHNIS

/1/ ARAND, W., STEINHOFF, G. und HAAS, H. (1992): Zur Herstellbarkeit, Beständigkeit und Wirksamkeit von Deponiebasisabdichtungen aus Asphalt, Strabag-Schriftenreihe Nr. 47, Eigenverlag

/2/ ARAND, W., HAAS, H. und STEINHOFF, G. (1992): Eignung von Asphalten für Basisabdichtungen von Deponien, Schlußbericht des AIF-Forschungsvorhabens Nr. 7959, Braunschweig

/3/ ASBECK, VAN W.F. (1968): Bitumen im Wasserbau, Band 2, Verlagsanstalt Hüthing und Dreyer, Mainz und Heidelberg

/4/ ASWEGEN, VON W. (1990: Konzept für die Verwertung, Behandlung und Entsorgung von Restmüll nach Getrenntsammlung) in Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft, Band 38, Erich Schmidt Verlag, Bielefeld

/5/ AUGUST, H., TATZKY-GERTH, R., PREUSCHMANN, R. & JACOB, I. (1992): Permeationsverhalten von Kombinationsdichtungen bei Deponien und Altlasten gegenüber wassergefährdenden Stoffen, Forschungs- und Entwicklungsvorhaben Nr. 102 03 412, Bundesanstalt für Materialforschung und - prüfung (BAM) im Auftrag des Umweltbundesamtes

/6/ AUGUST, H., (1994): Abdichtungen mit Asphalt, in Forschungsbericht 201, Deponieabdichtungssysteme, Statusbericht, Bundesanstalt für Materialforschung und - prüfung (BAM), Berlin

/7/ BAYER, H.-J. (1994): Nachträgliche Abdichtung mit Montanwachs, in Burkhardt, G. und Egloffstein Th. (Hrsg.): Alternative Abdichtungssysteme für Deponien und Altlasten, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Angewandte Geologie (AGK) der Universität (TH) Karlsruhe, Band 30, Eigenverlag

/8/ BESCHLUß DES BUNDESRATES ZUR DRITTEN ALLGEMEINEN VERWALTUNGSVORSCHRIFT ZUM ABFALLGESETZ (TA Siedlungsabfall), 652. Sitzung am 12.02.1993, Drucksache 594/92 (Beschluß) Verlag Dr. Hans Heger, Bonn

/9/ BORGSTEDT, A. (!991): Stofftransport in einer mineralischen Deponiebasisabdichtung - Vergleich von Labor- und Geländedaten, Diplomarbeit Universität Karlsruhe, 1991

/10/ BUNDESANSTALT FÜR MATERIALFORSCHUNG UND -PRÜFUNG (BAM), Hrsg.: Richtlinie für die Zulassung von Kunststoffdichtungsbahnen als Bestandteil einer Kombinationsdichtung für Siedlungs- und Sonderabfalldeponien sowie für Abdichtungen von Altlasten, Berlin, 1992

/11/ BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND REAKTORSICHERHEIT: Gesamtfassung der zweiten allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum Abfallgestz (TA Abfall) - Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen vom 12.03.1991

/12/ BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND REAKTORSICHERHEIT (1993): Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall, Kabinettsbeschluß vom 21.04.1993), Bundesanzeiger, 45. Jhrg. Nummer 99a, 14.05.1993

/13/ BURKHARDT, G. (1993): Planungsgrundlagen -Stand der Technik im Deponiebau, Vortrag anläßlich des Seminars "Geokunststoffe im Deponiebau" an der Technischen Akademie Esslingen, Nellingen, 02.11.1993

/14/ BURKHARDT, G. (1993): Planungshinweise zum instandhaltungsgerechten Aufbau von Deponieentwässerungssystemen, Seminar im Haus der Technik, 04.10.1993

/15/ BURKHARDT, G. UND EGLOFFSTEIN, TH. (1994): Vergleich von Abdichtungssystemen - Vergleichbarkeit?, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Angewandte Geologie (AGK) der Universität (TH) Karlsruhe, Band 30, Eigenverlag

/16/ BURKHARDT, G. UND EGLOFFSTEIN, TH. (1994): Ausführungsvarianten von Oberflächenabdichtungssystemen und Hinweise zu deren Auswahl, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Angewandte Geologie (AGK) der Universität (TH) Karlsruhe, Band 34, Eigenverlag

/17/ BURKHARDT, G. UND EGLOFFSTEIN, TH. (1995): Asphaltdichtungen im Deponiebau, asphalt, 7/95, Stein-Verlag, Baden-Baden

/18/ CZURDA, K.A. (1992): Die Frostempfindlichkeit von mineralischen Abdichtungen, Thome-Kozmiensky (Hrsg.), Abdichtungen von Deponien und Altlasten, EF-Verlag, Berlin

/19/ CZURDA, K. A. (1994): Die multimineralische Abdichtung, VDI-Seminar "Alternative Dichtungsmaterialien im Deponiebau und in der Altlastensanieurung", Karlsruhe, 17./18.03.1994, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Angewandte Geologie (AGK) der Universität (TH) Karlsruhe, Band 30, Eigenverlag

/20/ DEUTSCHE GESELLSCHAF FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V. (Hrsg., 1993): Empfehlungen des Arbeitskreises Geotechnik der Deponien und Altlasten, Ernst & Sohn, Berlin, 2. Auflage 1993

/21/ DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V. (Hrsg., 1993): Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau (EAAW 83), 4. Auflage, 1983

/22/ DEUTSCHE SHELL AKTIENGESELLSCHAFT (1990): Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau (EAAW 83), 4. Auflage, 1983

/23/ DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: DIN 4022 - Benennen und Beschreiben von Boden und Fels, Beuth Verlag, Berlin u. Köln, 1987

/24/ DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: DIN 18130 (1989), Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes, z.B. in DIN-Taschenbuch, Beuth, 1991

/25/ DER BUNDESMINISTER FÜR VERKEHR (Hrsg.): Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTVE-Stb'76), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln

/64/ RYSER, W., SCHELKER, CHR. UND PFIFFNER, H.-P. (1990): Deponiebasis aus Asphaltbeton, Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft, Band 38, ERich Schmidt verlag, 1990

/65/ RYSER, W. (1993): Erfahrungen mit der Planung und Herstellung von bituminösen Deponiebasisabdichtungen (Asphaltbeton) in der Schweiz, Seminar Ablagerung von Siedlungsabfällen im Rahmen der UTECH 1993, Berlin

/66/ SCHELLENBERG, K. UND MAURER, W. (1992): Asphaltdichtungen in Deponie - Hausmülldeponien Oberndorf-Bochingen, Abfallwirtschafts Journal 4 (1992), Nr. 5, EF-Verlag, Berlin

/67/ SCHICKETANZ, R. & WITTE, R. (1990): Der Schutzwirksamkeitsnachweis als Bestandteil der Eignungsprüfung für den Einsatz von Schutzschichten in Deponiedichtungssystemen. Fortschritte der Deponietechnik

/68/ SCHNEIDER, G. (1992): Beobachtungen an freigelegten mineralischen Deponieabdichtungen, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 65, Eigenverlag LGA

/69/ SCHNEIDER, W. U. GÖTTNER, J.J. (1991): Sachdstofftransport in mineralischen Deponieabdichtungen und natürlichen Tonschichten, Geol. Jb., Reihe C, Heft 58, Schweizerbart, Stuttgart

/70/ SCHUHBAUER, A. (1994) Asphaltbeton als Baisabdichtung von Deponien?, Bautechnik 71, (1994), Heft 9

/71/ SPRINGER, E.; BEIER, A. UND KLUGE, H.-J. (1991): Beständigkeit und Dichtigkeit von Asphalt gegen Mineralölprodukte, Bitumen 2/91

/72/ STEFFEN, H. (1993): Asphaltdichtungen für Abfalldeponien, VDI-Seminar "Deponieabdichtungssysteme nach TA Abfall", München, 15./16.06.1993

/73/ TURK, M. (1995): Inkrustationen in Entwässrungssystemen von Monodeponien, in Burkhardt, G. und Egloffstein, Th, (Hrsg.): Deponieentwässerungssysteme, expert Verlag, Renningen-Malmsheim

/74/ UPMEIER, M. (1991): Migration der Schwermetalle Zink, Blei und Cadmium in einem natürlichen Auelehm - Vergleich von Labor- und Geländestudien, Diplomarbeit Universität Karlsruhe

/75/ VATER, E. J. (1995): Eigenschaften von Asphaltbeton für die Anwendung in Deponieabdichtungen - Stand der Beratungen im DIBt, in Burkhardt, G. und Egloffstein, Th. (Hrsg.): Asphaltdichtungen im Deponiebau, expert Verlag, Renningen Malmsheim

/76/ WAGNER, J-F. UND EGLOFFSTEIN, TH. (1989): Advektive and/or Diffusive Transport of Heavy Metals in Clay Liners, Proc. 6th Int. Cong. Int. Assoc. Eng. Geol., Amsterdam, Balkema, Rotterdam

/51/ LUDWIG, S. (1993): Frostgefährdung toniger Deponiebarrieren, Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, Band 26 Eigenverlag AGK

/52/ LICHTENSTEIGER, T. U. ZELTNER, C. (1994): Wie lassen sich Feststoffqualitäten beurteilen?, in Deponierung fester Rückstände aus der Abfallwirtschaft, Tagung in der Kartause Ittingen im Sept. 1993, vdf Hochschulverlage AG an der ETH Zürich

/53/ Mann, U. (1993): Stofftransport durch mineralische Dichtungen: Versuchsmethodik und Berechnungsverfahren, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau der Universität Bochum, Heft 19

/54/ MASCHKA-SELIG, A. UND RETTENBERGER, G. (1989): Erkenntnisse über die Gasdurchlässigkeit von Abdichtungsmaterialien bei Abfalldeponien und Altlasten, Stuttgarter Berichte zur Abfallwirtschaft, Zeitgemäße Deponietechnik II, Erich Schmidt Verlag, Bielefeld

/55/ MELCHIOR, S., BERGER, K., VIELHABER, B. UND MIEHLICH, G. (1993): Ergebnisse der Langzeitüberwachung von Oberflächenabdichtungssystemen auf der Deponie Georgswerder (Hamburg), BMFT-Verbundvorhaben Deponieabdichtungssysteme, 2. Arbeitstagung

/56/ MÜLLER, W. (1994).: Wie dicht sind Kombinationsdichtungen?, 10. Fachtagung „Die sichere Deponie" am 24./25.02.1994, Würzburg

/57/ MÜLLER-KIRCHENBAUER, H.; ROGNER, J.; MARKWARDT, W. UND FRIEDRICH, W. (1990): Wasser- und Gasdurchlässigkeit von Deponieoberflächenabdichtungen aus bindigen Erdstoffen, Müll und Abfall 1/90, Erich Schmidt Verlag, Berlin

/58/ MÜLLNER, B. (1993): Temperaturmessungen in Haumülldeponien, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 67, Eigenverlag LGA

/59/ MOCK, J., VON DER HUDE, N. UND JELINEK, D. (1991): Kapillardichtungen für Deponieoberflächenabdichtungssysteme - Realisierungsmöglichkeiten, Fortschritte in der Deponietechnik, Band 47, Erich Schmidt Verlag, Berlin

/60/ OELTZSCHNER, H.-J. (1993): persönliche Mitteilung

/61/ RAMKE, H.-G. (1991): Hydraulische Beurteilung und Dimensionierung der Basisentwässerung von Deponien fester Abfälle, hydraulische Kennwerte, Berechnungsverfahren, Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig (Hrsg.), Mitteilungen, Heft 114, Eigenverlag

/62/ RICHTER, E. (1989): Zur Verhärtung des Bitumens und deren Auswirkungen auf die Lebensdauer von Asphaltbetondeckschichten, Bitumen, 1/1989

/63/ RETTENBERGER, G., SCHMIDT, C. UND URBAN-KISS, S. (1989): Lecküberwachung an einer Oberflächenabdichtung, AbfallwirtschafsJournal 10/1989, EF-Verlag, Berlin

/39/ HESSEL, J., KOCH, R., GAUBE, E., GONDRO, C. UND HEIL, H. (1988): Langzeitfestigkeit von Deponieabdichtungsbahnen aus Polyethylen, Kunststoffe 78 (1988) Nr. 2

/40/ HORN, A. (1988): Bentokies-Dichtungen, in Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien. Veröffentlichung des Grundbauinstituts der Landesgewerbeanstalt Bayern (LGA), Heft 51, Eigenverlag LGA

/41/ HUDE, VON DER, N. (1991): Kapillarsperren zum Abschirmen von Deponien gegen Sickerwasser. Wasser u. Boden 12/1991, Verlag Paul Parey, Hamburg, Berlin

/42/ ICP INGENIEURGESELLSCHAFT PROF. CZURDA UND PARTNER (1994): Genehmigungsplanung zur Oberflächenabdichtung einer geringmaächtigen Schlackenhalde, 1994, unveröffentlicht

/43/ ICP INGENIEURGESELLSCHAFT PROF. CZURDA UND PARTNER (1993): Verhalten von Tonen insbesondere von Bentoniten im Kontakt mit Schadstofflösungen und Sickerwässern. Literaturstudie, unveröffentlicht

/44/ JELINEK, D. (1993): Probebau einer Kapillarsperre auf der Deponie "Am Stempel", Wasser und Boden, Heft 4, 1993, Paul Parey, Hamburg/Berlin

/45/ KNIPSCHILD, F.-W. (1993): Bemessung von Schutzschichten, Lehrgang Nr. 17469/85.089 "Geokunststoffe im Deponiebau" an der Technischen Akademie Esslingen, Ostfildern, 02.11.1993

/46/ KOHLER, E. E. (1989): Mineralische Zusatzstoffe für qualitativ hochwertige Deponieabdichtungen - Eigenschaften von Tonen und Bentoniten. 5. Nürnberger Deponieseminar, Landesgewerbeanstalt Bayern

/47/ KRENKLER, K. (1979): Grundlagen der organischen Baustoffe, Vorlesungsmanuskript Universität Stuttgart

/48/ LAGA-Merkblatt M3 "Die geordnete Ablagerung von Abfällen" (Deponiemerkblatt), aufgestellt im Auftrag der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA) unter Mitarbeit des Umweltbundesamtes und des Verbandes Kommunaler Städtereinigungsbetriebe (VKS)

a) LAGA-Merkblatt M3 -Entwurf- Neufassung der Abschnitte 1.3, 3.5, 3.6, 3.9, 4.3, 4.4.2, 4.4.3, 4.9, Stand 25.10.1989, unveröffentlicht

b) LAGA-Merkblatt M3 -Entwurf- Neufassung der Abschnitte 1.3, 3.5, 3.6, 3.9, 4.3, 4.4.2, 4.4.3, 4.9, Stand Februar 1990, unveröffentlicht

/49/ LANDESAMT FÜR WASSER UND ABFALL NORDRHEIN-WESTFALEN (Hrsg.): Mineralische Deponieabdichtungen - Richtlinie , Düsseldorf, 1993

/50/ LAUF, G. (1989): Mineralische Abdichtungen, der Einbau auf Böschungen, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 54, Eigenverlag LGA

/26/ DER SCHWEIZERISCHE BUNDESRAT (Hrsg.): Technische Verordnung über Abfälle TVA 10.12.1990, Schweiz

/27/ DVWK (Hrsg., 1995): Deponieabdichtungen in Asphaltbauweise, Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Gelbdruck 1995, DVWK-Geschäftsstelle, Bonn

/28/ EGLOFFSTEIN, TH. UND BURKHARDT, G. (1992): Standortwahl für Deponien unter Berücksichtigung des Grundwasserschutzes, in Czurda, K.A. (Hrsg.): Deponie und Altlasten, EF-Verlag, Berlin 1992

/29/ EGLOFFSTEIN, TH. (ICP Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH, 1992): Gasdurchlässigkeit von Bentofix-Dichtungsmatten gegenüber Methangas und Benzindämpfen, im Auftrag der Naue Fasertechnik GmbH & Co. KG, 1992, unveröffentlicht

/30/ EGLOFFSTEIN, TH. UND BURKHARDT, G. (1992): Der Qualitätssicherungsplan beim Bau von Deponieabdichtungen, Stuttgarter Berichte zur Abfall zur Abfallwirtschaft, Band 50, Erich Schmidt Verlag, 1992

/31/ EGLOFFSTEIN, TH. UND BURKHARDT, G. (1993): Ergebnisse eines Probeschurfes in der Klärschlammdeponie Schippach, Landkreis Miltenberg, Müll und Abfall, Heft 11 1993, Erich Schmidt Verlag, Berlin

/32/ EGLOFFSTEIN, TH. & BURKHARDT, G. (1993): Kontrollierbare Abdichtungssysteme für Deponien, VDI-Seminar "Deponieabdichtungssysteme nach TA Abfall", München, 15./16.06.1993

/33/ EGLOFFSTEIN, TH. (1994): Einsatz von Bentonitmatten im Kontakt zu Schadstoffbelastenten Böden und Wässern. Geokunststoff-Ton-Dichtungen GTD (Bentonitmatten). Seminar der Landesgewerbeanstalt Bayern

/34/ EGLOFFSTEIN, TH. & BURKHARDT, G. (1995): Asphaltdichtungen im Vergleich mit anderen Abdichtungsmaterialien, in Burkhardt, G. und Egloffstein Th. (Hrsg.): Asphaltdichtungen im Deponiebau, expert Verlag, Renningen-Malmsheim

/35/ EGLOFFSTEIN, TH., BURKHARDT, G. U. HEIDRICH, H. (1995): Wasserhaushaltsbetrachtungen bei Oberflächenabdichtungen und -abdeckungen, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Angewandte Geologie (AGK) der Universität (TH) Karlsruhe, Band 37, Eigenverlag

/36/ HAAS, H. (1990): Flächenabdichtungen aus Asphaltbeton für Deponien und Auffangbecken, VDI-Berichte

/37/ HAAS, H. (1992): Zur Verformbarkeit von Dichtungsbelägen aus Asphalt, Bitumen 4/92

/38/ HAAS, H. (1990): Asphaltdichtungen, in Burkhardt, G. und Egloffstein, Th. (Hrsg.) Alternative Abdichtungssysteme im Deponiebau und in der Altlastensicherung, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Angewandte Geologie (AGK) der Universität (TH) Karlsruhe, Band 30, Eigenverlag

/77/ WAGNER, J.-F. (1992): Verlagerung und Festlegung von Schwermetallen in tonigen Deponieabdichtungen. Ein Vergleich von Labor- und Geländestudien. Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, Band 22, Eigenverlag AGK

/78/ WOHNLICH, S. (1991): Kapillarsperren - Versuch und Modellberechnungen, Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, Band 15, Eigenverlag AGK

/79/ ZEIGER, T.-G. (1993): Beständigkeit von tonigen Deponieabdichtungen im Kontakt mit Deponiesickerwasser und organischen Prüfmedien, Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsuhe, Band 24, Eigenverlag AGK

/80/ Zenke, G. (1977): Zur Langzeitveränderung von Bindemitteln in Asphalt-Tragschichen, Bitumen 6, S. 175-184

/81/ ZITSCHER, F.-F. und ZITSCHER, M. (1995): Das DVWK-Merkblatt „Deponieabdichtungen in Asphaltbauweise", in Burkhardt, G. und Egloffstein, Th. (Hrsg.): Asphaltdichtungen im Deponiebau, expert Verlag, Renningen Malmsheim

Verzeichnis der Abkürzungen

AK	- Arbeitskreis
AK BEDAS	- Arbeitskreis "Bewertung von Deponieabdichtungssystemen"
BAM	- Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung
BRD	- Bundesrepublik Deutschland
DIBT	- Deutsches Institut für Bautechnik
DIN	- Deutsches Institut für Normung
DGGT	- Deutsche Geotechnische Gesellschaft e.V.
D_{pr}	- Proctordichte
DVWK	- Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V.
GCL	- Geosynthetic Clay Liners
GDA	- Geotechnik der Deponien und Altlasten
Gew.-%	- Gewichts-Prozent
GTD	- Geokunststoff-Ton-Dichtung
k.A.	- keine Angaben
KDB	- Kunststoffdichtungsbahn
k_f-Wert (auch k-Wert)	- Durchlässigkeitsbeiwert
LAGA	- Länderarbeitsgemeinschaft Abfall
LAGA M3	- Merkblatt M3 der LAGA
n_a	- Porenzahl
NRW	- Nordrhein-Westfalen
PE-HD (auch PEHD oder HDPE)	- Polyethylen (hoher Dichte)
TA	- Technische Anleitung
TA's	- Technische Anleitungen (hier: TA Abfall und TA Siedlungsabfall)
TA Si	- TA Siedlungsabfall
TVA	- Technische Verordnung über Abfälle (Schweiz)
UBA	- Umweltbundesamt
VKS	- Verband Kommunaler Städtereinigungsbetriebe
w_{pr}	- Wassergehalt bei 100 % Proctordichte
$w_{0,95}$	- Wassergehalt bei 95 % Proctordichte (nasser Ast)
ZTVE Stb	- Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau

Standortabhängige Gestaltungsmöglichkeiten der technischen Barriere

S. Demmert, H. Steffen, Dr.-Ing. Steffen Ingenieurgesellschaft mbH, Essen

1 Einleitung

Bei der Standortsuche neuer Deponien werden in der Regel nur Standorte positiv beurteilt, bei denen die Deponie auf einem tragfähigen, aber auch gering durchlässigen, bindigen Untergrund gebaut werden kann. Solche Voraussetzungen sind häufig bei einer genehmigungsrechtlich wesentlich einfacher durchsetzbaren Erweiterung bereits bestehender Deponien nicht gegeben, da die früher betriebenen Deponien weniger nach der Untergrundeignung als nach der günstigen Anbindung des Standortes ausgewählt wurden. Zudem gibt es eine Reihe von Entsorgungsgebieten, bei denen oberflächig eine mehrere Meter mächtige Barriere nicht gefunden werden kann. In beiden Fällen muß abgewogen werden, ob dies zu einem prinzipiellen Ausschluß der Abfallablagerung in diesem Entsorgungsgebiet führt oder ob mit zusätzlichen technischen Maßnahmen über das eigentliche Dichtungssystem hinaus am Standort eine Sicherheit erreicht wird, die als ausreichend für eine Abfallablagerung angesehen wird.

Somit lassen sich als Grundthese zwei gegensätzliche Standpunkte festmachen:

1. Ein Ersatz einer geologischen durch eine technische Barriere wird in keiner Form akzeptiert, so daß eine Vielzahl derzeit betriebener Deponien nicht erweitert werden können.

2. Zur Verbesserung der Untergrundeigenschaften aber auch bei dem Fehlen einer geologischen Barriere wird zusätzlich zum Basisabdichtungssystem eine technische Barriere akzeptiert, deren Ausführungsaufwand am Standort festgelegt werden muß.

Befürwortet man den ersten Standpunkt, sind die nachfolgenden Ausführungen ohne Interesse. Akzeptiert man dagegen - wie es in Kap. 10.3.2 der TA Siedlungsabfall (TA Si) heißt - "zusätzliche technische Maßnahmen", um die Anforderungen an die geologische Barriere zu erfüllen, stellt sich im zweiten Schritt die Frage, welcher Aufwand - technischer und finanzieller Art - dafür betrieben werden soll. Dabei schlägt die TA Si im gleichen Kapitel den Einbau einer homogenen Ausgleichsschicht auf den Flächen vor, in denen bis zu einer Tiefe von 3m unter dem Planum eine homogen ausgebildete geologische Barriere nicht ausgebildet ist. Diese homogene Ausgleichsschicht - im folgenden als technische Barriere bezeichnet - hat als bodenmechanische Anforderung nur die Forderung nach einem k-Wert $< 1 \times 10^{-7}$ m/s und kann im Extremfall an Teilflächen eine Dicke bis zu 3,m erreichen.

Der Einbau dieser 3 m-Schicht muß in einer Vielzahl von Lagen erfolgen, da diese Schicht später als Widerlager für den Einbau der mineralischen Dichtung auch eine ausreichende Tragfähgkeit aufweisen muß. Somit entstehen beträchtliche Bauaufwendungen und -kosten für eine solche 3 m-Schicht - Aufwendungen, die sich nur mit einem entsprechenden Nutzen dieser Schicht rechtfertigen lassen.

In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage, ob nicht der Einsatz eines höherwertigen Materials die in der TA Si angegebene Dicke von 3,0m reduzieren läßt, wenn im Sinne einer Gleichwertigkeit zu der TA Si-Anforderung nachgewiesen werden kann, daß das dickenreduzierte System aufgrund seiner Materialeigenschaften den ohnehin nur teilweisen Ersatz der geologischen Barriere besser ermöglicht. Entsprechende Überlegungen sollen nachfolgend vorgestellt werden.

2 Anforderungen an die geologische und die technische Barriere

Im Multibarrierenkonzept wird neben den Abdichtungssystemen und dem Deponiekörper auch der Deponiestandort als geologische Barriere aufgeführt. Darunter wird verstanden, daß Deponien auf einem geologisch und hydrogeologisch geeigneten Standort errichtet werden. Die TA Si, Kap. 10.3.2, definiert die geologische Barriere wie folgt:

> *"Als geologische Barriere wird der bis zum Deponieplanum unter und im weiteren Umfeld einer Deponie anstehende Untergrund bezeichnet, der aufgrund seiner Eigenschaften und Abmessungen die Schadstoffausbreitung maßgeblich behindert."*

Das Basisabdichtungssystem ist eindeutig so konzipiert, daß es eine möglichst große Dichtigkeit gegenüber dem Schadstoffaustritt aufweisen soll. Da für den Schadstoffaustritt Konvektions- und Diffusionsvorgänge maßgebend sind, wird als oberstes Element des Dichtungssystems immer eine quasi undurchlässige Konvektionssperre vorgesehen, die zusätzlich den diffusiven Transport weitgehend behindert. Somit ist das Basisabdichtungssystem im Sinne des Multibarrierenkonzeptes eindeutig eine Schadstoffsperrschicht.

Bei den heutigen Anforderungen an die Abdichtungssysteme und den ständig verbesserten Materialeigenschaften der künstlich erstellten Materialien ist ein solches Abdichtungssystem normalerweise "dicht". Dennoch hat sich in der Deponietechnik die Sicherheitsphilosophie durchgesetzt, daß zur Abdeckung von Einbaufehlern oder unter Betrachtung langfristiger Alterungsvorgänge künstlich erstellter Materialien der anstehende Untergrund als letzte Barriere eine Schadstoffausbreitung über die Deponiegrenzen hinaus verhindern soll. Dabei soll der Untergrund wie ein Schwamm wirken, d. h. Aufnahme, Pufferung und wenn möglich Abbau der aus dem Dichtungssystem ankommenden Schadstoffe.

Damit unterscheiden sich die prinzipiellen Wirkungsweisen des Basisabdichtungssystems und der geologischen Barriere. Das Abdichtungssystem fungiert als Sperrschicht, die möglichst wenige Schadstoffe durchtreten lassen soll, die geologische Barriere als Aufnahmeschicht, die im Falle eines Schadstoffaustritts möglichst viele Schadstoffe über eine lange Zeit binden soll.

Die Beurteilung, inwieweit ein vorhandener Untergrund Barriereeigenschaften besitzt oder ob diese Eigenschaften durch technische Zusatzmaßnahmen verbessert werden können, ist zumeist schwierig. Dies zeigt sich auch darin, daß es kaum zahlenmäßige Anforderungen an den Untergrund gibt.

Insgesamt stellt die TA Si folgende Anforderungen an die geologische Barriere:

- schwach durchlässiges Locker- und Festgestein nach DIN 18 130 ($10^{-6} < k < 10^{-8}$ m/s)
- mehrere Meter Mächtigkeit (keine quantitative Festlegung)
- hohes Schadstoffrückhaltepotential (keine Vorgabe eines Bewertungskriteriums)
- flächige Verbreiterung über die Ablagerungsfläche hinaus (keine quantitative Festlegung)
- möglichst homogene Ausbildung (keine Vorgabe eines Bewertungskriteriums)
- Verdichtungsgrad am Planum entsprechend Tab. 4 der Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTVE)
- kein Grundwasser im obersten Meter unter dem Dichtungsauflager.

Daraus wird ersichtlich, daß sich die einzige quantitative Anforderung auf die Durchlässigkeit des Untergrundes bezieht, auf dessen Einhaltung aber häufig in der Praxis als einziges k.o.-Kriterium beharrt wird. Die Frage nach der eigentlichen Aufgabe der Schicht - der Schadstoffbindung - wird dabei nur unzureichend erfaßt. So zeigt z. B. Bild 1, daß bereits feinsandige Schluffe (Körnungsbereich 9) diese Durchlässigkeitsanforderungen erfüllen, ohne dabei jedoch über einen Feinstkornanteil verfügen zu müssen. Der Bereich des schwach durchlässigen Materials zeigt für die speziellen, dargestellten Verteilungen erst bei k-Werten unter 10^{-7} m/s einen gewissen Feinstkornanteil. Dieser wird nur anteilig einige Gew.-% quellfähiger Tonminerale beinhalten, so daß z. B. die Kationenaustauschkapazität (KAK) und somit das Rückhaltevermögen eines solchen Materials eher gering sein wird. Wäre dies nun ein geeigneter Untergrund im Sinne des Multibarrierenkonzeptes?

Sofern die o. g. Anforderungen an die geologische Barriere nicht vollständig erfüllt werden, sieht die TA Si zusätzliche technische Maßnahmen vor, die zusammen mit der nicht perfekten geologischen Barriere die o.g. Anforderungen erfüllt. Vorgaben, welche technischen Maßnahmen im Regelfall zur Verbesserung des Untergrundes durchzuführen sind, werden in der TA Si nicht aufgeführt.

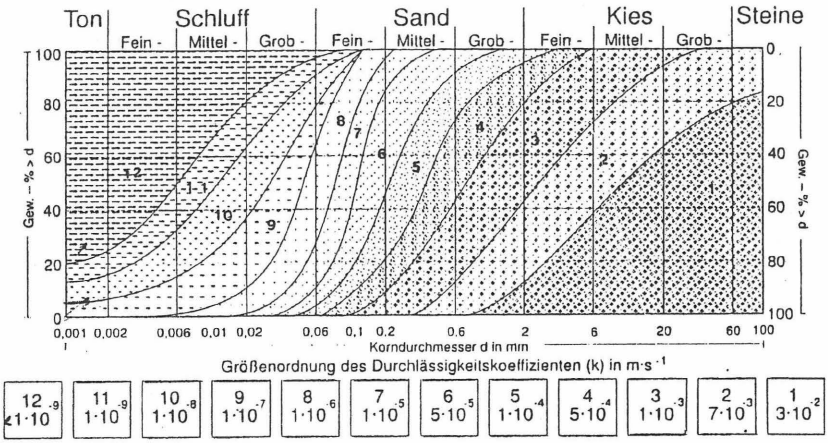


Bild 1: Typische Durchlässigkeiten verschiedener Kornverteilungen [OELTZSCHNER; 1989]

Lediglich im Falle einer mangelnden Homogenität des Untergrundes in den oberen 3 m unter Deponieplanum wird in Kapitel 10.3.2 der TA Si für diese Flächen der Einbau einer homogenen Ausgleichsschicht mit einem k-Wert < $1 \cdot 10^{-7}$ m/s gefordert:

Vorgaben zum Anteil und zur Art der Tonmineralien oder zur KAK des Materials als Maßstab für dessen Sorptionsverhalten liegen nicht vor. Zur Erfüllung der TA Si könnte somit aus Bild 1 der gröbere Bereich der Kornverteilungskurve 9 als Material einer technischen Barriere gebilligt werden. Ohne eine zusätzliche Forderung an Tonmineralgehalt und -art wäre das Sorptionspotential eines solchen Materials sehr gering, wodurch selbst ein teilweiser Ersatz der geologischen Barriere nicht gelungen wäre. Dies gilt auch dann, wenn die Qualität der geologischen Barriere so schlecht ist, daß die Dicke der technischen Barriere mit 3m gewählt werden muß.

Daher stellt sich die Frage, ob nicht mit einem dünneren, aber hochwertigerem System die Schadstoffrückhaltefunktion besser realisiert werden kann. Diese Frage soll nachfolgend anhand eines Beispiels diskutiert werden. Hierbei ist wichtig, daß die nachfolgenden Ausführungen losgelöst von dem eigentlichen Basisabdichtungssystem zu sehen sind, also mit der technischen Barriere alleine die homogene Ausgleichsschicht gemeint ist, während eine Basisabdichtung nach TA Si ohnehin zusätzlich vorhanden sein muß.

3 Vergleich der Wirksamkeit verschiedener Varianten der technischen Barriere

3.1 Kriterien für den Vergleich

Wird davon ausgegangen, daß an einem Standort eine 3m dicke technische Barriere eingebaut werden soll, kann durchaus ein Vergleich verschiedener Ausführungsvarianten stattfinden. In diesem Fall kann auch die Gleichwertigkeit von Alternativen gegenüber den Anforderungen der TA Si beurteilt werden.

Die Frage der Gleichwertigkeit verschiedener Ausführungsvarianten der technischen Barriere muß völlig entkoppelt betrachtet werden von der Gleichwertigkeitsdiskussion von Abdichtungssystemen. Solange Bauartenzulassungen nicht vorliegen, müssen jeweils Einzelfallgenehmigungen alternativer Systeme für jeden Standort ausgestellt werden. Gleichwertigkeitsnachweise für Einzelfallgenehmigungen wurden inzwischen bereits erstellt [Demmert/Steffen/Asmus, 1994] und werden in der Regel von der Genehmigunsbehörde an das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) zur Begutachtung und Stellungnahme weitergeleitet. Dabei reduziert sich die Begutachtung durch das DIBt auf die reinen Dichtungssysteme - die geologischen Verhältnisse werden von diesem Vergleich abgekoppelt und müssen direkt mit den entsprechenden Genehmigungsbehörden abgestimmt werden. Insofern ergibt sich derzeit eine Einzelfallgenehmigung eines alternativen Abdichtungssystems über die Genehmigungsbehörde und das DIBt - die Einzelfallgenehmigung über die Art der von der TA Si abweichenden technischen Barriere alleine über die Genehmigungsbehörde.

Unabhängig von diesem Procedere kann der Vergleich verschiedener technischer Barriere nach dem gleichen "Strickmuster" erfolgen wie bei den Abdichtungssystemen. Dazu wird nur eine andere Wichtung der zu beurteilenden Kriterien zugrundegelegt. Tabelle 1 zeigt einen Überblick darüber, bei welchen Kriterien bei den drei verschiedenen Systemen von Bedeutung sind.

Tab. 1: Unterschiedlicher Kriterienkatalog für einen Gleichwertigkeitsnachweis verschiedener Systeme

Anforderungen an das System	Im Gleichwertigkeitsnachweis zu überprüfende Eigenschaften	Basisabdichtungssystem	Oberflächenabdichtungssystem	Technische Barriere
1. Dichtigkeit	– Konvektionsverhalten	x	x	x
	– Diffusionsverhalten	x	-	x
	– Rückhaltevermögen	x	-	x
	– Gasdurchlässigkeit	-	x	-
2. Standsicherheit	– Verformungsverhalten	x	x	o
	– Gleit- und Scherfestigkeit	x	x	o
3. Beständigkeit	– Sickerwasserbeständigkeit	x	-	o
	– Temperaturbest. (Austrocknung)	x	x	x
	– Frost-Tau-Verhalten	o	x	o
	– Erosions- und Suffosionsverhalten	o	x	-
	– Pflanzen- und Tierbeständigkeit	-	x	-
	– Gas- und UV-Beständigkeit	-	x	-
4. Herstellbarkeit	– Witterungsempfindlichkeit	x	x	o
	– Homogenität im eingebauten Zustand	x	x	x
	– Mechan. Empfindlichkeit (Befahrbarkeit)	x	x	o
	– Umfang der QS-Maßnahmen (Prüfbarkeit)	x	x	o

x = wichtiges Kriterium
o = nur im Ausnahmefall von Bedeutung
- = unwesentliches Kriterium

Wie aus der Tabelle 1 ersichtlich wird, sind zur Beurteilung der Wirksamkeit einer technischen Barriere von Bedeutung:

- Konvektions- und Diffusionsverhalten,
- Sorptionsverhalten,
- Temperaturbeständigkeit und
- Homogenität in eingebautem Zustand.

Zwar kann im Einzelfall die Standsicherheit bei steilen Einbauneigungen von Bedeutung sein, doch wäre dann in der Regel schon das Abdichtungssystem kaum herstellbar. Die Sickerwasserbeständigkeit ist durch die Pufferwirkung des Abdichtungssystems bei gleichzeitig hoher Auflast ebenso wie das Frost-Tau-Verhalten von untergeordneter Bedeutung. Die Witterungsempfindlichkeit, die Befahrbarkeit und die Prüfbarkeit treffen auf alle mineralischen Elemente zu und sind im Vergleich zweiter vom Prinzip gleichartiger, nur unterschiedlich dicker mineralischer Elemente unbedeutend.

Im vorliegenden Beispiel wird eine typische Anwendung einer technischen Barriere anhand eines Beispieles diskutiert. Dabei handelt es sich um den Fall einer Deponieerweiterung auf einem verwitterten Festgesteinsuntergrund mit nur geringer bindiger Deckschicht. Aufgrund der für die Entwässerung notwendigen Basisprofilierung muß in manchen Bereichen die Deckschicht abgeschoben werden, so daß ein Kontakt zwischen Deponieauflager und klüftigen Festgestein vorliegen würde. In diesen Flächen soll nun eine technische Barriere eingebaut werden, die aufgrund der Anforderungen mit einer Dicke von 3m angesetzt werden müßte.

Hierzu sollen vier Ausführungsvarianten diskutiert werden:

a) Standardsystem TA Si
   - Schluff oder ähnliches mit $k = 1{,}0 \cdot 10^{-7} - 1{,}0 \cdot 10^{-8}$ m/s, d = 3,0 m

b) Variante 1
   - Ton mit $k = 1{,}0 \cdot 10^{-10}$ m/s, d = 1,0 m

c) Variante 2
   - Ton mit $k = 1{,}0 \cdot 10^{-10}$ m/s, d = 0,6 m

d) Variante 3
   - Ton mit $k = 1{,}0 \cdot 10^{-10}$ m/s, d = 0,7 m und darunterliegender Bentonitmatte mit $k = 5{,}0 \cdot 10^{-11}$ m/s.

Der bei den Varianten 1 - 3 angesprochene Ton ist ein natürlicher, sehr plastischer Ton mit einem Feinstkornanteil von über 50 % und einer Kationenaustauschkapazität von 18 mval/100 g, der von einer externen Tongrube geliefert werden kann.

Aus baupraktischer Sicht werden bei der Variante 3 vorsorglich die ersten 10 cm des Tones über der Bentonitmatte nicht mit einer Schaffußwalze verknetet, um Beschädigungen der Bentonitmatte zu vermeiden. Insofern wird der k-Wert von 10^{-10} m/s nur in den oberen 0,6m erreicht und bei den späteren Stofftransportberechnungen auch nur dort berücksichtigt.

3.2 Konvektions- und Diffusionsverhalten

Die technische Barriere wird nur dann einem Stofftransport ausgesetzt, wenn Deponiesickerwasser die darüber liegende Basisabdichtung flächig durchdringt, was den Ausfall der Konvektionssperre oder zumindest deren Schädigung voraussetzt. Für einen solchen Fall können dann die verschiedenen Ausführungen der technischen Barriere bzgl. ihres Stofftransportverhaltens verglichen werden.

Die Stofftransportmodellierungen, basierend auf den von Darcy und Fick aufgestellten Gesetzmäßigkeiten zur Konvektion und Diffusion, können mit vertretbarem Aufwand nur eindimensional und für gesättigte Verhältnisse ausgeführt werden. Dabei wird nicht der tatsächliche, sondern ein konservativ abgeschätzter Emissionsverlauf gegenüber den realitätsnäheren, ungesättigten Verhältnissen modelliert. Bei Tonen haben unterschiedliche Autoren einen anfänglich strömungslosen Bereich bis zu einem i = 30 festgestellt. Die dabei stark schwankenden Beobachtungen zur Existenz des Anfangsgradienten können teilweise durch unterschiedliche Meßeinrichtungen aber auch durch Versuchsfehler erklärt werden (SCHILDKNECHT/ SCHNEIDER, 1987). Um diesbezogene Unsicherheiten zu vermeiden, wird konservativ für die Emissionsberechnungen ein Anfangsgradient außer Acht gelassen.

Da Abbau- und Sorptionsvorgänge rechnerisch sehr schwierig zu erfassen sind, werden für die Stofftransportberechnungen das perseverante Chlorid verwendet. Dabei wird für den Ton ein Diffusionskoeffizient von $2{,}6 \cdot 10^{-6}$ cm²/s und für die in der Variante 3 verwendete Bentonitmatte ein halbierter Wert von $1{,}3 \cdot 10^{-6}$ cm²/s angesetzt (MADSEN/ NÜESCH, 1994). Die Beurteilung des Sorptionsverhaltens erfolgt getrennt an anderer Stelle.

Dies hat Konsequenzen auf die Beurteilung des Konvektionsverhaltens des Standardsystems einer technischen Barriere nach TA SI. Offensichtlich verbessert eine um mehr als 2 Zehnerpotenzen durchlässigere, 3m dicke Schicht den Schadstoffdurchtritt nur unwesentlich, wenn man Rückhaltevorgänge nicht betrachtet. Mit anderen Worten bedeutet dies, daß die durch eine Dichtung durchdringende Schadstoffmenge auch die technische Barriere in gleichem Maße durchdringt. Somit ist ein Nutzen des TA-SI Systems einer technischen Barriere auf das Konvektions- und Diffusionsverhalten nicht vorhanden.

Welchen Einfluß haben nun die dünneren, aber hochwertigeren drei anderen Varianten? Im Bild 3 ist der unterschiedlich hohe Schadstoffaustrag der TA Si-Variante zu den anderen drei Varianten unter alleiniger Simulation der technischen Barrieren ohne Basisabdichtung sichtbar. Die Berechnungen erfolgten bei allen Systemen mit einer Chloridkonzentration von 3 g/l für das Sickerwasser einer Deponieklasse II. Dabei wurde die 3m dicke TA Si-Variante mit einem k-Wert von 10^{-8} m/s bereits recht günstig simuliert.

Bei der Berechnung wird zunächst eine mobilisierbare Chloridmenge aus Literaturdaten abgeleitet. Für den Vergleich der Varianten wird nur die halbe Menge angesetzt, da davon ausgegangen werden kann, daß mindestens die Hälfte der Schadstoffe während der Funktionsfähigkeit des Sickerwassersammelsystems regulärer ausgetragen wird.

Bei Annahme wassergesättigter Verhältnisse beträgt der Schadstoffaustrag der Varianten nur wenige Prozent von dem der TA Si-Variante. Das Emissionsmaximum der TA Si-Variante ist bereits nach 5 Jahren mit einem jährlichen Chloridaustrag von 900 g/m^2 erreicht. Danach fällt die Kurve wieder ab, da bei der Berechnung nicht eine unendliche sondern eine finite Chloridmasse im Deponiekörper und somit auch im Sickerwasser angesetzt wurde. Durch den Schadstoffaustrag reduziert sich die in der Deponie enthaltene Menge und verringert im gleichen Zuge die Sickerwasserkonzentration. Dadurch ist das durch die Dichtung durchtretende Sickerwasser mit einer geringeren Konzentration belastet, so daß bei gleicher Durchtrittsmenge an Sickerwasser die Emissionskurve fällt. Dieser Effekt wäre bei Ansatz einer unendlichen Schadstoffmenge nicht vorhanden.

Bei dem im Bild 3 gewählten Maßstab ist eine sichtbare Unterscheidung der Varianten 1-3 nicht möglich. Deren Emissionsraten sind nahezu konstant und liegen in allen drei Fällen unter 50 g/m^2·a. Das Konvektions- und Diffusionsverhalten der drei Varianten ist somit trotz der geringeren Dicke bei wassergesättigten Verhältnissen deutlich besser, auch wenn sich der Unterschied unter Berücksichtigung der durch die Basisabdichtung verzögerten Durchsickerung und der so entstehenden ungesättigten Verhältnisse mit der Zeit verringert.

In Bild 4 sind die Chloridemissionen der drei Varianten im logarithmischen Maßstab gegenübergestellt. Dabei wird deutlich, daß sich die Dickenreduzierung von 1,0m auf 0,6m diffusionsbedingt etwa linear im Emissionsmaximum niederschlägt. Die zusätzliche, 1cm dicke Bentonitmatte bei der Variante 3 wurde mit einem k-Wert von $5 \cdot 10^{-11}$ m/s simuliert und bewirkt eine sichtbare Abnahme des Emissionsmaximums gegenüber der 0,6m dicken Variante ohne Bentonitmatte. Diese Reduktion ist weniger eine Folge der nur halb so großen Durchlässigkeit sondern des ebenfalls nur halb so großen Diffusionskoeffizienten der Bentonitmatte. Eine weitere, auflastbedingte Verringerung des k-Wertes der Bentonitmatte würde für diesen Fall das Emissionsmaximum nicht mehr beeinflussen, da der Austrag in den Untergrund durch die Matte größtenteils diffusiv erfolgt.

Schlußfolgerung: Eine technische Barriere mit einem k-Wert von $1 \cdot 10^{-7}$ m/s hat eine deutlich geringere Wirksamkeit als ein dünneres, hochwertigeres System, da das durch die Basisabdichtung durchtretende Sickerwasser eine solche Barriere nahezu widerstandslos

durchdringt. Ein spürbarer Potentialabbau würde erst bei k-Werten unter $1 \cdot 10^{-9}$ m/s auftreten, auch wenn es sich hier um dünnere Systeme handelt. Insofern hat das 3m dicke TA Si System aus Sicht des Stofftransportes nur dann einen Sinn, wenn es bei dem Durchfluß der Barriere zu einer hohen Schadstoffrückhaltung kommt.

3.3 Schadstoffrückhaltevermögen

Unter dem Begriff des Schadstoffrückhaltevermögens fallen eine Reihe von Umsetzungs- und Anlagerungsprozesse, wie u.a. Ionenaustausch, Filterung, Fällung und biologischer Abbau. Sämtliche Vorgänge haben den Nachteil, kaum quantifizierbar und erst recht nicht rechnerisch nachvollziehbar zu sein. Der noch am einfachsten bestimmbare Bodenkennwert ist die Kationenaustauschkapazität (KAK), die eine Aussage über die Größe der Rückhaltung von Kationen (z.B. Schwermetallen) in den Tonmineralien erlaubt. Insofern wird im folgenden vereinfachend die KAK mit einem theoretischen Ansatz als Maßstab des Schadstoffrückhaltevermögens beurteilt.

Für die unterschiedlichen Tonminerale sind die Kationenaustauschkapazitäten (KAK) bekannt. Je höher die KAK eines Tonminerals ist, desto stärker ist dessen Sorptionsfähigkeit. Typische Werte für die KAK sind (Kruse, 1993):

- Kaolinit: 4 mval/100 g
- Illit: 28 mval/100 g
- Montmorillonit: 120 mval/100g.

Eine Beurteilung des Schadstoffrückhaltevermögens der vier Systeme ist schwierig und kann sich als Bewertungsmaßstab alleine an der Kationenaustauschkapazität orientieren. Der vorgesehene Ton hat aufgrund seines hohen Anteils an illitischen und smectitischen Tonmineralien eine KAK von ca. 18 mval/100g. Bei einer zu erwartenden Einbaudichte von etwa 15,8 KN/m^3 kann eine fiktive, rechnerische KAK pro Quadratmeter Fläche als theoretischer Rechenwert abgeschätzt werden. Für die Variante 1 mit einer Dicke von 1,0m ergibt sich diese zu:

$$KAK(1m^3) = 1580\ kg/m^3 \cdot 180\ mval/kg \cdot 1{,}0m = 284\,400\ mval/m^2$$

Eine solche Austauschkapazität ist von einer technischen Barriere nach TA Si selbst mit einem k-Wert um $1 \cdot 10^{-8}$ m/s und einer Dicke von 3m nicht zu erwarten. Unterstellt man für eine solche Barriere einen günstigen Feinstkornanteil von 20% wovon 30% sorptionsfähige (illitische) Tonminerale sind, kann man überschlägig eine KAK bei einer Einbaudichte von 18 KN/m^3 und einer Dicke von 3m ermitteln zu:

$$KAK(3m^3) = 0{,}3 \cdot 280\ mval/kg \cdot 0{,}2 \cdot 1800\ kg/m^3 \cdot 3{,}0m = 91\,800\ mval/m^2$$

Selbst bei diesem, für das TA Si-System schon sehr günstigem Vergleich lassen sich für die Varianten 1-3 ein deutlich günstigeres Sorptionsverhalten erwarten als für die TA Si-Variante. Durch die Angabe einer fiktiven KAK/m^2 kann man ein gewisses Sorptionspotential einer technischen Barriere festlegen. Da bei diesem Wert auch die Dicke der Schicht eingeht, kann auf der anderen Seite auch der Einsatz zu dünner System umgangen werden.

Die dabei pro m^2 vorzugebende KAK sollte aus baupraktischer und finanzieller Sicht nicht die Verwendung reiner und hoch sorptionsfähiger Tone präjudizieren, sondern auch die

Verwendung aufzubereitender, standortnaher Böden ermöglichen. In diesem Fall ist die Zumischbarkeit von Tonmehl (ca. 50-80 mval/100g) bei vielen Böden aus baupraktischer Sicht auf 3-5% beschränkt, was eine zusätzliche KAK von ca. 2-4 mval/100g Gesamtmasse bewirken würde.

Um einen Rechenwert für die gewünschte Größe der KAK zu ermitteln, wird von einem aufbereiteten Boden ausgegangen, der durch die Bentonitzumischung allerdings eine höhere Austauschkapazität hat als in der TA Si vorgeschrieben ist. Es wurde hier ein Boden ohne sorptionsfähige Tonminerale gewählt, bei dem die KAK durch eine 5-prozentige Bentonitzumischung (80 mval/100g) für einen sandig-schluffigen Boden bei einer Dicke von 3m und einer Einbaudichte von 1,8 t/m³ etwa abgeschätzt werden kann zu:

$$KAK_{Soll} = 0{,}05 \cdot 1.800\ kg/m^3 \cdot 800\ mval/kg \cdot 3\ m = 216.000\ mval/m^2$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{KAK_{Soll} \sim 200.000\ mval/m^2}$$

Höhere Kationenaustauschkapazitäten eines Bodens in Verbindung mit geringeren Duchlässigkeiten können dann zu einer Dickenreduktion der einzubauenden technischen Barriere im Einzelfall genutzt werden. Der Rechenwert einer KAK von 200.000 mval/m² ist selbstverständlich ein Diskussionswert, der auf der anderen Seite in vielen Fällen über dem Wert derzeit eingebauter technischer Barrieren liegt.

Schlußfolgerung: Nicht nur aus Sicht des Konvektions- und Diffusionsverhaltens sondern auch des Sorptionsverhaltens kann ein dünneres System bessere Eigenschaften erwarten lassen, wenn es nicht nur einen hohen Feinstkornanteil sondern einen entsprechend hohen Anteil sorptionsfähiger Tonminerale beinhaltet. Aus Sicht des Stofftransportes ist der Einbau einer mehrlagigen technischen Barriere mit einem k-Wert von $1 \cdot 10^{-7}$ m/s und ohne Vorgabe des Tonmineralanteils oder dessen KAK nicht sinnvoll.

3.4 Homogenität des Materials im eingebauten Zustand

Mit der Homogenität des Materials soll gewährleistet werden, daß das eingebaute System mit hoher Wahrscheinlichkeit über die gesamte Schichtdicke und Einbaufläche die geforderten Werte, etwa des k-Wertes, einhält.

Diese Betrachtung ist dann von Interesse, wenn eine Dickenreduzierung auch wegen einer deutlich resultierten Durchlässigkeit des Systems angestrebt wird. In diesem Fall muß natürlich auch die Einhaltung dieser Durchlässigkeit trotz möglicher Einbauschwankungen und damit möglicher Fehlstellen über die Mächtigkeit des dickenreduzierten Systems garantiert werden. Andererseits ist diese Homogenitätsbetrachtung für eine technische Barriere von geringerem Interesse als bei einer mineralischen Basisabdichtung. Dies liegt daran, daß die technische Barriere nicht als Sperrschicht konzipiert ist und zum anderen, anders als eine mineralische Abdichtung, keinem Einstau mit Sickerwasser unterliegt, sondern nur an den Stellen mit Sickerwasser in Berührung kommt, wo das darüberliegende Abdichtungssystem punktuell versagt.

Bei statistischen Betrachtungen an k-Wert-Messungen verschiedener Deponien und entsprechenden χ^2-Tests zeigte sich, daß die Durchlässigkeitsbeiwerte nicht mit einer einfachen Normalverteilung sondern besser mit einer Lognormalverteilung beschrieben werden können (Heibrock/Demmert, 1992). Die im Bild 5 dargestellte, statistische Betrachtung des für die 3 Varianten vorgesehenen Tones bei einer Verwendung als

Temperaturbeanspruchung aus dem Abfallkörper und der Kontakt der ungesättigten Bodenluft mit der technischen Barriere, die jeden Wasserverlust wegen des fehlenden Kapillarschlusses zum Grundwasser irreversibel machen. Allerdings wird der Temperaturgradient auf die technische Barriere durch die Basisabdichtung gedämpft.

Versuche von HOLZLÖHNER [1992] mit einem aufgezwängten Temperaturgradienten ergaben Austrocknungserscheinungen einer Tondichtung und eines Sand-Schluff-Gemisches über einem Mittel- und einem Grobsand, keine Austrocknung dagegen über einem Feinsand. Die sich durch die Saugspannungen öffnenden Risse können - je nach Plastizität des eingebauten Materials - durch entsprechend hohe Auflasten überdrückt werden, d.h. die Risse schließen sich wieder, da die Rißflanken nicht standsicher sind. Auch GOTTHEIL/BRAUNS [1995] berichten von der Autrocknung einer 1,0m dicken Kombinationsdichtung bei einer Temperaturbeanspruchung, wenn die Dichtung auf einem körnigen, kapillarbrechenden Untergrund aufgelagert wird. Dies wurde in einem 18m x 12m großen Versuchsfeld festgestellt.

Im unbelasteten Fall kann man bei Wasserverlust davon ausgehen, daß die Barriere eine Gleichgewichtsfeuchte über die Systemdicke einzustellen versucht, schrumpft und bei weiterem Wasserverlust mit Rissen reagiert. Im Endzustand, bei einer Abfallauflast, erscheint die Rißbildungsgefahr gering. Haben sich allerdings in der Zwischenzeit durch eine zu geringe Auflast Risse gebildet, müssen diese nicht unbedingt wieder zugesetzt werden. Dies ist auch eine Frage der dann in der Dichtung vorherrschenden Plastizität.

Liegen an einem Standort verschiedene Randbedingungen vor, die auf eine Austrocknungsgefahr der technischen Barriere schließen lassen, ist der Einsatz einer Bentonitmatte als Auflager der technischen Barriere zu überlegen (Variante 3). Dieses Bentonit baut höhere Wasserhaltekräfte auf als jegliches bindige Material einer technischen Barriere und gibt daher eingelagertes Porenwasser langsamer ab. Eine trocken eingebaute Bentonitmatte wird durch das Konsolidationswasser des Tons quellen und dann je nach Auflast und dem sich ergebenden Spannungszustand Durchlässigkeiten zwischen $5 \cdot 10^{-11}$ m/s bis $5 \cdot 10^{-12}$ m/s erreichen. Damit werden folgende Vorteile gegenüber den anderen Varianten erreicht:

1. Die Bentonitmatte stellt einen zusätzlichen Wasserstauer mit geringerer Durchlässigkeit als der Ton der Varianten 1-3 dar, wodurch der durch Gravitation und Konsolidation bewirkte Wasseraustrag verlangsamt wird.
2. Die pf-Kurve des reinen Bentonits verläuft noch steiler als die des Tons. Somit muß jeder Wassertropfen, der dem Ton entzogen und der Bentonitmatte weitergegeben wird, mit einer höheren Arbeit dem Bentonit entzogen werden. Dies bedeutet z.B. einen höheren, notwendigen Temperaturgradienten.
3. Eine gequollene Bentonitmatte hat keine Luftporen mehr, wodurch ein direkter Kontakt des Tons mit der Bodenluft des anstehenden, ungesättigten Untergrundes vermieden wird.

Durch diese Maßnahme wird die Austrocknung des Tons zeitlich verzögert und evtl. ganz behindert, da auch ein möglicher Temperaturgradient mit den Jahren abnimmt. Im gleichen Zuge erhöht sich die Auflast durch den voranschreitenden Abfalleinbau. Somit wird die Gefahr des Auftretens standsicherer Risse eindeutig reduziert.

Schlußfolgerung: Bei starker Austrocknungsgefahr der technischen Barriere sollte überlegt werden, ob eine Bentonitmatte unter die technische Barriere gelegt werden sollte. Hier sind allerdings bei steileren Neigungen Standsicherheitsprobleme möglich.

4. Zusammenfassung

Bei einer Reihe potentieller Deponieerweiterungen werden die Anforderungen an die geologische Barriere nicht erfüllt. Daraus ergeben sich zwei Möglichkeiten:

1. Die Deponieerweiterung kann nicht stattfinden
2. Die Deponieerweiterung erfolgt unter der Maßgabe des Einbaus einer technischen Barriere zusätzlich zum Basiabdichtungssystem

Bei der Festlegung der Art der einzubauenden technischen Barriere müssen die Aufwendungen und der Nutzen in vernünftigem Verhältnis zueinanderstehen. Dazu muß man sich die Frage beantworten, was man mit der technischen Barriere erreichen will. Als weitere Sperrschicht des Sickerwassers ist sie bei einer höheren Durchlässigkeit als die Basisabdichtung nicht geeignet, da das durch die Basis durchtretende Sickerwasser nicht aufgehalten sondern allenfalls verzögert wird. Da die technische Barriere eigentlich die Funktion einer geologischen Barriere übernehmen soll, muß daher nicht der k-Wert sondern das Rückhaltevermögen im Vordergrund stehen.

Anhand eines Beispieles wurde aufgezeigt, daß eine dickenreduzierte Variante mit einem höherwertigen Ton im Einzelfall durchaus bessere Schadstofftransporteigenschaften aufweist als eine der TA Si entsprechende Ausführung, die sich nur an einem k-Wert von 10^{-7} m/s und einer Dicke von 3m orientiert. Es wäre wünschenswert, wenn für diese Betrachtungen eine allgemeingültige Anforderung aufgestellt werden würde, die realistisch die bestehende Verbindung zwischen Durchlässigkeitsbeiwert, Kornverteilung und Rückhaltevermögen beachtet. So sollte das Rückhaltevermögen der technischen Barriere stärker berücksichtigt werden, und sei es über den zweifelsohne unvollständigen Kennwert der KAK. Dabei wäre auch die Vorgabe einer fiktiven KAK bezogen auf 1 m² technischer Barriere denkbar, da damit auch die Dicke der Barriere erfaßt wird. Um hier die Diskussion voranzutreiben, schlagen wir für eine einzubauende technische Barriere eine KAK von 200.000 mval/m² vor (ca. 4-5 mval/100g bei d = 3 m bzw. ca 15 mval/100g bei d = 1 m).

Es ist klar, daß der Einbau einer solchen Schicht nie den kompletten Ersatz einer geologischen Bariere erfüllen kann. Dennoch stellt die Vorgabe einer KAK einen Fortschritt gegenüber der derzeitigen Praxis dar, da dadurch dem eigentlichen Sinn der technischen Barriere - dem Schadstoffrückhaltevermögen - eine stärkere Gewichtung gegeben wird. Auf der anderen Seite erscheint eine zu hohe Anforderung an die KAK schädlich, da dadurch die Verwendung aufbereitbarer Böden in Standortnähe häufig ausfällt und die ohnehin hohen Baukosten für die Dichtungsmaßnahmen durch weiteren Materialzukauf für die technische Barriere im unvernünftigen Maße nach oben getrieben werden.

Literatur

Demmert, S. [1993]:
Analyse des Emissionsverhaltens einer Kombinationsabdichtung im Rahmen der Risikobetrachtung von Abfalldeponien. Dissertation. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau der Ruhr-Universität Bochum, Heft 21.

Demmert, S./Steffen, H./Asmus, D. [1994]:
Gleichwertigkeitsbetrachtungen an Basisabdichtungsvarianten. Müll und Abfall 10/94

Gottheil, K.M./Brauns, J. [1993]:

Thermische Einflüsse auf die Dichtwirkung von Kombinationsdichtungen. 2. Arbeitstagung des BMFT-Verbundforschungsvorhabens "Deponieabdichtungssysteme". BAM, Berlin.

Heibrock, G./Demmert, S. [1992]:
Auswirkungen von Schwankungen der Durchlässigkeit von mineralischen Abdichtungen. Festschrift Hans Ludwig Jessberger. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau der Ruhr-Universität Bochum, Heft 20.

Holzlöhner, U. [1992]:
Austrocknung und Rißbildung in mineralischen Abdichtungsschichten der Deponiebasisabdichtung. Wasser und Boden.

Madsen, F./Nüesch, R. [1994]:
Eigenschaften und abdichtende Wirkung von Bentoniten. Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts Nürnberg, Heft 71.

Oeltzschner [1989]:
Die Aufgaben der geologischen Barriere beim Bau von Abfalldeponien. Abfallwirtschaftsjournal 1 (1989)

Scheffer, F./Schachtschabel, P. [1993]:
Lehrbuch der Bodenkunde. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart.

Schildknecht, F./Schneider, W. [1987]:
Über die Gültigkeit des Darcy-Gesetzes in bindigen Sedimenten bei kleinen hydraulischen Gradienten - Stand der wissenschaftlichen Diskussion-. Geologisches Jahrbuch C 48. Hannover.

Asphaltdichtungen für die Deponiebasis - Stand der Ausführungstechnik in der Schweiz

H. P. Pfiffner, Walo Bertschinger AG, Zürich, Schweiz

1. Einleitung

In der Schweiz werden seit 1979 bituminöse Abdichtungen für Deponien realisiert. Die eingesetzten Verfahren wurde aus dem Asphaltwasserbau übernommen den Bedürfnissen des Deponiebaus angepasst. Heute werden Deponien mit Asphaltdichtungen oder in Kombination mit anderen Dichtungssystemen (mineralische Dichtung, Foliendichtung) eingesetzt. Die Entwicklungen in den Bereichen Maschinen- und Materialtechnologie tragen dazu bei, daß bituminöse Beläge in zunehmendem Maß auch in anderen Ländern zur Sicherung von Altlasten eingesetzt werden.

2. Gesetzliche Grundlagen

Seit 1991 bildet in der Schweiz die Technische Verordnung über Abfälle (TVA) die wichtigste gesetzliche Grundlage für den Bau von Deponien. Das geforderte Abdichtungssystem zum Schutze der Umwelt besteht aus folgenden beiden Teilen:

- geologische Barriere: Die geologischen Verhältnisse am Deponiestandort müssen Mindestanforderungen in bezug auf Durchlässigkeit, Mächtigkeit, Homogenität und nutzbare Grundwasservorkommen erfüllen. Sofern diese Kriterien nicht erfüllt sind, können künstliche Abdichtungssystem (z.B. mineralische oder bituminöse Abdichtungen) die geologische Barriere ersetzen oder ergänzen.

- technische Barriere: Deponien müssen an Sohle und Böschung abgedichtet werden. Folgende Systeme stehen zur Auswahl:

  - Asphaltdichtung mit Dicke $d > 7$ cm und Hohlraumgehalt $H < 3$ %
  - Mineralische Dichtung mit Dicke $d > 80$ cm und Durchlässigkeit $k < 10^{-9}$ m/s
  - Kunststofffolie mit Dicke $d > 2.5$ mm über einer mineralischen Dichtung mit $d > 50$ cm
  - alternative Abdichtungen mit Gleichwertigkeitsnachweis

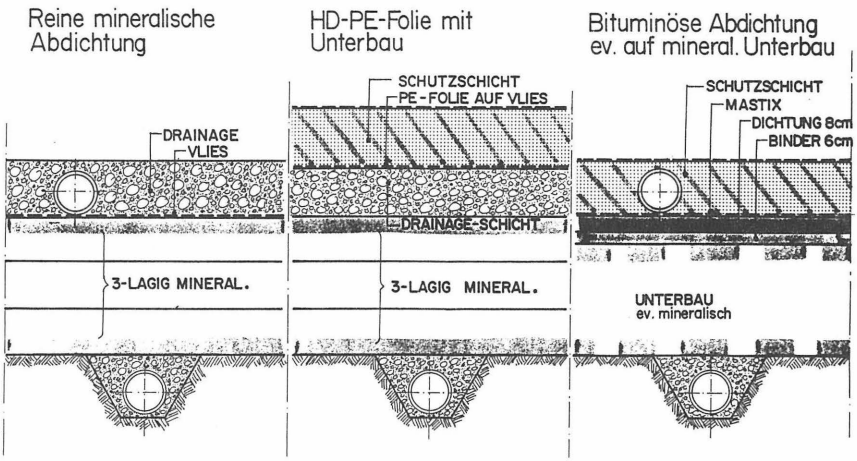


Abb. 1: Technische Barrieren nach TVA

Bei praktisch allen bestehenden und geplanten Deponiestandorten der Schweiz können die gesetzlichen Mindestanforderungen an die geologische Barriere nicht vollumfänglich erfüllt werden. Deshalb werden in der Praxis häufig zwei technische Barrieren übereinander erstellt.

3. Ausführung von Abdichtungssystemen

In der Schweiz werden Asphaltdichtungen sehr oft als obenliegende Dichtung in Kombination mit einer untenliegenden mineralischen Dichtung ausgeführt. Dazwischen wird häufig eine Trag- und Entwässerungsschicht aus Kiessand eingebaut. Dieses Konzept bringt vor allem auch für den späteren Betrieb gute Vorteile in Bezug auf die Befahrbarkeit und Beständigkeit. Die Oberfläche der Asphaltdichtungen können zusätzlich mit einer Versiegelungsschicht (Mastix) vor Umwelteinflüssen geschützt werden.

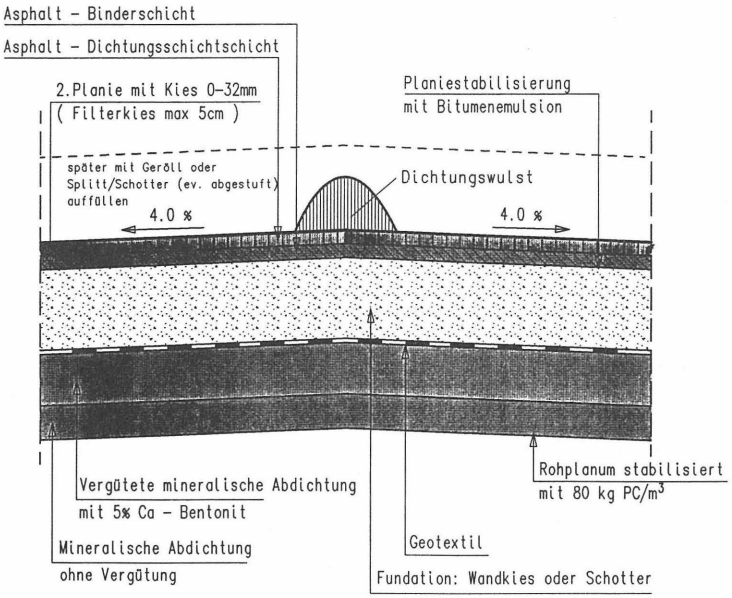


Abb. 2: Kombiniertes Abdichtungssystem mit 1-lagiger Asphaltdichtung (Beispiel aus der Schweiz)

In Deutschland wurden bereits typähnliche Systeme realisiert. Ein wesentlicher Unterschied besteht darin, daß Asphaltdichtungen sehr oft 2-lagig auf einer Tragschicht eingebaut werden.

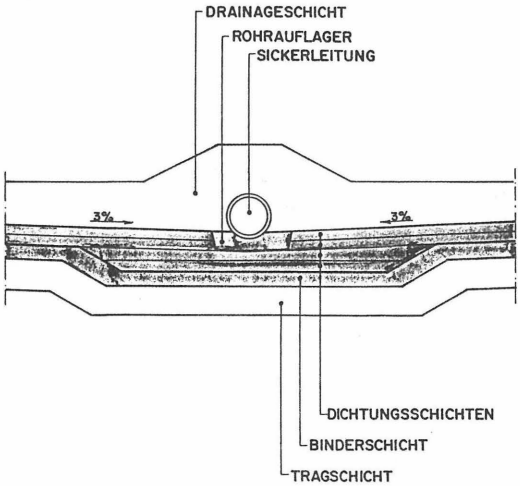


Abb. 3: Kombiniertes Abdichtungssytem mit 2-lagiger Asphaltdichtung (Beispiel aus Deutschland)

4. Geräte und Maschinen

Die eingesetze Maschinentechnik ermöglicht heute Böschungsneigungen bis 1 : 1.5. Der Einbau erfolgt dort mittels speziellen Fertigern und Walzen, die über Windenportale hochgezogen werden. Der Fertiger wird laufend über einen Nachlader mit Mischgut beschickt. Damit können Böschungslängen von 180 m (und mehr) ausgeführt werden. Durch den raschen Arbeitstakt können die einzelnen Dichtungsbahnen "heiss in heiss" eingebaut werden. Der Bauvorgang in der Sohle entspricht im Wesentlichen demjenigen des konventionellen Strassenbaus. Die markanten Unterschiede sind vor allem in der Behandlung der Fugen und Anschlüsse sowie der Zusammensetzung des Mischgutes zu erkennen.

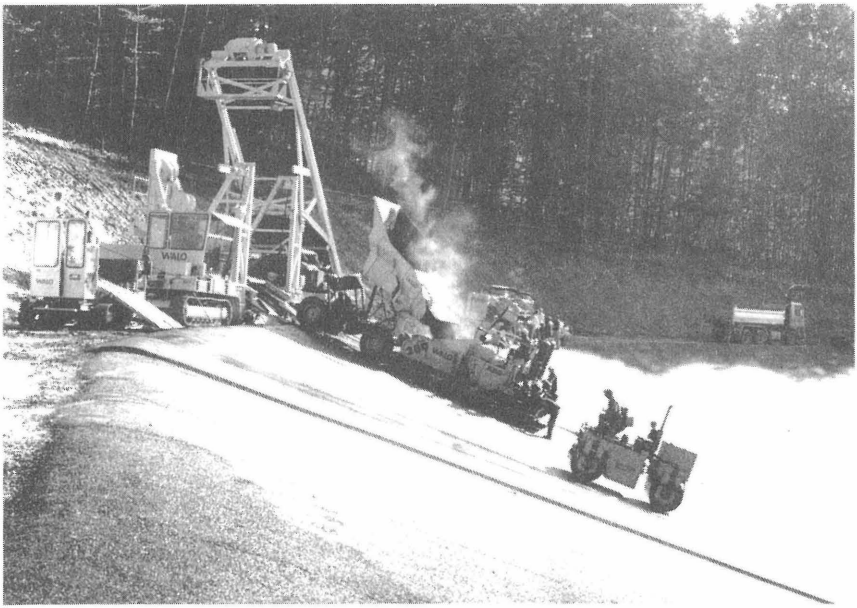


Abb. 4: Einbaugerät mit Nachladung für Asphalteinbau in Böschungen

5. Qualitätssicherung

5.1. Eignungsprüfung und Probeeinbau

Die Zusammensetzung des Mischgutes wird auf die lokalen Verhältnisse (Neigung, Klima, Höhenlage, Abfallstoffe, Untergrund, etc.) im Rahmen einer vorgängig durchzuführenden Eignungsprüfung (Labor) abgestimmt. Mit diesem Mischgut wird vor Ort ein Probeeinbau (1 - 3 Dichtungsbahnen) gemacht. Anschliessend werden verschiedene Prüfungen an Aggreg aten, am Mischgut sowie an entnommenen Bohrkernen vorgenommen. Damit liegen in der Regel genügend Ergebnisse zur Optimierung des Mischgutes vor.

5.2. Einbauprüfungen

Während des Dichtungseinbaus werden gemäß einem festgelegten QS-Plan laufend Prüfungen durchgeführt. Es wird dabei unterschieden zwischen der

- Eigenüberwachung durch den Unternehmer
- Fremdüberwachung durch eine vom Bauherrn beauftragte Prüfstelle.

Diese beiden unabhängigen Überwachungstellen sind eng aufeinander abgestimmt und garantieren einen hohen Qualitätsstandard.

6. Anschlüsse und Fugen

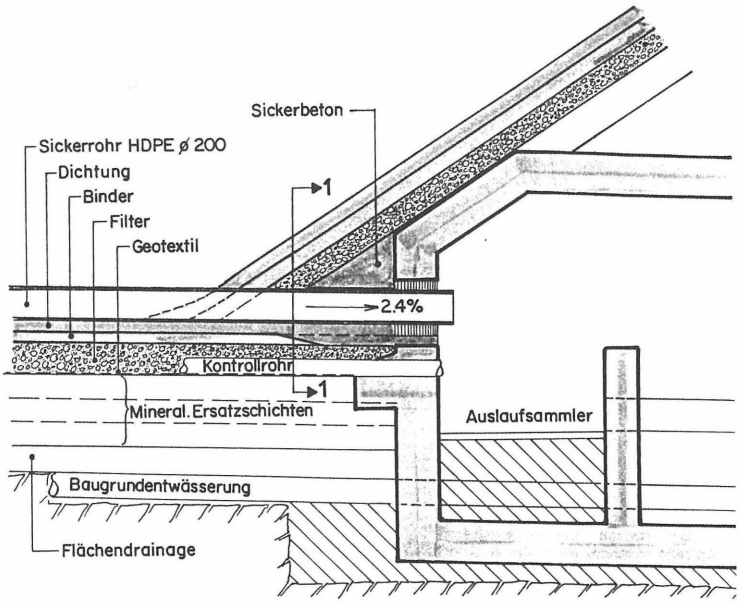


Abb. 5: Sickerrohreinführung in Entwässerungsbauwerk

6.1. Anschlüsse

Die Qualität der Asphaltdichtung hängt stark von der Ausbildung der Anschlüsse an Bauwerke ab. Durchdringungen sind wo immer möglich zu vermeiden. Die nachfolgend dargestellte Sickerrohreinführung in ein Entwässerungsbauwerk zeigt beispielhaft, wie durch sogenannte "Dichtungszungen" auf stumpfe Anschlüsse verzichtet werden kann. Unterstützend kann mit Schleppplatten oder ähnlichen Maßnahmen das Setzungsverhalten im Anschlussbereich homogenisiert werden.

6.2. Fugen

Dank der hohen Maschinenleistungen können die einzelnen Dichtungsbahnen "heiß in heiß" ausgeführt werden. Es entstehen keine eigentlichen Bahnfugen. Erkaltete Fugen - z.B. Tagesfugen - werden vor dem Weitereinbau aufgeheizt, aufgerauht und mit speziellen Bitumen angereichert. Im Rahmen der Fertigstellungsarbeiten werden Tagesfugen anschließend nochmals aufgeheizt und durch Handrüttelstampfer nachverdichtet. Die Qualitätsanforderungen (z.B. Hohlraumgehalt) können damit auch im Fugenbereich garantiert werden.

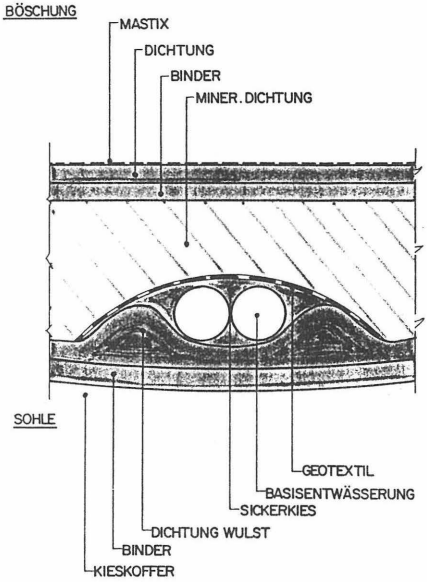


Abb. 6 : Sickerrohreinführung in Entwässerungsbauwerk

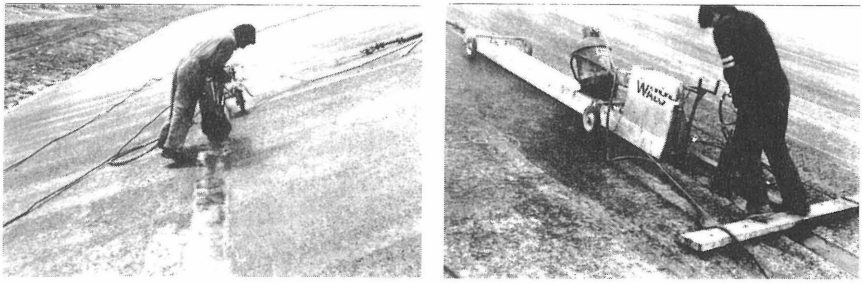


Abb. 7: Nachbehandlung von Tagesfugen in der Böschung

7. Schlusswort

Asphaltbeläge haben sich in der Schweiz als Dichtungssysteme für Deponien bewährt. Durch die enge Zusammenarbeit zwischen Planer und Ausführendem können optimale Lösungen realisiert werden. Es darf damit gerechnet werden, dass dieses Verfahren über die Schweiz und Deutschland hinaus weitere Verbreitung finden wird. Durch die stetige Weiterentwicklung von Maschinen und der Materialtechnologie kann der Einsatzbereich der Asphaltdichtungen sicher noch erweitert werden und in der Bewältigung der zukünftigen Altlastenproblematik einen wertvollen Beitrag leisten.

Einsatz von Kapillarsperren in Oberflächenabdichtungen

S. Melchior, B. Steinert, K. Burger & K. Berger, Institut für Bodenkunde,
Universität Hamburg

Kurzfassung

Kapillarsperren können zur Oberflächenabdichtung in Hangbereichen von Deponien und Altablagerungen eingesetzt werden. Kapillarsperren bestehen aus zwei Schichten: einer Kapillarschicht aus gut sortierten Sanden über einem filterstabilen Kapillarblock aus ebenfalls gut sortierten Kiesen. Die Wasserbewegung erfolgt in der Kapillarsperre im wasserungesättigten Zustand. Unter diesen Bedingungen ist die Wasserleitfähigkeit in der sandigen Kapillarschicht um mehrere Größenordnungen höher als im kiesigen und relativ trockenen Kapillarblock. Unter Hangbedingungen wird von oben zusickerndes Wasser daher in der Kapillarschicht seitlich abgeführt.

Versuche in einer 10 m langen Kipprinne verdeutlichen die Fließvorgänge in der Kapillarsperre und können zur Eignungsprüfung von Materialen für diese beiden Schichten genutzt werden. Die maximale Hanglänge einer Kapillarsperre ist in Abhängigkeit von den Eigenschaften der verfügbaren Materialien, von der Hangneigung, von der Hangform und von der erwarteten maximalen Zusickerungsrate zu dimensionieren. Diverse Testfelduntersuchungen in Dänemark, den U.S.A und in Deutschland belegen die Leistungsfähigkeit der Kapillarsperre, die seit einigen Jahren auf Deponien in der Schweiz und auch in Deutschland ausgeführt wird.

Grenzen der Anwendung bestehen auf zu gering geneigten Flächen, auf sehr langen und ggf. stark konkaven Hängen und bei sehr starken Setzungsdifferenzen des Untergrundes. Eine zweite zusätzliche Dichtung oberhalb der Kapillarsperre kann erforderlich sein, wenn die klimatische Situation des Standorts sehr hohe Zusickerungsraten in die Kapillarschicht erwarten lassen. Starke Gasbildung einer Altablagerung, seitliche Austritte von Stauflüssigkeit und eine örtlich begrenzte Verfügbarkeit der Materialien können die Anwendung der Kapillarsperre erschweren. Bezüglich der Langzeitbeständigkeit der Kapillarsperre besteht, wie bei allen Dichtsystemen, noch Forschungsbedarf.

Unter geeigneten Randbedingungen stellt die Kapillarsperre jedoch eine erfolgversprechende Alternative zur tonhaltigen mineralischen Dichtung dar, die in der Oberflächenabdichtung austrocknungsgefährdet ist. Sie bietet sich zudem als Element einer kontrollierbaren Verbunddichtung, beispielsweise unter einer Kunststoffdichtungsbahn, an.

1 Funktionsweise der Kapillarsperre

Dichtungen wirken in der Regel wasserstauend, indem sie den konvektiven Wassertransport entweder völlig unterbinden (Kunststoffdichtungsbahn) oder durch sehr geringe Wasserleitfähigkeit zumindest stark reduzieren (bindige mineralische Dichtung). Die abdichtende Wirkung der Kapillarsperre beruht auf einem anderen Prinzip. Es werden zwei im wassergesättigten Zustand hoch durchlässige Schichten kombiniert. Eine Sandschicht (*Kapillarschicht* oder *kapillare Leitschicht*) wird über eine Kiesschicht (*Kapillarblock* oder *kapillarbrechende Schicht*) gelegt. Dieser Schichtenaufbau wirkt unter wasserungesättigten Bedingungen als Dichtung.

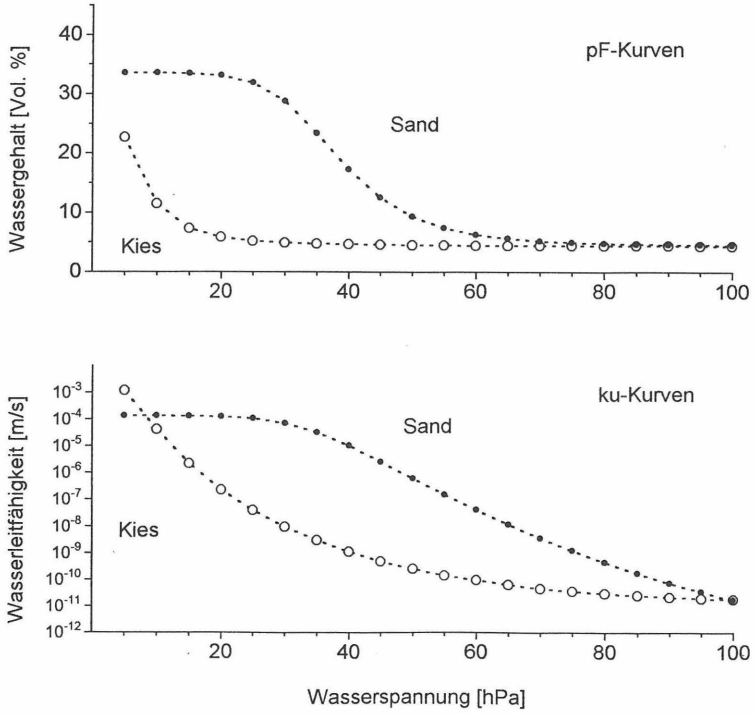


Bild 1 Wasserspannungs-/Wassergehaltscharakteristik (pF-Kurven) und ungesättigte Wasserleitfähigkeit (ku-Kurven) von Kapillarschicht (Mittelsand) und Kapillarblock (Kies 1/3). Kurven nach dem Ansatz van Genuchten (1980) berechnet (pF-Kurven an gemessene Werte angepaßt)

Bild 1 zeigt in seinem oberen Teil die Wassergehalts-/Wasserspannungscharakteristik (pF-Kurven) der beiden Schichten, in seinem unteren Teil die ungesättigten Wasserleitfähigkeitsfunktionen (ku-Kurven). Bei Sättigung ist der gesamte Porenraum wassergefüllt. Im Zuge der Entwässerung (steigende Wasserspannung) kann die Sandschicht zunächst ihr Wasser gegen die Schwerkraft als Haftwasser halten, während die Kiesschicht sofort entwässert. Dieses hat zur Folge, daß in der Sandschicht ein deutlich größerer wassergefüllter Porenquerschnitt für die ungesättigte Wasserbewegung zur Verfügung steht als in der Kiesschicht. Im Kies sind im ungesättigten Zustand nur noch sehr dünne Wasserfilme, vor allem in den Zwickeln der Kornkontaktpunkte, vorhanden, so daß die ungesättigte Wasserleitfähigkeit der Kiesschicht bei Wasserspannungen zwischen 10 und 60 hPa einige Zehnerpotenzen unter der Leitfähigkeit der Sandschicht liegt. Unter Hangbedingungen fließt das Wasser daher in der Sandschicht oberhalb des Porensprunges an der Grenzfläche zur Kiesschicht hangparallel ab, anstatt vertikal in die Kiesschicht zu infiltrieren.

2 Bisherige Untersuchungen und Anwendungen

Diese Zusammenhänge sind seit vielen Jahrzehnten bekannt. Überlegungen, sich diese Prinzipien zu Abdichtungszwecken zunutze zu machen, reichen bis in die 70er Jahre zurück. Erste Untersuchungen stammen aus Nordamerika, Frankreich und Dänemark (Literatur in MELCHIOR et al., 1991). Der erste Versuch unter Deponiebedingungen wurde auf der Altdeponie Georgswerder in Hamburg durchgeführt (MELCHIOR, 1993). Die Kapillarsperre hat sich dabei gut bewährt. Auch weitere Testfelder auf der Deponie „Am Stempel" bei Marburg (VON DER HUDE et al., 1994) und auf dem „Monte Scherbelino" in Frankfurt (JELINEK & VON DER HUDE, 1994) zeigen vielversprechende Ergebnisse. Mittlerweile werden Kapillarsperren in Nordamerika, in der Schweiz und in Deutschland auf mehreren Deponien eingesetzt, obwohl einige Grundlagen für die Dimensionierung der Schichten noch fehlen. Vor diesem Hintergrund wurde eine 10 m lange Kipprinne gebaut, um die Zusammenhänge zwischen Hangneigung, Hanglänge, Zusickerung in die Kapillarschicht, hangparallelem Abfluß in der Kapillarschicht und vertikaler Absickerung in den Kapillarblock für verschiedene Materialkombinationen zu untersuchen. Die Ergebnisse dieser Versuche werden im folgenden dargestellt.

3 Kipprinnenversuche

Die Rinne ist eine Rahmenkonstruktion aus Stahl mit den Innenmaßen B: 0,5 m, H: 1,0 m, L: 10 m (Bild 2). Sie kann durch eine handbetriebene Scherenhubvorrichtung bis zu einer Neigung von 1:3 (18,4°) in Längsrichtung stufenlos gekippt werden. Die Seitenwände der Rinne sind aus Acrylglas, Stahl und PEHD-Platten mit Durchführungen zur Aufnahme von Meßgeräten gefertigt. Der Boden der Rinne ist durch Längs- und Querbleche in Kammern unterteilt, um die Abflüsse einzelner Blockabschnitte getrennt zu fassen.

Die gesamte Rinne steht auf einer Wägevorrichtung, die Massendifferenzen auf ±1 kg und Veränderungen des Gesamtwassergehalts auf ±0,2 Vol.% auflöst.

Die Oberfläche der Kapillarschicht wird durch eine neuentwickelte, vollautomatisierte Anlage bewässert. Die Zugaberate ist zwischen 0,1 und 50 mm/d dosierbar, um die Absickerung aus Deckschichten oder aus einer über der Kapillarsperre liegenden zusätzlichen Dichtung realitätsnah nachzubilden. Zusätzlich wird Wasser von der oberen Stirnwand in die Kapillarschicht infiltriert, um Hangzugwasser vom Oberhang längerer Hänge zu simulieren.

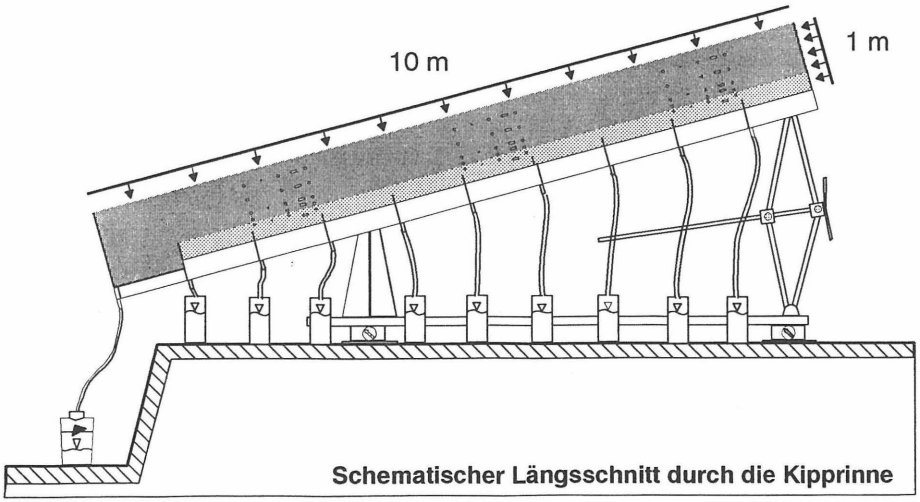


Bild 2 Die Kipprinne im Längsschnitt

Der Meßbetrieb erfolgt vollautomatisch mit stündlicher Auflösung bei werktäglichen manuellen Kontrollen. Neben der Wasserzugabe und den Abflüssen werden bei vollem Meßgerätebesatz die Wasserspannung mit 45 Druckaufnehmer-Tensiometern, der Wassergehalt mit 15 TDR-Gabeln und die Bodentemperatur mit neun Pt-100-Elementen gemessen. An 45 Punkten der Rinne sind Kapillaren für eine Farbtraceraufgabe zur Bestimmung von Fließrichtung und -geschwindigkeit vorgesehen. Der Aufbau der Rinne und die Meßtechnik sind in MELCHIOR et al. (1995) näher beschrieben.

Neben der 10-m-Rinne wird für Vor- und Sonderversuche eine ähnlich ausgestattete, aber deutlich kleinere Rinne mit den Maßen B: 0,2 m, H: 1,0 m, L: 1,0 m betrieben.

3.1 Untersuchte Materialien

Kapillarsperren müssen aus enggestuften Materialien mit geringer Ungleichförmigkeit aufgebaut werden. Das Porensystem der Kapillarschicht soll einerseits Wasser gegen die Schwerkraft halten und dabei andererseits eine hohe ungesättigte Wasserleitfähigkeit aufweisen. Das Material des Kapillarblocks soll im Rahmen der Filterstabilität einen größtmöglichen Porengrößensprung zur Kapillarschicht gewährleisten und eine möglichst geringe ungesättigte Wasserleitfähigkeit aufweisen.

Bild 3 zeigt die im Rinnenversuch getesteten Materialien im Vergleich zu den Materialien im Testfeld S3 auf der Deponie Georgswerder (MELCHIOR, 1993). Im Rinnenversuch wurde für die Kapillarschicht ein Mittelsand gewählt, der durch Siebe und Hydrozyklone aus dem Baggergut des Hamburger Hafens technisch gewonnen wird. Die Kornsummenkurve (30% fS, 65% mS und 5% gS) entspricht einem handelsüblichen 0/1-Sand. Rund 70% der Poren des verdichteten Sandes geben ihr Kapillarwasser in einem Saugspannungsbereich zwischen 20 und 60 hPa ab (Bild 1). Die Wasserleitfähigkeit von $1{,}3 \times 10^{-4}$ m/s im gesättigten Material nimmt durch diese gleichförmige Porenverteilung im ungesättigten Bereich bis zu einer Saugspannung von ca. 20 hPa nur geringfügig ab.

Als Kapillarblock wurde ein naßgesiebter 1/3-Kies eingebaut, der aus 65% Grobsand und 30% Feinkies besteht. Die pF-Kurve zeigt bei einer Saugspannung von 20 hPa nur noch eine Sättigung von 15% (Bild 1). Die Sättigung im Kapillarschichtmaterial liegt demgegenüber bei dieser Saugspannung noch über 90%. Die ungesättigte Wasserleitfähigkeit der Kapillarschicht ist daher bei dieser Saugspannung um mehrere Zehnerpotenzen höher als im Kapillarblock (Bild 1).

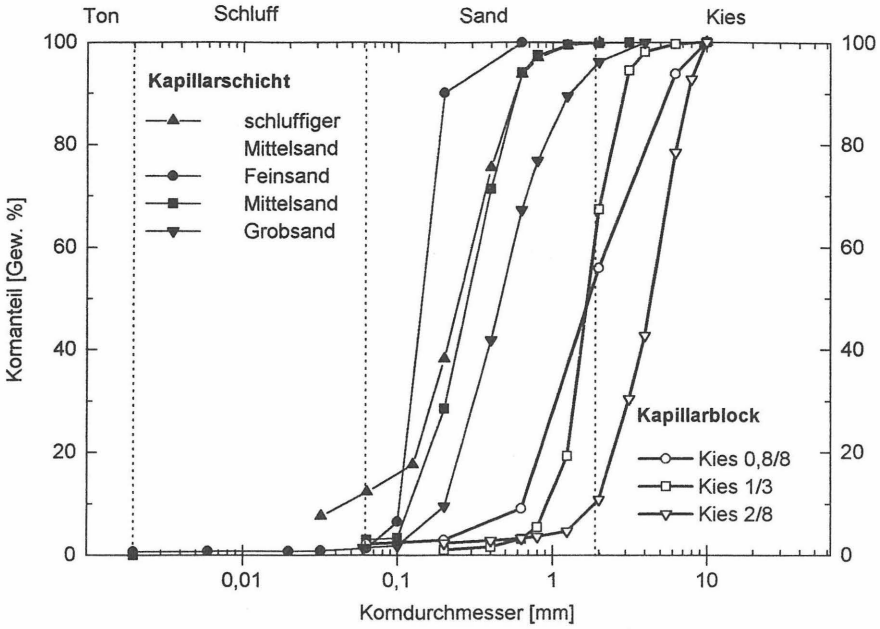


Bild 3 Kornsummenkurven der untersuchten Materialien

In zusätzlichen Versuchen an der kleinen Rinne wurden zum einen schluffhaltige und zum anderen grobsandige Kapillarschichtmaterialien getestet. Die Versuche mit einer grobsandigen Kapillarschicht in der großen Rinne sind noch nicht abgeschlossen.

3.2 Versuchsergebnisse zur Funktion von Kapillarsperren

Im folgenden werden ausgewählte Ergebnisse der Rinnenversuche dargestellt, die die Funktionsweise der Kapillarsperre verdeutlichen.

Der Einsatz von Farbtracern macht die Richtung und Geschwindigkeit der Wasserbewegung sichtbar. Bild 4 zeigt das Ergebnis eines solchen Versuchs. Durch Öffnungen in der Frontscheibe der Rinne werden zu Versuchsbeginn (Zeitpunkt t_0) zehn Farbpunkte aufgegeben. Die Aufgabepunkte liegen senkrecht zur Schichtgrenze im Abstand von 2 cm übereinander. Die Schichtgrenze ist 1:5 (11,3°) geneigt. Die Wasserbewegung in der Kapillarschicht erfolgte bei diesem Versuch stationär mit einer Flußrate von 130 l/d (bezogen auf eine

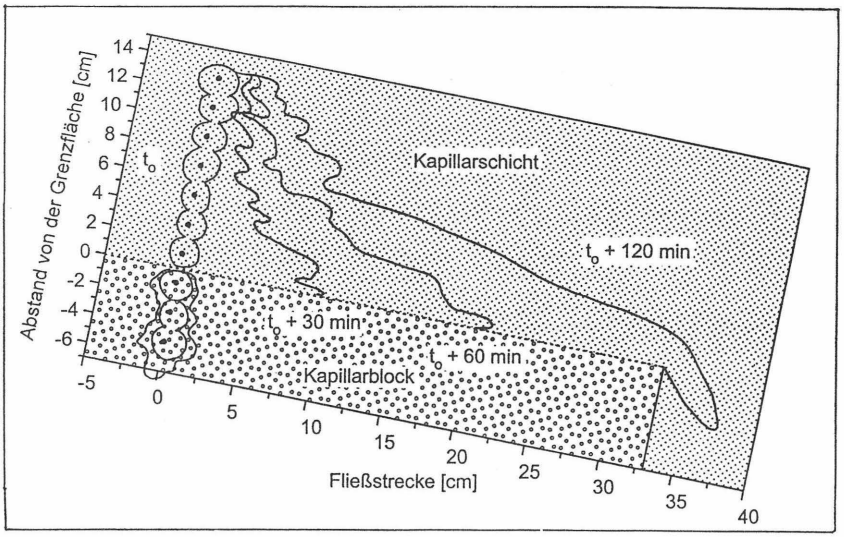


Bild 4 Verlagerung eines punktförmig aufgegebenen farbigen Markierungsstoffes bei einer Hangneigung von 1:5

Hangbreite von 1 m). Nach der Aufgabe bilden sich um die Aufgabepunkte zunächst angefärbte Höfe mit rund 2 cm Durchmesser. Durch das nachströmende farblose Wasser wird die Farbe in der Kapillarschicht verdrängt und als rund 2-5 cm breite Linie hangparallel verlagert. Dargestellt sind die Farblinien nach 30, 60 und 120 Minuten. Die Transportgeschwindigkeit ist direkt an der Schichtgrenze mit 6×10^{-5} m/s am höchsten. Mit zunehmender Höhe über der Schichtgrenze sinkt die Geschwindigkeit. In den ersten 11 cm über der Schichtgrenze tritt rund 80% der hangparallelen Wasserverlagerung auf. Im Kapillarblock ist die Wasserbewegung minimal, die Farbhöfe verschwimmen lediglich geringfügig.

Bild 5 zeigt die Abflüsse zweier Versuche an der 10-m-Kipprinne bei Hangneigungen von 1:25 (2,3°) und 1:5 (11,3°). Die Abflußraten sind sowohl flächenbezogen in Millimeter pro Tag als auch flächenunabhängig in Liter pro Tag angegeben. Die flächenunabhängige Angabe ist auf eine Hangbreite von 1 m bezogen, so daß abgelesen werden kann, welches Wasservolumen in den jeweiligen Schichten am Hangfuß durch einen senkrecht zur Fließrichtung liegenden Ausschnitt von dieser Breite abfließt.

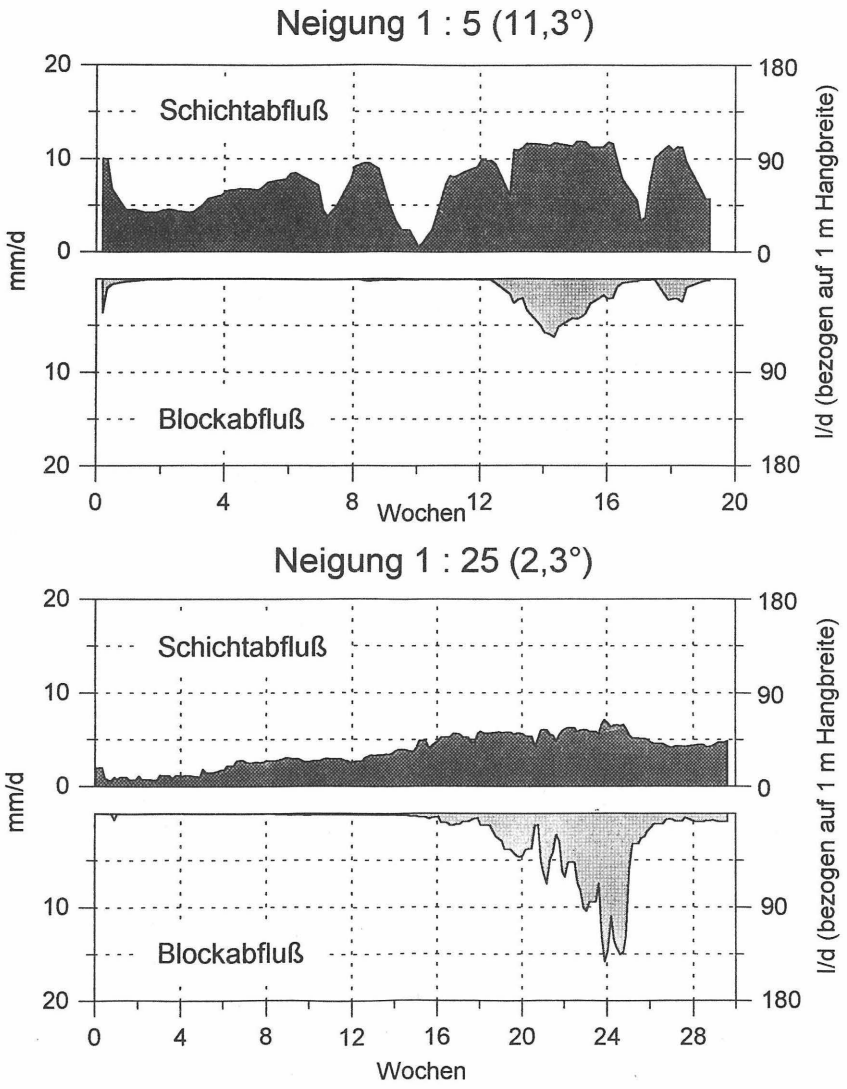


Bild 5 Abflüsse zweier Versuche in der 10-m-Kipprinne bei Neigungen von 1:5 und 1:25 (Kapillarschicht: Mittelsand, Kapillarblock: Kies 1/3)

Ziel der Versuche war, die Kapillarsperre bei jeder Hangneigung durch Steigerung der Wasserzugabe zum Versagen zu bringen. Die Kapillarsperre ist zunächst auch bei der geringen Hangneigung von 1:25 wirksam. In den ersten sechs Wochen fließen rund 10 l/d (bezogen auf 1 m Hangbreite) seitlich in der Kapillarschicht ab. Der Abfluß aus dem Kapillarblock beträgt in dieser Zeit 0,5 l/d (oder 0,05 mm/d). Die Abflüsse aus Kapillarschicht und Kapillarblock steigen bei zunehmender Wasserzugabe zunächst im gleichen Verhältnis an (5% der Wasserzugabe sickern vertikal ab). Auch ein Zufluß von bis zu 25 l/d (bezogen auf 1 m Hangbreite) wird noch entsprechend in der Kapillarschicht abgeleitet. Ab 30 l/d (auf 1 m Breite) sickern höhere Anteile des Zuflusses in den Kapillarblock. Schließlich wird ein maximaler hangparalleler Abfluß in der Kapillarschicht von rund 50 l/d (auf 1 m Breite) erreicht. Jede weitere Erhöhung der Wasserzugabe sorgt dann für einen entsprechend großen Anstieg des Kapillarblockabflusses bei gleichbleibendem Abfluß in der Kapillarschicht. Bei 195 l/d (auf 1 m Breite) Wasserzugabe sickern schließlich 137 l/d oder 70% in den Kapillarblock. Bei nachlassender Wasserzugabe stabilisiert sich die Kapillarsperre wieder. Dennoch zeigt dieser Versuch, daß die Kapillarsperre, wie zu erwarten war, für Hänge mit nur 1:25 Neigung ungeeignet ist.

Bei einer Hangneigung von 1:5 werden deutlich größere Wasservolumina in der Kapillarschicht seitlich abgeführt (Bild 5). Erst bei einer Wasserzugabe von rund 10 mm/d (Kapillarschichtabfluß 90 l/d auf 1 m Breite) steigt die Absickerung in den Kapillarblock auf über 1% der Wasserzugabe. Jede Wasserzugabe, die die seitliche Dränkapazität der Kapillarschicht (hier rund 100 l/d auf 1 m Breite) überschreitet, sickert nun vertikal ab. Bei einem Gefälle von 1:5 kann der Einsatz der Kapillarsperre somit auch auf längeren Hängen erwogen werden.

Die Wasserspannungen verändern sich im Verlauf dieser Versuche nur sehr wenig (siehe MELCHIOR et al., 1995). Selbst das extreme Durchsickerungsereignis bei der Neigung 1:25 verringert die Wasserspannungen nahe der Grenzfläche kaum. Sie liegen bei 10 bis 24 hPa. Zu keinem Zeitpunkt werden wassergesättigte Verhältnisse angezeigt. Bei Wasserspannungen zwischen 10 und 15 hPa ist die ungesättigte Wasserleitfähigkeit des Kieses offenbar schon hoch genug, um große Wassermengen versickern zu lassen. Dies widerlegt die frühere Annahme, daß eine Durchsickerung von Kapillarsperren erst dann auftritt, wenn sich die Kapillarschicht aufsättigt und hydrostatischer Druck an der Grenzfläche zum Kapillarblock herrscht.

In den in Kap. 2 genannten Testfeldern werden Kapillarsperren aus geeigneten Materialien bei ausreichender Hangneigung mit unterschiedlicher Überdeckung nun schon seit mehreren Jahren untersucht. Sie zeigen eine gute Wirksamkeit. Die Fließvorgänge in der Kapillarschicht können anhand der Rinnenversuche beschrieben werden. Bei guter Material-

wahl und ausreichendem Gefälle funktioniert die Kapillarsperre unterhalb einer bestimmten Zusickerungsrate nahezu perfekt. Zusickerndes Wasser wird seitlich in der Kapillarschicht abgeführt bis deren laterale Dränkapazität erreicht wird. Wird diese überschritten, so sickert das überschüssige Wasser vertikal in den Kapillarblock ab, während der Kapillarschichtabfluß konstant bleibt. Aufgrund des steilen Verlaufs der ungesättigten Wasserleitfähigkeitsfunktion des Kieses (Bild 1) bewirkt bereits eine geringe Wasserspannungsabnahme von 20 auf 10 hPa eine Zunahme der ungesättigten Wasserleitfähigkeit um mehrere Zehnerpotenzen, weshalb der Blockabfluß in diesem Bereich sehr schnell ansteigt. Bei nachlassender Zusickerungsrate erreichen Kapillarsperren wieder ihre ursprüngliche Wirksamkeit. Dieses Verhalten hat sich auch im Testfeld auf der Altdeponie Georgswerder bestätigt. Dort hatte die Kapillarsperre im Jahre 1992 erstmals nach fast fünf Jahren 15 mm Wasser vertikal in den Kapillarblock abfließen lassen (MELCHIOR, 1993). Nach diesem Ereignis war die Kapillarsperre wieder über viele Monate perfekt wirksam. Es sind in den darauffolgenden Wintern nur wenige Ereignisse aufgetreten, bei denen Wasser erneut vertikal versickert ist, in der Summe jeweils deutlich unter 15 mm/a.

4 Empfehlungen zum Aufbau von Kapillarsperren

Die Rinnenversuche zeigen, daß an die Materialien für Kapillarsperren bestimmte Anforderungen zu stellen sind. Die Kapillarschicht muß aus ausreichend wasserleitenden Sanden aufgebaut sein ($kf \geq 1 \times 10^{-4}$ m/s). Sande mit Schluff- oder Tonbeimengungen oder weit gestufte Sande sind für die technische Anwendung von Kapillarschichten daher ungeeignet. Die Kapillarschicht sollte bei einer Wasserspannung von 30 hPa noch zu mindestens 80% wassergesättigt sein, um eine hohe ungesättigte Wasserleitfähigkeit zu gewährleisten. Zu grobe Sande und Kiese scheiden aufgrund dieser Anforderung aus. Die Kornsummenkurve des Kapillarblockmaterials sollte so verlaufen, daß ein maximaler Porensprung zur Kapillarschicht erreicht wird, die gängigen Kriterien zur Filterstabilität jedoch eingehalten werden. Weitgestufte Kapillarblockmaterialien mit hohen Sandanteilen sind daher zu meiden. Die Materialien müssen aus stabilen Einzelkörnern ohne offene Eigenporen bestehen.

Die Mächtigkeiten von Kapillarschicht und -block sollten aus baupraktischen Erwägungen 40 cm bzw. 30 cm nicht unterschreiten. Beim Einbau der Materialien sind mechanische Einwirkungen auf die Grenzfläche zwischen Kapillarschicht und Kapillarblock zu minimieren, indem die Kapillarschicht in ausreichender Mächtigkeit vor Kopf vom Hangfuß aus eingebaut wird. Die Mächtigkeit der Mindestüberdeckung der Grenzfläche vor Befahren der Kapillarschicht kann im Probefeld ermittelt werden. Der Anschluß von Baufeldern in

Hangrichtung muß sorgfältig überwacht werden. Gleiches gilt für die Herstellung der Wasserfassung aus der Kapillarschicht. Der Qualitätssicherungsaufwand ist ansonsten im Vergleich zu anderen Dichtsystemen gering. Der seitliche Anschluß von Baufeldern sowie vertikale Rohrdurchdringungen sind unkritisch. Auch hinsichtlich der Standsicherheit sind bei Kapillarsperren geringere Probleme als bei einigen anderen Systemen zu erwarten.

5 Leistungsfähigkeit und Beständigkeit von Kapillarsperren

Mit Kapillarsperren können generell nur die Hänge hügelförmiger Deponien und Altlasten gedichtet werden. Die Leistungsfähigkeit von Kapillarsperren hängt jedoch nicht nur von der Hangneigung, sondern auch von den Eigenschaften der Materialien, von der Hanglänge sowie davon ab, wieviel Wasser maximal von oben in die Kapillarschicht zuströmt. Das Grenzgefälle, unterhalb dessen eine Kapillarsperre nicht mehr funktioniert, ist daher von Fall zu Fall verschieden. Bei der Dimensionierung müssen alle genannten Faktoren berücksichtigt werden. Dennoch kann in erster Näherung gesagt werden, daß die Neigung 1:25 für den Einsatz von Kapillarsperren nicht ausreichend ist. Unter mitteleuropäischen Klimaverhältnissen sind in der Regel 1:10 bis 1:5 als Mindestgefälle notwendig. Bei sehr langen Hängen oder erwartungsgemäß hohen Zusickerungsraten muß der Kapillarschichtabfluß durch zusätzliche Gerinne am Mittelhang gefaßt werden, um den Unterhang nicht zu überlasten.

Kapillarsperren sind nicht gasdicht, die Kapillarschicht kann jedoch auch als Entgasungsschicht unter einer gering gasdurchlässigen Schicht genutzt werden.

Wie bei allen Oberflächendichtungen besteht auch bei der Kapillarsperre in Fragen der Langzeitbeständigkeit noch Forschungsbedarf. Dies betrifft zum einen ihre *Setzungsempfindlichkeit*, die nach Ergebnissen von VON DER HUDE et al. (1994) jedoch geringer als erwartet ist. Das Auftreten von setzungsbedingten Verwerfungen ist auf Deponieoberflächen äußerst unwahrscheinlich (andere Dichtsysteme wären gegen eine solche Beanspruchung ebenso machtlos). Unebenheiten der Grenzfläche zwischen Kapillarschicht und Kapillarblock sind unbedenklich, solange ein ausreichendes Gesamtgefälle der Kapillarsperre erhalten bleibt.

Zum anderen wurde die Langzeitbeständigkeit gegen *mikrobielle und chemische Einwirkungen* bislang kaum untersucht. Aufgrund der geringen Stofffrachten im Sickerwasser von Oberflächenabdichtungen ist die Gefahr der Verockerung und Dichtsetzung der Kapillarschicht um Größenordnungen geringer als z.B. in der Basisdränage von Hausmülldeponien. Unter Langzeitaspekten sollte dennoch der Einsatz von Deckschichten, die hohe Eisenfrachten im Sickerwasser erwarten lassen, vermieden werden. Wichtig ist auch, daß die

Wasserfassungssysteme aus der Kapillarschicht sorgfältig und mit ausreichender Sicherheit aufgebaut werden. Es gibt viele konstruktive Möglichkeiten, um auch im schlimmsten Fall einen Rückstau in die Kapillarschicht zu vermeiden. Zu überprüfen ist, ob Deponiegaskondensat die Funktion der Kapillarsperre beeinträchtigen kann. Die bisherigen Testfelduntersuchungen auf gasproduzierenden Deponien zeigen allerdings keine negativen Einflüsse.

Pflanzenwurzeln sind für bindige mineralische Dichtungen kritisch, da sie zu *Austrocknung und Rißbildung* führen. Kapillarsperren sind gegen Austrocknung unempfindlich, sieht man von einer möglichen Fällung gelöster Stoffe ab, da sie als nicht bindige Materialien keine Risse bilden. Einzelne Wurzeln werden umströmt und sind daher unbedenklich. Erst die Ausbildung eines dichten Wurzelsystems in der Kapillarschicht könnte deren Wasserleitfähigkeit reduzieren.

Wühlende *Bodentiere* können in anderen Dichtungen zu Fehlstellen führen, entlang derer bei Wasseraufstau Wasser versickern kann. Diese Gefährdung ist im Regelfall bei den üblichen Überdeckungsmächtigkeiten bereits gering. In der Kapillarsperre würden einzelne Tiergänge, die bis in den Kapillarblock reichen, zudem noch nicht stören, da Wassersättigung nicht auftritt und derartige Makroporen unter ungesättigten Verhältnissen nicht angeströmt werden. Erst eine, äußerst unwahrscheinliche, großflächige Vermischung der Materialien wäre kritisch.

6 Mögliche Anwendungen

Kapillarsperren sind unter Hangbedingungen leistungsfähige Barrieren für die flüssige vertikale Wasserbewegung. Im Gegensatz zu bindigen mineralischen Dichtungen, die nahe Sättigung wirksam sind, bei Austrocknung durch Schrumpfrisse jedoch unwirksam werden, funktionieren Kapillarsperren unter wasserungesättigten Bedingungen. Sie sind nicht austrocknungsgefährdet.

Im konkreten Anwendungsfall kann die Vorauswahl von Materialien anhand der Kornsummenkurven und der pF-Kurven erfolgen. Für die Eignungsprüfung der zur Verfügung stehenden Materialien bieten sich Kipprinnenversuche an. Bei dieser Eignungsprüfung sollten sich die Einstellungen der Rinnenneigungen und der Zusickerungsraten an der Geometrie der Deponie oder Altlast sowie daran orientieren, welche Zusickerungsraten in die Kapillarschicht im Jahresverlauf in Abhängigkeit von den klimatischen Randbedingungen am Standort und vom Aufbau der Deckschichten über der Kapillarsperre zu erwarten sind. Auf der Grundlage der Versuchsergebnisse kann dann ermittelt werden, welche Hanglängen bei gegebenem Gefälle mit den verfügbaren Kapillarsperrenmaterialien abgedichtet werden

können. Herstellung und Qualitätssicherung von Kapillarsperren sind einfacher als bei vielen anderen Dichtungen. Wie bei anderen Dichtungen auch, sind einige Fragen der Langzeitbeständigkeit von Kapillarsperren noch nicht aureichend untersucht worden.

Unter geeigneten Rahmenbedingungen können Kapillarsperren als *Einfachdichtung* unter einer mächtigen Rekultivierungsschicht zur Abdichtung von Deponien der Klasse I nach TA SIEDLUNGSABFALL (1993) eingesetzt werden (kein Deponiegas, kaum Setzungen). Die Hauptanwendung sehen wir jedoch, vor allem auf stärker belasteten und gasbildenden Deponien und Altlasten, als zusätzliche Dichtung unter einer gas- und wasserdichten oberen Dichtung. Solche *Verbunddichtungen* aus beispielsweise einer PEHD-Bahn über einer Kapillarsperre weisen zahlreiche Vorzüge auf. Sie sind einfach und schnell herstellbar, redundant wirkend und durch die Wasserfassung aus der Kapillarschicht auch kontrollierbar.

Literatur

VAN GENUCHTEN, M.T. (1980): A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Sci. Soc. Am. J., 44, 892-898.

VON DER HUDE, N., D. JELINEK & M. KÄMPF (1994): Kapillarsperrensysteme für die Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten. In: EGLOFFSTEIN, T. & G. BURKHARDT (Hrsg.): Oberflächenabdichtungssysteme für Deponien und Altlasten. VDI-Seminar 12.-13.09.94 in Karlsruhe. 125-157.

JELINEK, D. & N. VON DER HUDE (1994): Kapillarsperrensysteme auf der Deponie „Monte Scherbelino" - vier Alternativen im Test. Wasser & Boden, 11, 60-65.

MELCHIOR, S. (1993): Wasserhaushalt und Wirksamkeit mehrschichtiger Abdecksysteme für Deponien und Altlasten. Dissertation im Fachbereich Geowissenschaften der Universität Hamburg. Hamburger Bodenkundliche Arb., 22, 330 S. + Anhang.

MELCHIOR, S., B. STEINERT, K. BURGER & G. MIEHLICH (1995): Dimensionierung von Kapillarsperren zur Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten - Zwischenergebnisse. In: AUGUST, H. et al. (Hrsg.): BMBF-Verbundvorhaben Deponieabdichtungssysteme. 3. Arbeitstagung, 21-23.03.95 in Berlin. Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, 235-253.

MELCHIOR, S., S. STEINGRÄBER & G. MIEHLICH (1991): Dimensionierung von Kapillarsperren zur Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten. In: BAM (Hrsg.): Verbundvorhaben Deponieabdichtungssysteme. 1. Arbeitstagung 23.-25.09.91 in Berlin, 111-118.

TA SIEDLUNGSABFALL (1993): Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz. Technische Anleitung zur Vermeidung, Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen. Bundesratsdrucksache 594/92. 138 S.

Dank

Das dieser Veröffentlichung zugrundeliegende Forschungs- und Entwicklungsvorhaben wurde im Verbundvorhaben „Weiterentwicklung von Deponieabdichtungen" der Bundesanstalt für Materialprüfung und -forschung (BAM) durch das Bundesministerium für Bildung, Wissenschaft, Forschung und Technologie (BMBF) unter dem Kennzeichen 1440 569A5-[39] gefördert. Die Verantwortung für den Inhalt der Publikation liegt bei den Autoren.

Planung und Ausführung einer Oberflächenabdichtung mit Bentonitmatten

H. Richter, M. Pülm, Ingenieurbüro Richter, Hildesheim

1.0 Einführung

2.0 Planung

2.1 Planungsgrundlagen

2.2 Wahl des Dichtungssystems

2.3 Konstruktive Details

2.3.1 Dichtungsanbindung am Böschungsfuß

2.3.2 Dichtungsaufbau auf der Berme

2.3.3 Dichtungseinbindung am Bauende

2.3.4 Anbindung der Gasabzugsbrunnens

3.0 Ausschreibung

3.1 Qualitätsanforderungen

3.2 Kosten

4.0 Bauausführung

4.1 Allgemeines

4.2 Versuchsfeld

4.3 Herstellen des Planums

4.4 Einbau der Drainmatten

4.5 Einbau der Bentonit-Dichtungsmatte

4.6 Einbau des Geogitters

4.7 Rekultivierungsschicht

5.0 Qualitätssicherung

6.0 Schlußbetrachtung

1.0 Einführung

Der Landkreis Holzminden betreibt seit 1979 die Reststoffdeponie "Beim Kapenberg". Der Deponiestandort befindet sich in einem ehemaligen Kalksteinbruch. Entsprechend dem damaligen Stand der Technik (S.d.T). wurde die Sohle des Steinbruches mit einer einfachen Lehmdichtung in unterschiedlichen Schichtstärken "abgedichtet." Die seitlichen Böschungsflächen und Steilwände blieben unverändert bestehen. Die Ableitung des Sickerwassers aus dem Sohlbereich erfolgt über Drainagerohre aus Porenbeton.

Nach elfjähriger Betriebszeit wurden im Jahr 1990 umfangreiche Bauarbeiten zur Erweiterung, Sanierung und Anpassung der Deponie an den S.d.T. durchgeführt. Hierzu zählt u.a. die Herstellung eines Basisabdichtungssystems auf einer noch nicht überschütteten Restfläche von ca. 7.000 m². Dabei wurden die Anforderungen des Nds. Dichtungserlasses angewandt. In Abbildung 1 ist die Lage der unterschiedlich gedichteten Ablagerungsflächen dargestellt.

Um die Standsicherheit des vorhandenen Deponiekörpers zu gewährleisten, wurden unter anderem Klärschlammlinsen bis zu Tiefen von 20 m abgetragen. Mit der damit verbundenen Umlagerung wurde auch das Setzungsverhalten des Deponiekörpers vergleichmäßigt.

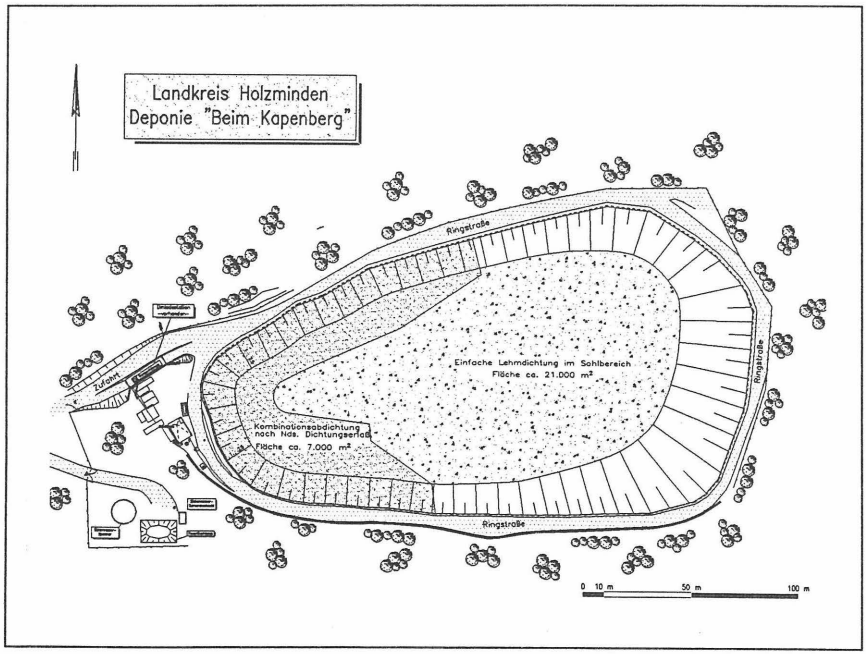


Abb. 1: Übersichtsplan basisgedichteter Flächen

Im Frühjahr 1995 war der Deponiekörper bis auf ein geringes Restvolumen im Kuppenbereich verfüllt. Zur Reduzierung der Sickerwassermengen und zur Minderung der Emissionen wurde im Sommer 1995 mit dem Bau eines Gasfassungssystems und einer Oberflächenabdichtung begonnen. Die erforderlichen technischen Planungen und die Bauüberwachung erfolgten durch das Ing.-Büro Richter.

Nachfolgend werden die wesentlichen Planungsgrundlagen, technische Details und die Bauausführung erläutert.

2.0 Planung

2.1 Planungsgrundlagen

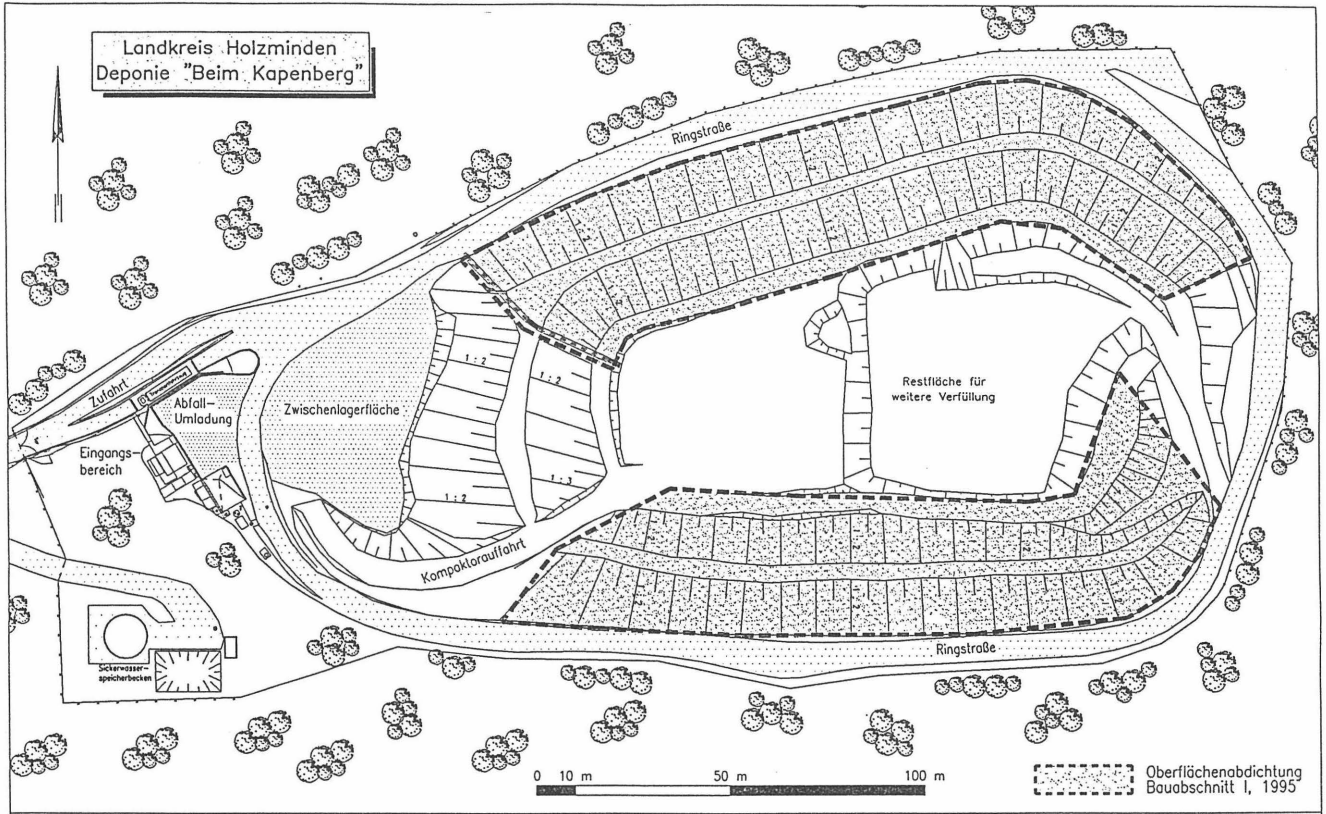
Für die technische Planung des Oberflächenabdichtungssystems wurde zunächst eine tachymetrische Geländeaufnahme des Deponiekörpers vorgenommen, da die Geländeverläufe, Böschungsneigungen und Böschungslängen einen entscheidenden Einfluß auf die Planung und die Standsicherheit des Dichtungssystems haben.

Die Oberfläche des Deponiekörpers ist durch umlaufende Bermen gegliedert. Die Topographie des zu beplanenden Ablagerungsbereiches ist in Abb. 2 und 3 dargestellt.

Neben der Oberflächenstruktur waren die technischen Anforderungen an das Dichtungssystem, die Anbindung von Gasabzugsbrunnen und das zum Teil vorhandene Basisabdichtungssystem zu berücksichtigen. Die genehmigungsrechtlichen Anforderungen an ein Oberflächenabdichtungssystem waren ebenfalls einzuhalten.

Folgende wesentliche Planungsgrundlagen waren zu berücksichtigen:

- Böschungsneigungen ca. 1 : 2
- Böschungslänge max. 20 m
- Anbindung von Gasabzugsbrunnen
- Anbindung des Basisabdichtungssystems
- Genehmigungsrechtliche Vorgaben



INGENIEURBÜRO RICHTER
BERATENDE INGENIEURE
BERATUNG - PLANUNG - BAULEITUNG
HILDESHEIM WERNIGERODE DEBBAU

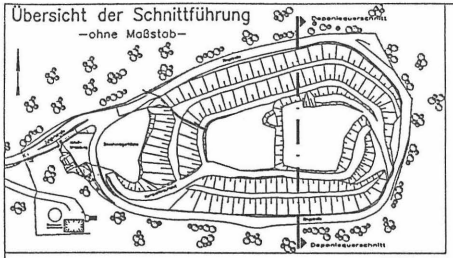
Deponie "Beim Kapenberg"

Oberflächenabdichtung

460 SO F 02
ohne Maßstab

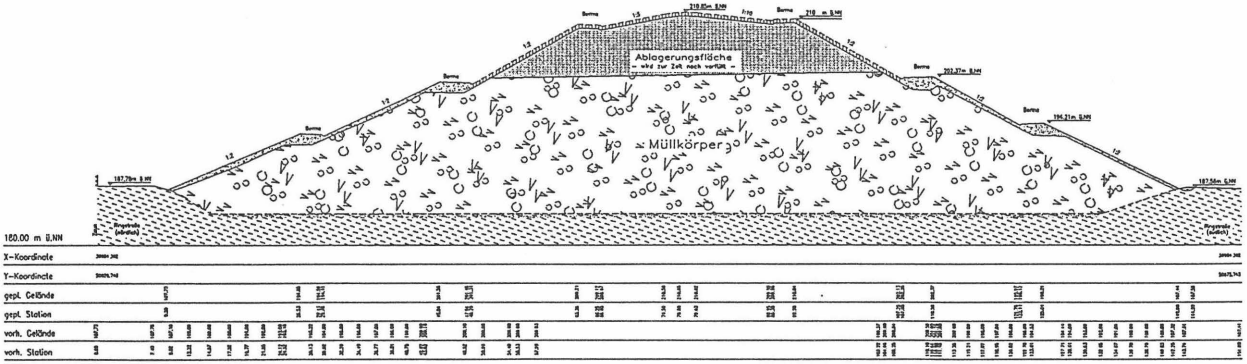
Lageplan Bauabschnitt 1995

Abb.: 2



Zeichenerklärung

- Müllkörper – bereits verfüllt
- Müllkörper – noch nicht verfüllt
- Oberflächenabdichtung Bauabschnitt I Bauausführung 1995
- Oberflächenabdichtung Bauabschnitt II Bauausführung erst nach vollständiger Verfüllung



INGENIEURBÜRO RICHTER
BERATENDE INGENIEURE

BERATUNG - PLANUNG - BAULEITUNG
HILDESHEIM WERNIGERODE DESSAU

Deponie "Beim Kapenberg"

Oberflächenabdichtung

460 SO F 03
ohne Maßstab

Deponiequerschnitt

Abb.: 3

2.2 Wahl des Dichtungssystems

Die Genehmigungsplanung für die Oberflächenabdichtung erfolgte zusammen mit der Beantragung zur Erweiterung und Sanierung der Deponie 1989/1990. Die TASI war seinerzeit noch nicht im Gespräch, die TA Abfall befand sich in der fachlichen Diskussion. Konkrete abfallrechtliche Vorgaben für den Aufbau eines Dichtungssystems existierten zum damaligen Zeitpunkt noch nicht. Im Rahmen unterschiedlicher Forschungsvorhaben wurden verschiedene Oberflächenabdichtungssysteme wie beispielsweise auf den Deponien Georgswerder und Gerolsheim untersucht. Auf der Grundlage der hier gemachten Erfahrungen erfolgte die konzeptionelle Festlegung für den grundsätzlichen Aufbau des Dichtungssystems entsprechend Abb. 4.

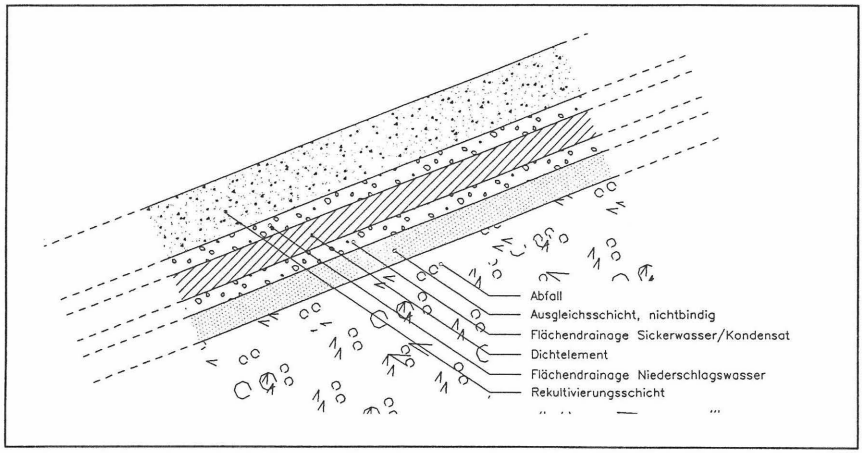


Abb. 4: Funktionselemente eines Oberflächenabdichtungssystems

Die beantragte Erweiterungs- und Sanierungsmaßnahme mit der Oberflächenabdichtung wurde von der Bezirksregierung Hannover am 28.02.1994 genehmigt.

Die konkreten Überlegungen zur Materialwahl für die jeweiligen Funktionselemente wurden unter Einbeziehung der Standsicherheitskriterien durchgeführt. Für die vorhandenen Böschungsneigungen von 1:2 und Böschungslängen bis 20m erfolgten Standsicherheitsberechnungen für unterschiedliche Drainage- und Dichtungsmaterialien. In enger fachlicher Abstimmung mit den beteiligten Aufsichts- und Genehmigungsbehörden wurde der in Abb. 5 dargestellte Dichtungsaufbau festgelegt.

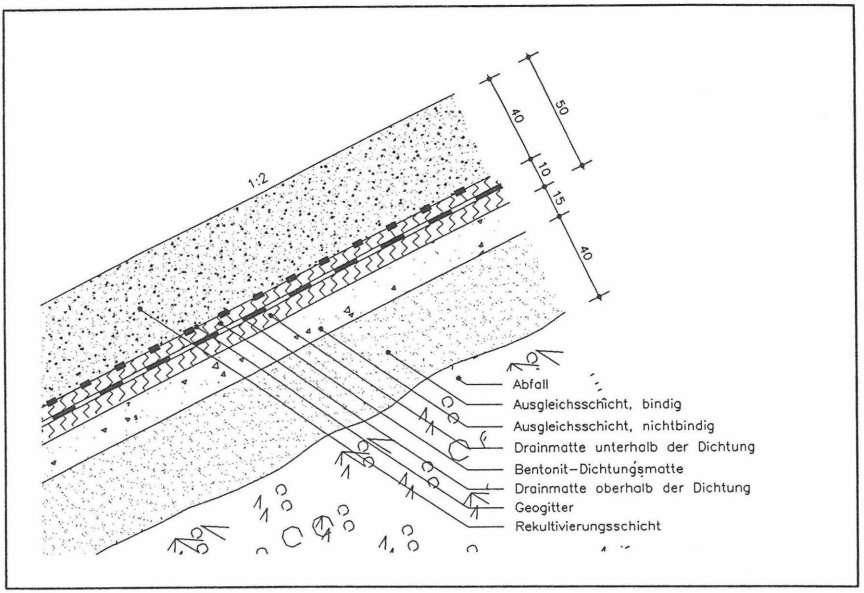


Abb. 5: Aufbau des gewählten Oberflächenabdichtungssystems

Die Flächendrainage oberhalb und unterhalb des Dichtungselementes besteht jeweils aus einer polymere Drainmatte, deren Drainagevermögen einer ca. 30 cm starken Kiesschicht der Kornabstufung 0/32 mm entspricht. Die Drainmatten bestehen aus dem eigentlichen Drainkörper und einem Vlies auf der Ober- und Unterseite. Damit ist die Filterstabilität zum Planum bzw. zur Rekultivierungsschicht gewährleistet. Auf ein zusätzliches Trennvlies konnte verzichtet werden.

Als Dichtungselement wurde eine Bentonitdichtungsmatte gewählt. Sie übernimmt vom Grundsatz her die Funktion einer mineralischen Dichtung.

Bei den vorhandenen Böschungsneigungen von 1:2 war aus Standsicherheitsgründen der Einbau einer "Bewehrungslage" in Form eines Geogitters erforderlich. Die Verankerung des Geogitters erfolgt über eine ausreichend dimensionierte Auflast auf den jeweiligen Bermen.

Den Abschluß des Dichtungssystems bildet eine ca. 40 cm starke Rekultivierungsschicht aus Kulturboden. Bei der Festlegung der Mindeststärke für diese Schicht waren unterschiedliche Randbedingungen aufeinander abzustimmen. So benötigt die Bentonitmatte eine Mindestauflast zum Erreichen der vollen Dichtigkeit, hingegen sollte die Schichtstärke zur Wahrung der Standsicherheit auf ein Mindestmaß reduziert werden. Eine Variation der Schichtstärken im Rahmen der Standsicherheitsberechnungen ergab schließlich eine zulässige Stärke des Rekultivierungsbodens von max. 40 cm.

Damit ist zwar eine ausreichende Auflast für die Bentonitmatte vorhanden, die insgesamt geringe Schichtstärke des kulturfähigen Bodens bedingt aber einen erhöhten Unterhaltungs- und Kontrollaufwand im Rahmen der durchzuführenden Rekultivierungsmaßnahmen. Ein Anwachsen tiefwurzelnder Pflanzen muß zwingend verhindert werden, um Beschädigungen des Dichtungssytems ausschließen zu können.

Im Zusammenhang mit der geringen Bodenüberdeckung ergibt sich zusätzlich das Problem möglicher Frost-Tau-Wechsel in der Bentonitmatte. Laborversuche belegen zwar eine ausreichende Dichtwirkung des Bentonits im Fall von Frost-Tau-Zyklen, ein Restrisiko für mögliche negative frostbedingte Einwirkungen kann bei der geringen Schichtstärke der Rekultivierungsschicht jedoch nicht ausgeschlossen werden.

Vergleichbare Probleme könnten durch Trocken-Naß-Wechsel auftreten. Nach langen Trokkenperioden mit entsprechenden Austrocknungserscheinungen im Abdeckboden ist es bei der geringen Auflast durchaus denkbar, daß die Dichtwirkung der Bentonitmatte gegebenenfalls verzögert einsetzt. Eine Durchsickerung der Dichtungsmatte kann in diesem Fall nicht grundsätzlich ausgeschlossen werden. Wegen fehlender Langzeiterfahrungen mit Bentonitdichtungsmatten ist die möglicherweise einsickernde Wassermenge nicht quantifizierbar.

Die oben genannten Probleme können durch eine Erhöhung der Rekultivierungsschicht grundsätzlich reduziert werden. Bei einer entsprechenden Schichtstärke werden Frosteinwirkungen und ein Austrocknen des Dichtungselementes vermieden. Aus diesem Grund ist geplant, nach dem Abklingen der wesentlichen Setzungen zusätzlich eine ca. 80 cm starke Bodenschicht auf den Böschungen aufzubringen. Grundvoraussetzung hierfür sind setzungsbedingte Abflachungen der Böschungsneigungen, um die Standsicherheit nicht zu gefährden.

2.3 Konstruktive Details

2.3.1 Dichtungsanbindung am Böschungsfuß

Am Böschungsfuß im Bereich der Ringstraße ist eine Anbindung der Oberflächenabdichtung erforderlich. Wie aus Abb. 1 hervorgeht, sind hier aus planerischer Sicht zwei grundsätzlich unterschiedliche Bereiche zu berücksichtigen. Es handelt es sich um Flächenabschnitte *mit* und *ohne* Basisabdichtung.

In den Bereichen *ohne* eine Basisabdichtung erfolgt eine Anbindung bzw. ein Abschluß des Oberflächenabdichtungssystems entsprechend der Darstellung in Abb. 6.

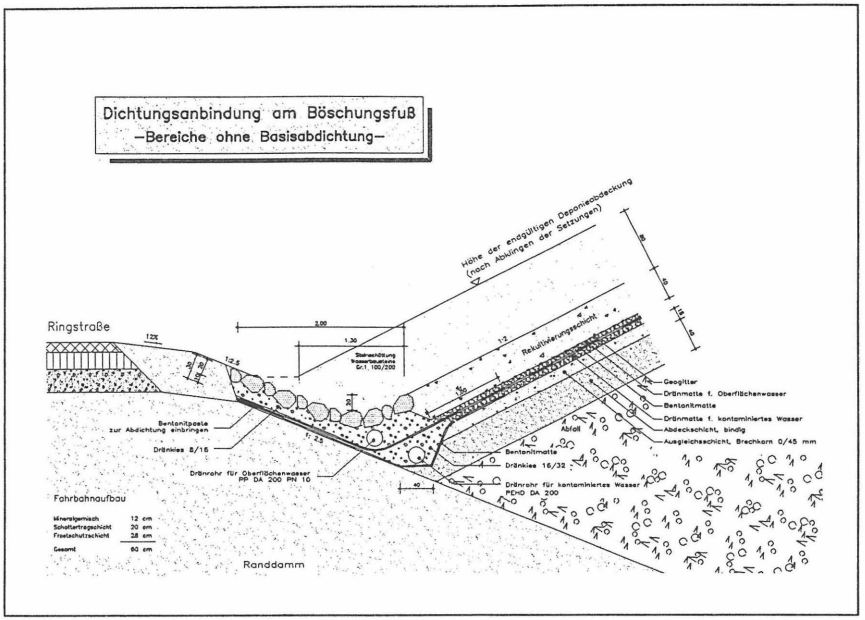


Abb. 6: Dichtungsanbindung am Böschungsfuß
- Bereiche ***ohne*** Basisabdichtung -

Das böschungsseitig austretende Sickerwasser und unterhalb der Dichtung gebildetes Kondensat werden in der unteren Drainmatte zu einem Drainrohr am Böschungsfuß geführt und der Sickerwasserfassung zugeleitet. In vergleichbarer Form erfolgt eine Ableitung des Niederschlagswassers oberhalb des Dichtungselementes.

Im gesamten Anbindungsbereich wird eine zweite Bentonitmatte unterhalb des Drainrohres für kontaminiertes Wasser verlegt. Auf der deponieabgewandten Seite wird die Nahtstelle der beiden Dichtungsbahnen mit Bentonitpaste verschlossen.

Der Anschlußbereich Oberflächenabdichtung/Basisabdichtung ist in Abb. 7 schematisch dargestellt. Hier kann auf ein Drainrohr für Sickerwasser verzichtet werden. Es erfolgt ein direkter Anschluß der unteren Drainmatte an den Flächenfilter der Basisabdichtung.

Die Bentonitmatte liegt direkt auf der KDB. Ein Verbund wird durch das Auftragen von Bentonitpaste hergestellt.

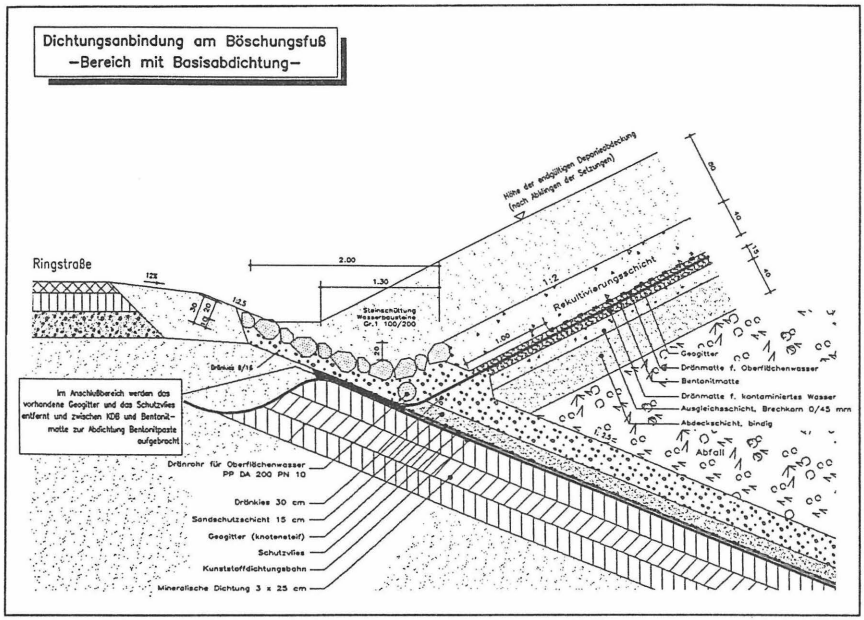


Abb. 7: Dichtungsanbindung am Böschungsfuß
- Bereiche ***mit*** Basisabdichtung -

2.3.2 Dichtungsaufbau auf der Berme

Auf den Bermen stellt sich die gleiche Entwässerungsaufgabe wie am Böschungsfuß. Auch hier befindet sich eine Vertiefung für die darüber liegende Böschung. Die Ableitung der jeweiligen Wässer erfolgt wiederum über Draingerohre. Die Trennung zwischen Niederschlagswasser und Sickerwasser ist auch in diesem Bereich durch eine zusätzliche Bentonitmatte gewährleistet.

Um die Verankerung des Geogitters für die erforderliche Standsicherheit zu erreichen, wird auf der Berme eine Auflast aus Kies in einer Stärke von 1,0 m aufgebracht.

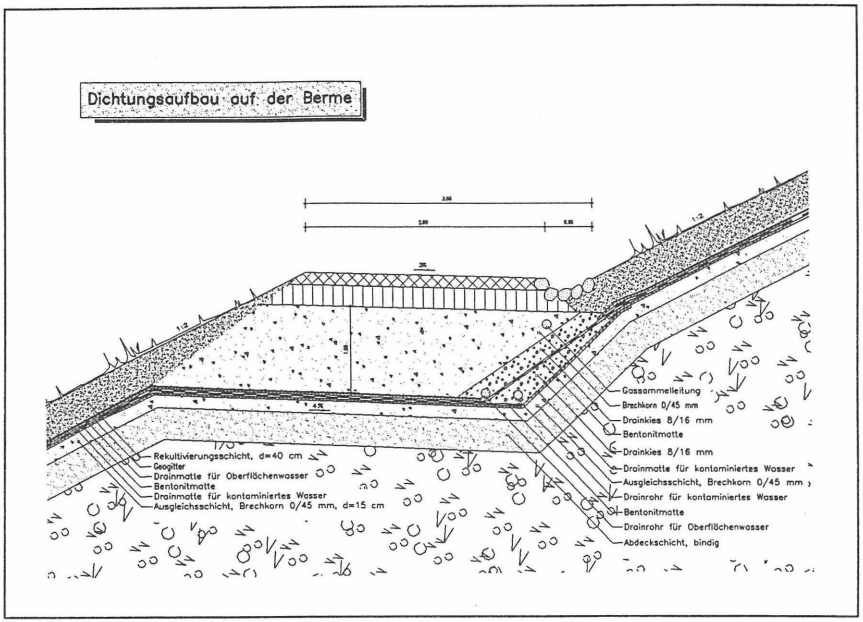


Abb. 8: Dichtungsaufbau auf der Berme

2.3.3 Dichtungseinbindung am Bauende

Die Oberflächenabdichtung des gesamten Deponiekörpers wird in zwei Bauabschnitten realisiert. Der erste Abschnitt kam 1995 zur Ausführung. Der zweite Bauabschnitt wird erst nach der endgültigen Verfüllung der Deponie durchgeführt. Im Nahtbereich der beiden Bauabschnitte muß für den späteren Anschluß zunächst eine Einbindung des Dichtungssystems erfolgen. Die gewählte Ausführungsvariante ist in Abb. 9 schematisch dargestellt.

Hier ist eine unterhalb des Dichtungssystems verlaufende Sickerwassersammelleitung vorgesehen, mit deren Hilfe das auf den Bermen gesammelte Sickerwasser abgeleitet wird. Oberhalb des Dichtungssystems verläuft eine Entwässerungsmulde für die Ableitung des Oberflächenwassers. Das Dichtungssystem wird an der Nahtstelle der Bauabschnitte auf einem Bodenkeil leicht nach oben geführt, um ein seitliches Austreten von Sickerwasser zu verhindern.

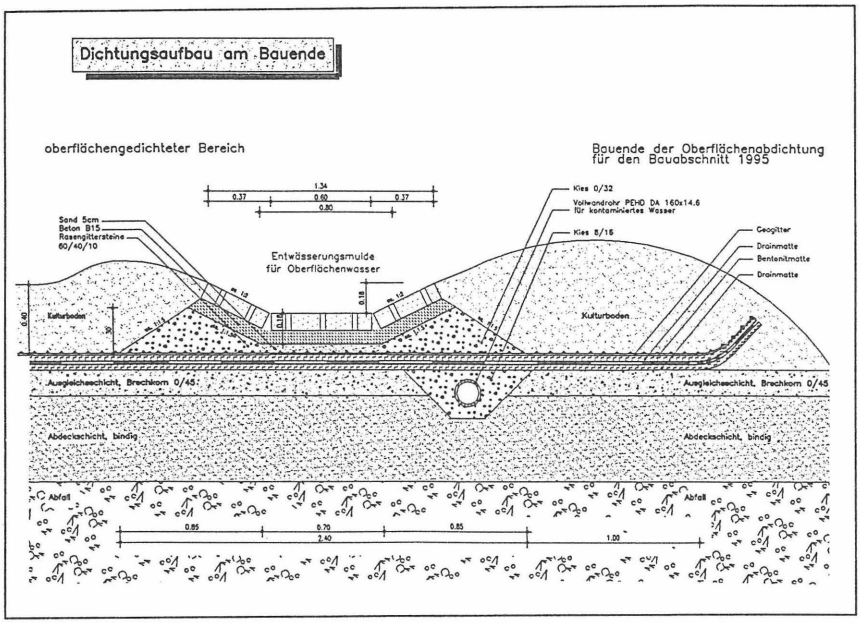


Abb. 9: Dichtungsaufbau am Bauende

2.3.4 Anbindung der Gasabzugsbrunnen

Auf dem Deponiekörper befinden sich insgesamt 12 Gasabzugsbrunnen, von denen 7 Stück als Doppelbrunnen ausgebaut sind.

Vertikale Durchdringungen der Dichtung in setzungsempfindlichen Bereichen stellen immer eine potentielle Schwachstelle für das Dichtungssystem dar. Im direkten Anbindungsbereich muß eine langfristige Dichtigkeit erzielt werden, aber auch eine setzungsabhängige Verschiebung möglich sein.

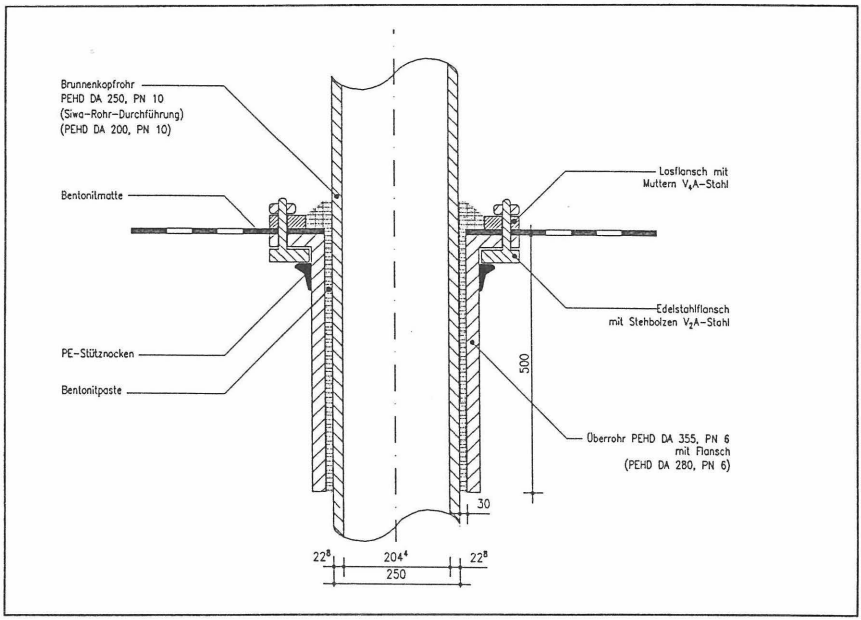


Abb. 10: Dichtungsanbindung am Gasabzugsbrunnen
- Detaildarstellung ohne Maßstab -

Als spezielles Dichtungselement für diesen Anwendungsfall wurde ein PEHD-Rohr mit Vorschweißbund und Losflansch gewählt, das die Funktion einer "Schiebehülse" übernimmt. Mit Hilfe des Flanschanschlusses wird die Bentonitmatte am Dichtungselement in einem Preßverbund eingeklemmt. Der Hohlraum zwischen dem Überrohr und dem Brunnenrohr wird mit Bentonitpaste verfüllt.

Oberhalb der Rohrdurchführung wird ein Betonschacht mit Bodenplatte gesetzt. Damit ist im Abdichtungsbereich eine ausreichende Auflast für die Dichtwirkung der Bentonitpaste vorhanden.

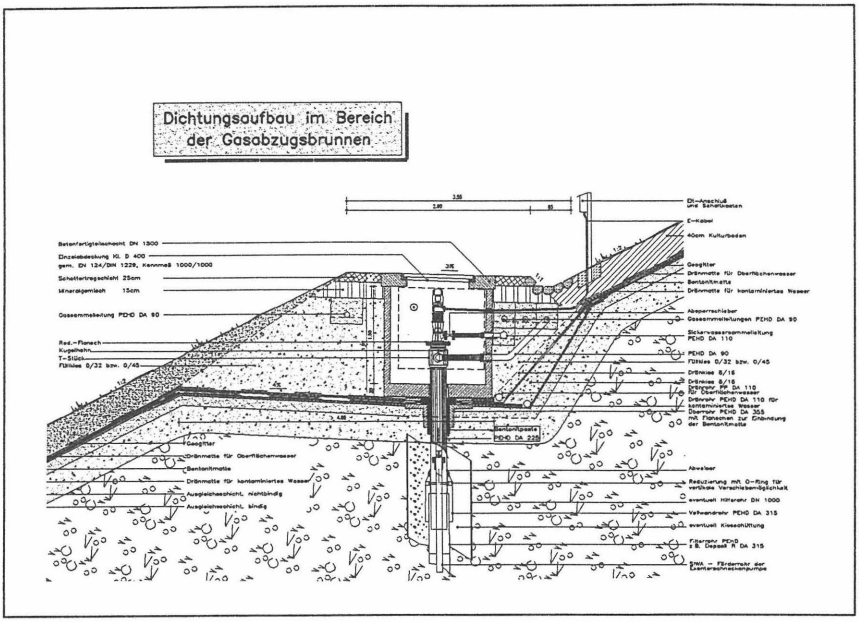


Abb. 11: Dichtungsaufbau im Bereich der Gasabzugsbrunnen

3.0 Ausschreibung

3.1 Qualitätsanforderungen

Beim Aufstellen der Ausschreibungsunterlagen wurden die projekt- und materialbezogenen Qualitätsanforderungen für die einzelnen Elemente des Dichtungssystems umfassend berücksichtigt. Darüber hinaus erfolgten Festlegung zum Umfang der jeweils zu erbringenden Nachweise und des notwendigen Untersuchungsrahmens.

Da die Qualitätsanforderungen an das Oberflächenabdichtungssystem bereits im Rahmen der Ausschreibung konkret formuliert und mit der Auftragsvergabe Vertragsbestandteil wurden, konnte unter Einbeziehung der örtlichen Gegebenheiten auf einen gesonderten Qualitätssicherungsplan verzichtet werden.

3.2 Kosten

Die Baukosten für den 1. Bauabschnitt betragen ca. 2,2 Mio. DM.

Bezogen auf die abzudichtende Oberflächen von ca. 15.500 m^2 ergeben sich unter Einbeziehung aller erforderlichen Nebenarbeiten spezifische Kosten von 142 DM/m^2.

4.0 Bauausführung

4.1 Allgemeines

Die Oberflächenabdichtung wurde in der Zeit vom 17.07.1995 bis 30.11.1995 durchgeführt. Das Abdichtungssystem konnte trotz witterungsbedingter Ausfallzeiten innerhalb des vorgesehenen Zeitrahmens fertiggestellt werden.

4.2 Versuchsfeld

Um die Einbauparameter für die Oberflächenabdichtung zu untersuchen, wurde auf der Böschung des Deponiekörpers in Anlehnung an den Nds. Dichtungserlaß und die TASI ein Probefeld angelegt.

Durch die bauausführende Firma war der Nachweis zu erbringen, daß die angebotenen Materialien auch tatsächlich die ausschreibungsseitig gestellten Anforderungen erfüllen. Darüber hinaus war die Eignung der gewählten Bauverfahren und des geplanten Geräteeinsatzes nachzuweisen. Das Versuchsfeld wurde über einen gesamten Böschungsbereich zwischen Böschungsfuß und der darüberliegenden Berme mit den erforderlichen Einbindungen des Dichtungssystems und der Rekultivierungsschicht erstellt. Danach erfolgte eine intensive Bewässerung.

Durch das Aufquellen der Betonitmatte stellten sich zwangsläufig ungünstige Scherparameter ein. Zur Überprüfung der Standsicherheitsreserven wurde das Versuchsfeld mit einem Kettenbagger, der ein Gewicht von ca. 30 t aufwies, hangabwärts und hangaufwärts befahren. Auch unter diesen zusätzlichen Belastungen erwies sich das Dichtungssystem als absolut standsicher. Verschiebungen oder Rutschungen haben sich nicht eingestellt.

Der Rückbau erfolgte lagenweise. Zunächst wurde die Rekultivierungsschicht abgetragen. Im Verankerungsbereich des Dichtungssystems konnten keine Verschiebungen festgestellt werden. Dies spricht für hohe Sicherheitsreserven, die aufgrund der Standsicherheitsberechnungen zunächst nicht zu erwarten waren. Beim weiteren Rückbau der Probefläche konnten trotz der hohen Auflast durch den Kettenbagger keine Beschädigungen einzelner Dichtungselemente festgestellt werden.

Mit dem Bau des Versuchsfeldes konnten die Standsicherheit des Dichtungssystems und die grundsätzliche Eignung der verwendeten Materialien sowie der gewählten Bauabläufe erfolgreich nachgewiesen werden.

4.3 Herstellen des Planums

Als Auflager für das Dichtungssystem wurde zunächst auf den mit Boden angedeckten Deponieböschungen eine Ausgleichsschicht aus einem Brechkorngemisch 0/45 mit einem Teleskopbagger aufgebracht.

Die Ausgleichsschicht weist -bedingt durch die Unebenheiten der Böschungsoberflächen- unterschiedliche Schichtstärken auf. Im Mittel wurde das Brechkorngemisch in einer Stärke von ca. 15 cm eingebaut.

4.4 Einbau der Drainmatten

Die verwendeten Drainmatten wurden als Rollenware in den Abmessungen 5 x 80 m angeliefert und mittels Traverse und Teleskopbagger auf den Böschungsflächen ausgerollt.

An den Nahtstellen erfolgte nach den Verlegeanleitungen des Herstellers ein Stumpfstoß. An den Außenrändern der Matten ist für diese Stoßausbildung eine Vliesüberlappung vorhanden. Beim Einbau der Drainmatten ergaben sich keinerlei bautechnische Probleme.

4.5 Einbau der Bentonit-Dichtungsmatte

Die Fertigungsbreite der verwendeten Bentonitmatte beträgt 4,70 m, die Rollenabwicklung ca. 30 m. Die Verlegung erfolgte auch hier unter Zuhilfenahme einer Traverse.

Die Verbindung der einzelnen Matten wurde nach den herstellerseitigen Vorgaben als Überlappung ausgeführt. In Längsrichtung beträgt die Überlappung mindestens 30 cm. Die Kontrolle erfolgte über eine Farbmarkierung an der Längsseite der einzelnen Bahnen. Die konstruktive Stoßausbildung ist herstellerabhängig. Bei den verwendeten Dichtungsmatten sind die äußeren Randstreifen auf einer Breite von 50 cm mit einer zusätzlichen Bentonitfüllung versehen. Auf eine zusätzliche Abdichtung der Längsnaht konnte verzichtet werden. Bei Dichtungsbahnen anderer Hersteller wird der Überlappungsbereich mit Bentonitpaste verstrichen.

Bei den vorhandenen Böschungslängen erwies sich die Fertigungslänge der Dichtungsmatte von 30 m als sehr vorteilhaft. Unter Einbeziehung eines möglichst geringen Verschnittanteiles konnte weitestgehend auf Querüberlappungen auf den Böschungsflächen verzichtet werden. Wo Querstöße nicht vermieden werden konnten, wurde auf einer Überlappungsbreite von etwa 50 cm eine Versiegelung der Nahtstelle ausgeführt. In mehreren Arbeitsgängen ist Bentonitpaste aufgebracht worden. Die Verlegung der Dichtungs- und Drainmatte wurde von der Fremd- und Bauüberwachung kontrolliert. Anhand eines Verlegeplanes erfolgte eine fachtechnische Abnahme und Freigabe fertiggestellter Teilflächen.

Während der gesamten Bauausführung erwies sich der Einbau der Bentonitmatte als relativ witterungsunabhängig. So konnte beispielsweise bei Nebel, hoher Luftfeuchtigkeit und auch bei kurzen, leichten Niederschlägen weiter gearbeitet werden.

4.6 Einbau des Geogitters

Das Geogitter wurde ebenfalls als Rollenware in Bahnen von 5,0 m x 100 m geliefert. Die Verlegung erfolgte ebenfalls mit einer Traverse. Die Längsstöße wurden ca. 20 cm überlappt.

Die Verankerung des Geogitters erfolgte auf den Bermen. Auf einen normalerweise üblichen Einbindungsgraben wurde verzichtet. Zur Herstellung des Grabens hätte abgelagerter Müll unter hohen Arbeitsschutz- und Sicherheitsmaßnahmen ausgehoben werden müssen. Stattdessen erfolgte die Verankerung des Geogitters durch eine erhöhte Auflast im Bermenbereich. Hier wurde eine Schicht aus Brechkorngemisch 0/45 in einer Gesamtstärke von 1,0 m, wie in Abb. 8 dargestellt, aufgebracht.

4.7 Rekultivierungsschicht

Als Rekultivierungsschicht wurde steinfreier Boden in einer Gesamtstärke von 40 cm mit einem Teleskopbagger eingebaut. Arbeitstäglich erfolgte eine Raseneinsaat, um möglichst schnell eine Erosionssicherung für die Böschungsflächen zu erreichen.

5.0 Qualitätssicherung

Bei der Herstellung einer Deponiebasisabdichtung wird ein hoher Qualitätsstandard gefordert, der durch eine Fremdüberwachung festgestellt wird.

Bei Oberflächenabdichtungssystemen handelt es sich um vergleichbare Anforderungen, so daß auch hier über die normale Bauüberwachung hinaus eine Fremdüberwachung zur Qualitätskontrolle und -sicherung erforderlich ist. Der jeweilige Dichtungsaufbau und die damit verbundenen unterschiedlichen Baustoffe bestimmen die Anforderungen an die Fremdüberwachung. Bei der Oberflächenabdichtung der Deponie "Beim Kapenberg" wurde ein Fremdüberwacher für polymere Fachfragen beteiligt.

6.0 Schlußbetrachtung

Für die Deponie "Beim Kapenberg" wurde unter Einbeziehung vorhandener Böschungsneigungen von 1:2 aus Standsicherheitsgründen ein Oberflächenabdichtungssystem mit polymeren Drainmatten und einem Dichtungselement aus einer Bentonitdichtungsmatte gewählt.

Die Eignung der einzelnen Elemente des Dichtungssystems und des gewählten Bauverfahrens konnte von der ausführenden Firma in einem Versuchsfeld erfolgreich nachgewiesen werden. Trotz der steilen Böschungsneigungen von 1:2 waren ausreichende Standsicherheitsreserven des Gesamtdichtungssystems vorhanden.

Der gewählte Dichtungsaufbau kann relativ witterungsunabhängig ausgeführt werden. Im Mittel wurden täglich 350 m^2 Dichtungsaufbau hergestellt.

Die Baukosten für das Oberflächenabdichtungssystem betragen 142,00 DM/m^2.

Das ausgeführten Dichtungssystems bietet folgende Vorteile:

- geringe Witterungsabhängigkeit während der Bauphase
- hohe Verlegeleistung pro Tag
- vertretbare Kosten

Über das Langzeitverhalten von Bentonitdichtungsmatten gibt es noch keine ausreichenden Erfahrungen. Es ist nicht auszuschließen, daß in Abhängigkeit auftretender Trocken-Naß- und Frost-Tau-Wechsel kurzzeitig eine gewisse Durchlässigkeit der Dichtungsmatte auftreten kann.

Grundsätze für die Bewertung von alternativen Abdichtungssystemen - Stand von Zulassungsverfahren -

Ch. Herold, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin

1. Rechtliche Rahmenbedingungen

Die rechtlichen Rahmenbedingungen für die Planung, die Errichtung und den Betrieb von Deponien werden im wesentlichen durch abfallrechtliche Vorschriften bestimmt. Die Vorschriften des Abfallgesetzes (AbfG), die noch in diesem Jahr vom Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz (KrW-/AbfG) abgelöst werden, werden dabei durch die Verwaltungsvorschriften TA-Abfall und TA-Siedlungsabfall umgesetzt. Der Vollzug fällt in die jeweilige Zuständigkeit der Länder und wird durch die Landesabfallgesetze und ihnen nachgeordnete Bestimmungen geregelt. Das Abfallrecht bestimmt, daß Deponien so konstruiert und betrieben werden müssen, daß sich aus dem abgelagerten Abfall keine Beeinträchtigung des Wohls der Allgemeinheit ergibt sowie Boden- und Nutzpflanzen nicht schädlich beeinflußt werden.
Da Deponien zugleich auch bauliche Anlagen sind, müssen bei Planung und Errichtung auch baurechtliche Anforderungen eingehalten werden. Diese ergeben sich aus den jeweiligen Landesbauordnungen (LBO) und beziehen sich sowohl auf die Standsicherheit als auch auf die Forderung, daß Leben, Gesundheit oder die natürlichen Lebensgrundlagen nicht gefährdet werden dürfen.
Die zuletzt genannte Anforderung ist also eine gemeinsame Schutzziel, das in beiden Rechtsbereichen umzusetzen ist. Dabei sind Verfahren anzustreben, die so koordiniert werden müssen, daß die notwendigen Verwaltungsabläufe bei Durchführung geplanter Maßnahmen möglichst vereinfacht werden.

Die technischen Anleitungen machen u. a. Angaben zu den bei Deponien erforderlichen Abdichtungsmaßnahmen an der Deponiebasis und der Deponieoberfläche. Für die unterschiedlichen Deponieklassen werden sogenannte Regelabdichtungssysteme beschrieben. Für die Deponieklasse I nach TA-Si sind dies mineralische Abdichtungen, für die Deponieklasse II nach TA-Si und die Sonderabfalldeponie nach TA-A sogenannte Kombinationsabdichtungen, bestehend aus einer

Kunststoffdichtungsbahn und einer mineralischen Dichtungsschicht. Der Einsatz hiervon abweichender alternativer Abdichtungsysteme ist nach den Bestimmungen der technischen Anleitungen möglich, wenn die Gleichwertigkeit mit den Regelsystemen nachgewiesen werden kann.
Offen blieb dabei jedoch, welche Maßstäbe für die Beurteilung gleichwertiger Abdichtungssysteme gelten sollen, denn die Regelabdichtungen sind als Systeme vorgegeben. Direkte quantifizierbare Anforderungen an die Dichtungsleistungen werden nicht angegeben.

Diese unklare Situation führte zu bisher sehr unterschiedlichen Vorgehensweisen in einzelnen Bundesländern und zu erheblichen Erschwerungen des Einsatzes alternativer Dichtungen. Es war also dringend notwendig, wenn man alternative Abdichtungen nicht nur im Einzelfall anwenden wollte, zunächst geeignete Beurteilungsgrundsätze für Deponiedichtungen zu formulieren.

Hierfür bot das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) die geeigneten organisatorischen und fachlichen Voraussetzungen. Das DIBt ist eine von den Ländern und dem Bund getragene Anstalt des öffentlichen Rechts zur einheitlichen Erfüllung bautechnischer Aufgaben. Dies geschieht u. a. durch Erteilung von Zulassungen für Bauprodukte und Bauarten, die nicht geregelt sind, für die es also keine technischen Regeln gibt. Das DIBt wird tätig auf der Basis des Bauordnungsrechts, da Deponien auch bauliche Anlagen sind. Diese Tätigkeit war abzustimmen mit den abfallrechtlichen Behörden der Länder, um sicherzustellen, daß auch die abfallrechtlichen Belange in geeigneter Weise Berücksichtigung finden.

Im DIBt wurden in zweijähriger Beratung eines Arbeitskreises unter Beteiligung aller fachlich und rechtlich zuständiger Kreise ein Grundsatzpapier mit dem Titel „Grundsätze für den Eignungsnachweis von Dichtungselementen in Deponieabdichtungssystemen“ erarbeitet und im November 1995 verabschiedet. Es befindet sich derzeit in der redaktionellen Schlußbearbeitung. In den Grundsätzen werden Anforderungen an Deponiedichtungen formuliert. Sie sind keine allgemein verbindliche technische Regel sondern bilden die Grundlage für die Bearbeitung von Zulassungsanträge für alternative Dichtungselemente durch das DIBt. Da die Grundsätze auch in weitgehender Abstimmung mit den abfallrechtlichen Behörden entstanden sind, ist sichergestellt, daß in den bauaufsichtlichen Zulassungen auch die materiellen Anforderungen des Abfallrechts insbesondere hinsichtlich Dichtigkeit und Beständigkeit von Dichtungen erfüllt werden.

Die bauaufsichtlichen Zulassungen beziehen sich nur auf Dichtungselemente. In der Zulassung wird jedoch angegeben, welche Randbedingungen einzuhalten sind, damit die daraus hergestellte Dichtung die gestellten Anforderungen erfüllt.
Bauaufsichtliche Zulassungen von Dichtungselementen können somit zum Nachweis für die Eignung alternativer Abdichtungssysteme zur Erfüllung der Forderung nach Gleichwertigkeit mit den Regelsystemen herangezogen werden. Dies liegt dann jedoch im Zuständigkeitsbereich der abfallrechtlichen Behörden, die die Zulassung von Deponien und damit auch der einzubauenden Abdichtungssysteme im Rahmen von Planfeststellungs- oder Genehmigungsverfahren vorzunehmen haben.

2. Zulassungsgrundsätze

(Bild 1)
In den Grundsätzen werden folgende Themenbereiche behandelt:

- Beurteilungsgrundsätze
- Leistungen
- Einwirkungen, Lastfälle
- Anforderungen
- Nachweise
- Qualitätssicherung

2.1 Beurteilungsgrundsätze

Entsprechend den Regelungen in TA-Abfall und TA-Siedlungsabfall sind Basis- und Oberflächenabdichtungssysteme als eine unabhängige Barriere neben anderen Barrieren zu sehen. Die Anforderungen werden daher unabhängig von dem jeweiligen Standort der Deponie formuliert. Sie richten sich an die von der Dichtung zu erbringenden Leistungen. Die Dichtung kann dabei aus mehreren Dichtungskomponenten bestehen (z. B. Dichtungsbahn, mineralische Dichtung). Die Dichtung ist wiederum ein Bestandteil des Abdichtungssystems, dessen Funktionsschichten (z. B. Dränschicht, Schutzschicht, Rekultivierungsschicht ...) müssen die Einwirkungen auf die Dichtung in zulässigen Grenzen halten.
Die Anforderungen werden soweit möglich aus den quantifizierbaren Eigenschaften der Regelabdichtungen abgeleitet. Sie sind materialunabhängig formuliert, um sie allgemein auf alle mögli-

chen alternativen Produkte anwenden zu können. Hierfür ist im konkreten Zulassungsfall natürlich eine materialspezifische Umsetzung erforderlich.

2.2 Gleichwertigkeit

Die Forderung von TA-Abfall und TA-Siedlungsabfall nach Gleichwertigkeit richtet sich an das gesamte Abdichtungssystem. Hierfür ist ein Eignungsnachweis zu erbringen. Voraussetzung dafür ist, daß das oder die alternativen Dichtungselemente im Sinne der Anforderung der Grundsätze geeignet sind, was durch eine bauaufsichtliche Zulassung nachgewiesen werden kann.
Ein alternatives Abdichtungssystem kann dann als gleichwertig bezeichnet werden, wenn die Dichtungselemente mindesten unter Berücksichtigung der in der Zulassung genannten Systemrandbedingungen eingesetzt werden. Diese Feststellung muß projekbezogen von der abfallrechtlich zuständigen Behörde des jeweiligen Bundeslandes unter Einbeziehung der landesspezifischen Regelungen im Rahmen des Zulassungsverfahrens für die Deponie getroffen werden.

2.3 Leistungen

(Bild 2)

Betrachtet werden folgende Leistungen, die von der Dichtung erbracht werden müssen:

- Dichtigkeit
- mechanische Widerstandsfähigkeit
- Beständigkeit
- Herstellbarkeit

An diese Leistungen werden bestimmte Anforderungen gestellt, die von den jeweiligen Dichtungen zu erfüllen sind.

2.4 Einwirkungen, Lastfälle

Für eine projektunabhängige Bewertung von Dichtungselementen ist es erforderlich, allgemeingültige Einwirkungen und Lastfälle festzulegen, unter denen die Leistungen festzustellen sind. Diese Einwirkungen können daher nicht die tatsächlichen Gegebenheiten in einer einzelnen Deponie wiedergeben. Sie müssen vielmehr die Fälle abdecken, mit denen bei Einhaltung der Forderungen nach der TA-Abfall und TA-Siedlungsabfall im Regelfall immer zu rechnen ist. Durch

konservative Annahmen hierzu müssen auch ungünstige Lastfälle, mit ausreichender Sicherheit erfaßt werden. Der Festlegung von Einwirkungen liegen Beanspruchungsszenarien zugrunde, mit denen in realistischer Weise in Deponien zu rechnen ist .

2.5 Einwirkungen

Es werden physikalische, biologische und chemische Einwirkungen beschrieben. Hinsichtlich der Häufigkeit ihres Auftretens wird unterschieden zwischen ständigen oder veränderlichen Einwirkungen, mit denen zu rechnen ist, wenn die Anforderungen nach TA-Abfall und TA-Siedlungsabfall hinsichtlich Abfallzusammensetzung eingehalten werden und außergewöhnlichen Einwirkungen, die auftreten können, wenn von den genannten Anforderungen abgewichen wird. Hierzu gehören z. B. chemische Einwirkungen durch aggressive Medien, für die angenommen wird, daß sie bei Deponieklasse II zusammen mit dem Sickerwasser in verdünnter und bei Deponieklasse III in konzentrierter aber mengenmäßig auf 10 l /m² begrenzter Form über einen Zeitraum von 3 Jahren auf die Dichtung einwirken können.
Weiterhin wird bei den Einwirkungen hinsichtlich der Abdichtungsbereiche (Oberflächendichtung, Basisdichtung) sowie den Deponieklassen DK I, DK II und DK III unterschieden. Schließlich erfolgt eine Zuordnung der Einwirkungen zu den maßgebenden Zeiträumen in sog. Zustandsphasen, in denen mit ihnen zu rechnen ist.

2.6 Zustandsphasen

(Bild 3)

Grundlage für die zeitliche Zuordnung der Einwirkungen sind die jeweils zu erwartenden Deponiezustände unter Berücksichtigung des Zusammenwirkens von Oberflächen- und Basisdichtung. Hierdurch ergeben sich unterschiedliche Zustandsphasen, für die die Dichtungen zu bewerten sind. Im Hinblick auf diese Zustandsphasen unterscheiden sich auch die zu berücksichtigenden Einwirkungen und die Anforderungen an die zu erbringenden Leistungen.

Hierdurch wird unterstrichen, daß

a) der Oberflächenabdichtung eine wesentliche Sicherung der Langzeitfunktion der Deponie zukommt,

b) während des Deponiebetriebs und in der frühen Nachbetriebsphase (bis 100 Jahre) muß bei voller Funktionsfähigkeit der Dichtungen die in dieser Zeit stark belasteten Sickerwässer über Entwässerungssysteme abgeführt werden, ohne daß eine nennenswerte Permeation von Schadstoffen durch die intakte Basisabdichtung erfolgen darf,

c) in der späten Nachbetriebsphase (ab ~ 100 Jahren) mit einer natürlichen Begrenzung der Beständigkeit durch alterungsbedingte Veränderung bestimmter Komponenten der Abdichtung gerechnet werden muß. Die dauerhafte Restwirksamkeit der Dichtung muß daher durch ein langzeitbeständiges Element gesichert werden.

Für Oberflächen und Basisdichtung ergibt sich somit jeweils eine Matrix aus zustandsbezogenen Einwirkungen, die bei der Beurteilung von Dichtungselementen für die jeweilige Deponieklasse zugrunde zu legen ist.

3 Anforderungen

3.1 Anforderungen an die Dichtigkeit

(Bilder 7,8,9,10)

Die Festlegung der Anforderungen an die Dichtigkeit von Oberflächen- und Basisdichtung steht im Mittelpunkt der Grundsätze. Sie erfolgen unter Bezug zu den für die Dichtigkeit maßgebenden Einwirkungen.

Für die Dichtigkeit gegenüber Deponiesickerwasser und darin gelösten Schadstoffen sind dies Aufstauhöhe und Temperatur des Sickerwassers in ständiger, veränderlicher und außergewöhnlicher Kombination. Unter Berücksichtigung konvektiver und diffusiver Transportvorgänge werden Anforderungen für Durchtrittsmengen, Durchtrittsraten bzw. Permeationsraten und Induktionszeiten von Deponiesickerwasser und Schadstoffen festgelegt. Als Leitsubstanz für die Betrachtung der Diffusion dient das im allgemeinen sehr schnell diffundierende Chlorid.

In den Grundsätzen werden also keine Anforderungen nur an bloße Materialeigenschaften sondern an Durchtrittsmengen gestellt, die bei grundsätzlicher Eignung des verwendeten Materials

durch eine entsprechende Dimensionierung der Dichtungsschichten erfüllt werden können. Dies eröffnet neue Möglichkeiten für den Leistungsnachweis bei alternativen Dichtungen.
Es ist besonders darauf hinzuweisen, daß dies Anforderungen an die Dichtigkeit unter fiktiven Einwirkungen bei Annahme idealisierter Stofftransportbedingungen sind, die unabhängig von dem jeweiligen Zustand einer bestimmten Deponie zu erfüllen sind. Das heißt aber auch, daß diese Anforderungen natürlich keine Rückschlüsse auf die tatsächlichen sich in einer Deponie einstellenden Permeationsraten zulassen, weil die örtlichen Voraussetzungen von den idealisierten Bedingungen abweichen können. Die festgelegten Anforderungsbedingungen dienen somit als Vergleichsmaßstab für die Bewertung unterschiedlicher Dichtungen unter gleichen Kriterien.

Auf eine von einigen Mitgliedern des Arbeitskreises gewünschte und im Hinblick auf die ganzheitliche Bewertung des Deponieverhaltens sinnvolle Anforderung an die im Laufe eines Jahres zulässige Durchtrittsmenge durch Oberflächen- und Basisdichtung konnte man sich nicht verständigen, da ein solcher Nachweis genauere Kenntnisse über die jährliche Verteilung von Einwirkungszuständen und weitere Kenntnisse der häufig sehr komplizierten Transportmechanismen voraussetzen würde, was derzeit nicht im erforderlichen Maße gegeben ist. Im übrigen wird man sich derzeit wohl auch nicht auf verbindliche Schadstoffmengen einigen können, die eine Abdichtung permeieren dürfen, ohne daß sie eine Gefahr für Boden und Grundwasser darstellen. Die Bemessung einer Deponie im Hinblick auf ihre Dichtigkeit unter den örtlich gegebenen Randbedingungen ist somit in gesicherter Weise derzeit nicht möglich.

Der Eignungsnachweis von Dichtungselementen und somit die Beurteilung der Gleichwertigkeit von Deponieabdichtungssytemen kann somit derzeit nur für die genannten fiktiven Einwirkungen unter idealisierte Stofftransportmechanismen vorgenommen werden. Man liegt hiermit auf der sicheren Seite gegenüber den tatsächlich Verhältnissen.
Als den derzeit einzig möglichen Anforderungsmaßstab beziehen sich die Grundsätze daher auf die entsprechenden Dichtigkeitseigenschaften der Regeldichtungen unter gleichen fiktiven Einwirkungen, denn mit ihnen ist ja nach mehrheitlicher Auffassung von Fachleuten und politisch Verantwortlichen, die die TA-Abfall und TA-Siedlungsabfall verfaßt haben, ein ausreichender Schutz nach dem Stand der Technik gegeben.

Der Nachweis der Dichtigkeit hat für die genannten Einwirkungskombinationen und Zustandsphasen zu erfolgen. Dabei dürfen günstig wirkende ständige Auflasten bis zu einem gewissen

Grade berücksichtigt werden. Der Nachweis kann durch Versuche oder Berechnungen erfolgen. Da die Dichtigkeitsanforderungen an die Dichtung im eingebauten Zustand gestellt werden und an keiner Stelle unterschritten werden dürfen, müssen dabei die Materialeigenschaften und deren Streuungen berücksichtigt werden, wie sie sich nach der Herstellung der Dichtung auf der Deponie ergeben. Gegebenenfalls ist die Veränderung maßgebender Materialeigenschaften durch Alterungsvorgänge in geeigneter Weise zu berücksichtigen (s. Beständigkeit). Ebenso sind die Verformungsgrenzen zu bestimmen, innerhalb derer die Anforderungen an die Dichtigkeit erfüllt werden. Ein Verformung, die einem Biegeradius von 200 m entspricht, ist für das Dichtungselement mindestens nachzuweisen.

4 Anforderungen an die mechanische Widerstandsfähigkeit

(Bild 11)

Anforderungen an die mechanische Widerstandsfähigkeit werden im Hinblick auf die Standsicherheit und die Verformungssicherheit von Abdichtungssystemen gestellt. Die Nachweise sind in der Regel projektbezogen nach üblichen bodenmechanischen Verfahren unter Berücksichtigung der für verschiedene Bau- und Betriebszustände maßgebenden Lastfälle zu erbringen. In den Grundsätzen werden Angaben gemacht, welche mechanischen Einwirkungen in den verschiedenen Zustandsphasen grundsätzlich zu berücksichtigen sind.

Die Nachweise müssen das spezifische Trag- und Verformungsverhalten der meist schichtenförmig aufgebauten Abdichtungssysteme erfassen. Im Rahmen der Zulassung werden die charakteristischen Werte von hierbei anzusetzenden Material- und ggf. Systemwiderstände festgelegt. Dies erfolgt ggf. unter Berücksichtigung von biologischen, chemischen und thermischen Einwirkungen und Alterungsprozessen, die Einfluß auf die Materialwiderstände haben können (s. Beständigkeit).

5 Anforderungen an die Beständigkeit

(Bilder 12,13)

Im Hinblick auf die Dichtigkeit und mechanische Widerstandsfähigkeit spielt die Beständigkeit der hierfür erforderlichen Produkteigenschaften eine wesentliche Rolle. Unter Beständigkeit wird

hier ein Materialverhalten verstanden, bei dem sich unter den maßgeblichen Einwirkungen die relevanten Eigenschaften der Dichtungselemente innerhalb des geforderten Zeitraums nicht unzulässig verändern. Was unzulässig ist, muß im Zulassungsfall produktspezifisch festgelegt werden.

Jede Dichtung muß eine Dichtungskomponente haben, die unter ständigen und veränderlichen Einwirkungen eine Beständigkeit von mehreren hundert Jahren aufweist (Dauerbeständigkeit).
Die Dichtung muß zur Abdeckung außergewöhnlicher Temperaturzustände bei ständigen Einwirkungen und dreijähriger Einwirkungsdauer bei 40 °C beständig sein.
Konvektionssperren müssen unter ständigen und veränderlichen Einwirkungen bei 30 °C eine Beständigkeit von 50 bis 100 Jahren aufweisen (Langzeitbeständigkeit). Darüber hinaus müssen sie unter außergewöhnlichen Einwirkungen von verdünnten oder konzentrierten aggressiven flüssigen Medien bei dreijähriger Einwirkungsdauer und 40°C beständig sein.

Entsprechende Nachweise können durch belegte Praxiserfahrungen, theoretische Verfahren oder Versuche erbracht werden. Dabei ist zu berücksichtigen, in welcher Weise die Einwirkungen auftreten können. Es handelt sich in der Regel um einseitige Oberflächenangriffe, worauf entsprechende Untersuchungen abzustellen sind. Günstig wirkende ständige Auflasten können bis zu einem Maximalwert berücksichtigt werden. Für zeitlich begrenzte Einwirkungen ist dabei auch zu untersuchen, in welcher Weise sich nach Beendigung der Einwirkungen veränderte Materialeigenschaften wieder regenerieren. Durch Temperaturerhöhungen, Konzentrationserhöhungen oder erhöhte mechanische Beanspruchungen können Zeitraffungen vorgenommen werden, um eine Abschätzung der Funktionsdauer für den geforderten Zeitraum zu ermöglichen.

Die Beständigkeit ist gegeben, wenn keine unvertretbar großen Änderungen der maßgebenden Materialeigenschaften festgestellt werden. Ggf. erfolgt eine Berücksichtigung durch Abminderungsfaktoren z. B. bei den Materialwiderständen.

6 Anforderungen an die Herstellbarkeit

Deponieabdichtungen müssen unter Bedingungen, wie sie auf Deponiebaustellen herrschen, so hergestellt werden können, daß sie die geforderten Leistungen im eingebauten Zustand mit ausreichender Sicherheit erbringen. Die Herstellbarkeit hängt dabei von folgenden Faktoren ab:

- den erforderlichen Herstellungsvoraussetzungen
- der Handhabbarkeit der Produkte beim Einbau
- der Empfindlichkeit gegenüber Einbaubeanspruchungen
- der Prüfbarkeit
- der Reparierbarkeit

Diese Punkte sind im Zulassungsverfahren zu prüfen. Für den Einbau notwendige Angaben sind in der Zulassung oder in einer entsprechenden Verarbeitungsanleitung des Produktherstellers zu beschreiben.

7 Sonstige Anforderungen

In einer Reihe wichtiger sonstiger Punkte werden folgende Anforderungen formuliert:

- Zulassungsfähige Dichtungselemente müssen dem Stand der Technik entsprechen. Darunter ist der Entwicklungsstand fortschrittlicher Dichtungsverfahren zu verstehen, der die praktische Eignung für die Herstellung und geforderte Wirksamkeit einer Deponieabdichtung gesichert erscheinen läßt. Bei der Bestimmung des Standes der Technik sind insbesondere vergleichbare Verfahren und Bauweisen heranzuziehen, die mit Erfolg im Betrieb erprobt worden sind.
- Die Verträglichkeit von Materialien angrenzender Schichten muß gesichert sein.
- Kontrollsysteme liefern wegen ihrer auf Dauer nicht gesicherten Funktionsfähigkeit im Hinblick auf den Nachweis der Dichtigkeit grundsätzlich keinen Beitrag.
- Bei Produkten, deren Materialeigenschaften größeren Streuungen unterliegen, oder die eine besondere Empfindlichkeit gegenüber Einbaubeanspruchungen aufweisen, sollte ggf. ein Fehlerausgleich z. B. durch einen mehrlagigen Einbau vorgenommen werden.

- Der Einfluß von einbaubedingten Veränderungen der Eigenschaften bei Produkten mit besonderer Empfindlichkeit gegenüber Einbaubeanspruchungen ist zu untersuchen und zu bewerten.
- Dichtungen müssen eine gewisse Robustheit aufweisen, damit sie Beanspruchungen aus Einbau und Verdichtung des Abfalls bei zunehmender Überschüttungshöhe widerstehen. Erforderlichenfalls müssen Schutzschichten angeordnet werden.
- Bei mehreren Schichten und Lagen einer Dichtung müssen diese so hergestellt werden können, daß durch einen vollflächigen Verbund keine Unterläufigkeiten entstehen können.
- Dichtungen müssen frostsicher sein oder durch entsprechende Maßnahmen gegen Frost geschützt werden.
- Die möglichen Auswirkungen von nicht vollständig auszuschließenden lokalen Imperfektionen (Risse, Löcher ...) sind abzuschätzen.
- Produkte für Deponiedichtungen müssen umweltverträglich sein, ihre Verarbeitung muß hinsichtlich arbeitsschutzrechtlicher und sonstiger Bestimmungen zulässig sein.

8 Anforderungen an die Qualitätssicherung

Weitere Voraussetzung für eine sichere Herstellung der Abdichtung ist eine auf das jeweilige Produkt abgestimmte Qualitätssicherung. Sie umfaßt sowohl den Produktionsprozeß von Materialien oder Komponenten im Werk wie auch den Herstellungsvorgang der Abdichtung auf der Deponie und ist auf die besonderen Erfordernisse der jeweiligen Dichtung abzustimmen. Hierin einbezogen werden auch ggf. erforderliche Eignungsprüfungen, die objektbezogen vorzunehmen sind. Merkmale der Qualitätssicherung sind Eigen- und Fremdprüfung sowie die Überwachung durch die genehmigende Behörde. Eine grundsätzliche Voraussetzung dafür ist, daß die Komponenten des Abdichtungssystems eindeutig gekennzeichnet und geprüft werden können.
Entsprechende Festlegungen und Verantwortlichkeiten erfolgen unter Berücksichtigung baurechtlicher und abfallrechtlicher Erfordernisse produktspezifisch in den Zulassungen.

9 Zulassung von alternativen Dichtungselementen

Auf der Basis dieser Grundsätze werden auf Antrag im DIBt Zulassungen für alternative Dichtungselemente bearbeitet. Die Erteilung von Zulassungen erfolgt auf der Grundlage von Beratungen in sog. Sachverständigenausschüssen (SVA). Sie haben die Aufgabe, die materialunabhängig formulierten Anforderungen der Grundsätze auf das jeweilige Produkt in materialspezifischer Weise zu übertragen und die Bewertung der von den Antragstellern zu erbringenden Eignungsnachweise vorzunehmen.
Die bauaufsichtliche Zulassung ist eine amtliche Bestätigung, daß die Anforderungen der Grundsätze von dem zugelassenen Produkt erfüllt werden. In der Zulassung werden gleichzeitig Angaben darüber gemacht, unter welchen Bedingungen und konstruktiven Vorausetzungen das Produkt verwendet werden kann. Eine Zulassung wird widerruflich in der Regel für 5 Jahre erteilt.

Die Gliederungspunkte einer Zulassung umfassen

I Allgemeine Bestimmungen

II Besondere Bestimmungen

- Zulassungsgegenstand
- Anwendungsbereich
- Zusammensetzung und Eigenschaften
- Produktion im Werk
- Verpackung, Transport, Lagerung, Kennzeichnung
- Übereinstimmungsnachweis (Qualitätssicherung)
- Angaben zur Verwendung des Bauprodukts
  * Systemaufbau (Funktionsschichten)
  * Anforderungen an angrenzende Systemteile
  * projektbezogene Nachweise (Eignungsprüfung, Standsicherheit...)
  * Herstellung, Verarbeitung auf der Deponie
  * Qualitätssicherung der Herstellung (QSP)

Zur Zeit existieren zwei Sachverständigenausschüsse:

SVA „Deponieabdichtungen mit Asphalt"

SVA „Deponieabdichtungen mit mineralischen Baustoffen"

Im SVA „Deponieabdichtungen mit Asphalt" wird z. Z. ein Antrag auf Zulassung von **Asphalt** als Dichtungselement in einer Basisabdichtung für Deponieklasse II beraten. Die sehr intensiven Beratungen erfolgten parallel zur Beratung der Grundsätze in den letzten 2 Jahren. Die erforderlichen Eignungsnachweise machten eine Reihe grundlegender Untersuchungen notwendig. Im Laufe der Beratungen entstanden Merkblätter zur Herstellung, Lagerung, Transport und Einbau sowie zur Qualitätssicherung von Deponieasphalt. Auf diese Merkblätter soll in der Zulassung Bezug genommen werden. Der besonders auf die Erfordernisse in einer Deponie ausgelegte Deponiasphalt soll als Konvektionssperre im Verbund mit einer in der Schichtdicke reduzierten mineralischen Dichtungsschicht zum Einsatz kommen. Zu weiteren Einzelheiten wird auf entsprechende Veröffentlichungen zu diesem Thema in der jüngsten Vergangenheit hingewiesen.

Im SVA „Deponieabdichtungen mit mineralischen Baustoffen" werden z. Z. Anträge für die Verwendung von **Bentonitmatten** in Oberflächenabdichtungen der Deponieklasse I sowie für vergütete mineralische Abdichtungen beraten.
Die Erfüllung der Anforderungen der Grundsätze bei Bentonitmatten führten ebenso auch hier zu einer Reihe von grundsätzlichen Untersuchungen, die in den letzten 2 Jahren intensiv beraten wurden. Auch hierzu sind die Beratungen über eine Zulassung bereits sehr weit vorangeschritten. Zentraler Punkt ist die Beständigkeit von dichtenden und mechanischen Eigenschaften dieser relativ dünnen Produkte gegenüber Einwirkungen, mit denen insbesondere bei Oberflächenabdichtungen zu rechnen ist:

- Wassergehaltsänderungen infolge Austrocknungs- und Wiederbefeuchtungsvorgängen
- vergleichsweise geringe Auflasten
- chemische Einwirkungen aus den überlagernden Bodenschichten

Jüngste Ergebnisse aus Feldversuchen werfen jedoch bisher für ausreichend geklärt gehaltene Fragen unter anderen Gesichtspunkten erneut auf. Sie müssen vor Erteilug einer Zulassung befriedigend beantwortet werden, um die Bedingungen, unter denen Bentonitmatten sicher eingesetzt werden können, festlegen zu können.

Unter **vergüteten mineralischen Dichtungen** werden Produkte verstanden, bei denen möglichst gleichmäßige, reproduzierbare Dichtungseigenschaften an Mineralstoffgemischen eines bestimmten Aufbaus und einer ausgewählten Zusammensetzung ggf. unter Zugabe bestimmter verbessernder Zusätze wie z. B. Wasserglas oder Erdwachsprodukte erreicht werden.
In vergleichbarer Weise, wie dies derzeit für den Asphalt geschieht, sollen in einer Zulassung Festlegungen zu allen Produktbestandteilen getroffen werden, für die die grundsätzliche Eignung entsprechend den Anforderungen der Grundsätze nachgewiesen worden ist. An den projektbezogenen jeweils zur Verwendung kommenden Mineralstoffen ist durch besondere Prüfung die Eignung für den Verwendungsfall nochmals nachzuweisen.
Zur Zeit werden die Anforderungen der Grundsätze auf diese Produktgruppe übertragen und hierfür ein entsprechender Kriterienkatalog beraten, der die Grundlage für die von den Antragstellern zu erbringenden Eignungsnachweise darstellt.

10 Zusammenfassung

Das DIBt hat mit der Verabschiedung der Grundsätze für den Eignungsnachweis von Dichtungselementen in Deponieabdichtungssystemen die Voraussetzung dafür geschaffen, daß bauaufsichtliche Zulassungen für alternative Dichtungselemente in Deponieabdichtungen erteilt werden können. Diese bauaufsichtlichen Zulassungen berücksichtigen die materiellen abfallrechtlichen Anforderungen an die Wirksamkeit von Deponieabdichtungssystemen. Die vom DIBt erteilten bauaufsichtlichen Zulassungen können im Rahmen der abfallrechtlichen Zulassung von Deponien als Eignungsnachweis für die ein der TA-Abfall und TA-Siedlungsabfall geforderte Gleichwertigkeit alternativer Abdichtungssysteme herangezogen werden.

Zur Zeit werden auf der Basis der Grundsätze im DIBt Zulassungsanträge für alternative Dichtungselemente aus Asphalt, Bentonitmatten und vergütete mineralische Mineralstoffe bearbeitet. Die fachtechnische Beratung dieser Anträge erfolgt in hierfür speziell eingerichteten Sachverständigenausschüssen.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK

Anstalt des öffentlichen Rechts

Grundsätze für den Eignungsnachweis von Dichtungselementen in Deponieabdichtungssystemen

November 1995

Inhalt

1.0 Vorbemerkungen

2.0 Zielsetzung und Anwendungsbereich

3.0 Grundsätze für die Beurteilung von Deponieabdichtungssystemen

4.0 Einwirkungen
- 4.1 Allgemeines
- 4.2 Chemische Einwirkungen
- 4.3 Biologische Einwirkungen
- 4.4 Physikalische Einwirkungen

5.0 Leistungsanforderungen
- 5.1 Dichtigkeit der Basisabdichtung
- 5.2 Dichtigkeit der Oberflächenabdichtung
- 5.3 Mechanische Widerstandsfähigkeit
- 5.4 Beständigkeit
- 5.5 Herstellbarkeit
- 5.6 Sonstige Anforderungen

6.0 Qualitätssicherung

7.0 Anmerkungen, Erläuterungen

8.0 Literatur

Maßgebende Leistungen von Deponiedichtungen

Leistungen	Eigenschaften	Einwirkungen
Dichtigkeit	**Konvektionsverhalten** - Durchtrittszeit - Durchflußrate **Diffusionsverhalten** - Induktionszeit - Permeationsrate **Sorptionsverhalten** - Adsorption	- hydraulischer Gradient - Schadstoff - Temperatur - Schadstoff - Konzentrationsgradient - Temperatur - Schadstoff - Konzentration der Lösung
Mechanische Widerstandsfähigkeit	**Verhalten des Abdichtungssystems bei mechanischer Belastung** - Standsicherheit - Verformungssicherheit - hydraulische Widerstandsfähigkeit	**Mechanische Einwirkungen:** - Verformungen aus Setzungen - Kräfte aus Neigung und Auflast - Verkehrslasten - Wasserspannungen - Sonderlasten **Hydraulische Einwirkungen:** - Strömungskräfte
Beständigkeit	**Beständigkeit gegenüber chemischen Einwirkungen** **Beständigkeit gegenüber physikalischen Einwirkungen** **Beständigkeit gegenüber biologischen Einwirkungen**	**Chemische Einwirkungen:** - Sickerwasser - aggressive fl. Medien - Gase **Physikalische Einwirkungen:** - Temperaturen - Feuchtigkeit - UV-Strahlung **Biologische Einwirkungen:** - Mikroorganismen, Pilze - Pflanzen - Tiere
Herstellbarkeit	- **Einbaubarkeit** - **mechanische Empfindlichkeit** - **Witterungsempfindlichkeit** - **Eigenschaften der Materialien im eingebauten Zustand** - **Anschlüsse u. Durchdringungen** - **Prüfbarkeit** - **Reparierbarkeit**	- Einbaubeanspruchungen - Witterung

TAB35-1.WPD

Zustandsphasen von Basis- und Oberflächendichtung

Phase	Zustand
0	Basisdichtung im Bauzustand
I	Basisdichtung vor der Verfüllung
II	Basisdichtung während der Verfüllung Oberflächendichtung im Bauszustand
IIIa	Dichtungen in früher Nachbetriebsphase
IIIb	Dichtungen in später Nachbetriebsphase

Beschreibung der Phasen:

Phase 0
- Basisdichtung im Bauszustand
- Belastung durch Herstellungsmaßnahmen, Witterung, Eigengewicht

Phase I
- Basisdichtung ganz oder teilweise frei liegend
- Belastungen vor und beim Einbau des Abfalls z.B. durch Witterung, Fahrzeuge, Massenkräfte

Phase II
- Basisdichtung zunehmend mit Abfall bedeckt
- Belastungen durch zunehmende Auflasten, Setzungen, hohen Sickerwasseranfall mit maximaler Schadstoffbelastung bei ggf. erhöhten Temperaturen
- *volle Funktionsfähigkeit aller Elemente der Dichtung*
- Phase II endet mit der Herstellung der Oberflächendichtung.

Phase IIIa
- Oberflächenabdichtung reduziert Sickerwasseranfall auf der Basisdichtung
- Belastung der Oberflächenabdichtung durch Setzungsverformungen und infiltriertes Niederschlagswasser
- *volle Funktionsfähigkeit aller Elemente von Oberflächen- und Basisdichtungen*

Phase IIIb
- Annahme einer zeitlich begrenzten Wirksamkeit bzw. des Ausfalls der Oberflächen- und Basisentwässerung
- größere Aufstauhöhen auf den Dichtungen
- *Veränderung der Eigenschaften der Oberflächen- und Basisabdichtung durch begrenzte Beständigkeit von Dichtungselementen*

Einwirkungen auf die Basisdichtung

TAB41_1.WPD

Einwirkung / Zustandsphase	0	I	II	IIIa	IIIb
4.2.1 Chemische Einwirkungen aus Deponiesickerwasser	-.-	-.-	**Sickerwasserzusammensetzung:** DK I: Typ I DK II: Typ II DK III: Typ III		
4.2.3 Aggressive flüssige Medien	-.-	-.-	**außergewöhnlich:** **DK II** Medientyp: NRW-Liste Gruppe A 10% verdünnt Menge: unbegrenzt Temperatur: 40°C Dauer: 3 Jahre **DK III** Medientyp: NRW-Liste Gruppe A konzentriert Menge: 10 l/m² Temperatur: 40°C Dauer: 3 Jahre oder wie DKII (ungünstigster Fall maßgebend)		-.-
4.3 Biologische Einwirkungen (alle DK)	-.-	**veränderlich:** Mikroorganismen, Pilze Pflanzen, Tiere	**veränderlich:** Mikroorganismen, Pilze		
4.4.1 Temperaturen	-.-	- .-	**ständig:** **DKI** 10 bis 25°C (ungünstigster Fall maßgebend) **DKII, III** 10 bis 30°C (ungünstigster Fall maßgebend)		**ständig:** **DK I, II, III** 10 bis25°C (ungünstigster Fall maßgebend)
			außergewöhnlich: **DK I, II, III** 40°C		
4.4.2 Witterung (alle DK)	**veränderlich:** UV, Regen Wind, Temperaturen (-20°C bis 60°C)		**veränderlich:** Regen	-.-	
4.4.3 Wassergehaltsänderungen (alle DK)	**veränderlich:** Wasserspannungen				
4.4.4 mechanische Einwirkungen (alle DK)	**ständig:** Eigenlasten		**ständig:** Eigenlasten der Abdichtung, steigende Abfallauflast, (Neigungen), Verformungen aus Setzungen	**ständig:** Eigenlasten von Basis- u. Oberflächenabdichtung, Abfallauflast (Neogungen), Rekultivierung, Nutzung, Verformungen aus Setzungen	
	veränderlich: Transport, Einbauverfahren, Bauverkehr, hydraul. Einwirkungen, dyn Lasten aus Verdichtung / Wind	**veränderlich:** Verk.Belastung d. Abfalleinbaufahrzeuge, hydraul. Einwirkungen, dyn. Lasten aus Wind	**veränderlich:** dyn. Lasten aus Abfallverdichtung, hydraulische Einwirkungen	**veränderlich:** hydraulische Einwirkungen	
			außergewöhnlich: erhöhte hydraul. Einwirkungen		
4.4.5 Hydraulische Einwirkungen aus Deponiesickerwasser (alle DK)	-.-		**ständig:** Aufstauhöhe : 3 cm		**ständig:** Aufstauhöhe: 30 cm
			-.-	**veränderlich:** Aufstauhöhe: 30 cm	**veränderlich:** Aufstauhöhe: 100 cm
			außergewöhnlich: Aufstauhöhe: 30 cm	**außergewöhnlich:** Aufstauhöhe: 100cm	**außergewöhnlich:** Aufstauhöhe: 500 cm

Einwirkungen auf die Oberflächendichtung

TAB41_2.WPD

Einwirkung \ Zustandsphase	II	IIIa	IIIb
4.2.2 Chemische Einwirkungen aus infiltriertem Sickerwasser (alle DK)	-.-	**ständig:** SO2, CO2, Sauerstoff	
4.3 biologische Einwirkungen (alle DK)	-.-	**veränderlich:** Mikroorganismen, Wurzeln, Tiere	
4.4.1 Temperaturen	-.-	**ständig:** **DK I** 10 bis 25°C **DK II, III** 10 bis 30°C (ungünstigster Fall maßgebend) **außergewöhnlich:** **DK I, II, III** 40°C	**ständig:** **DK I, II, III** 10 bis 25°C (ungünstigster Fall maßgebend)
4.4.2 Witterung (alle DK)	**veränderlich :** UV, Regen, Wind, Temperaturen (-20 bis 60°C)	**veränderlich:** Regen, Frost (0°C)	
4.4.3 Wassergehaltsänderungen (alle DK)	**veränderlich:** Wassergehalte, Wasserspannungen		
4.4.4 Mechanische Einwirkung (alle DK)	**ständig:** Eigenlasten	**ständig:** Eigenlasten der Abdichtung u. Rekultivierungsschicht, Nutzung, Setzungen	
	veränderlich: Transport, Einbauverfahren, Bauverkehr, hydraulische Einwirkungen aus Regen, dyn. Lasten aus Verdichtung / Wind	**veränderlich:** Vekehrsbelastung, Windbelastung des Bewuchses, hydraul. Einwirkungen aus Oberflächensickerwasser	
		außergewöhnlich: erhöhte hydraulische Einwirkungen, Erdbeben	
4.4.5 Hydraulische Einwirkungen (alle DK)		**ständig:** Aufstauhöhe ≤ 10% Neigung: 3 cm Aufstauhöhe > 10% Neigung: ~1 cm	**ständig:** Aufstauhöhe ≤ 10% Neigung: 15 cm Aufstauhöhe > 10% Neigung: 3 cm
		veränderlich: Aufstauhöhe ≤ 10% Neigung: 5 cm	**veränderlich:** Aufstauhöhe ≤ 10% Neigung: 30 cm
		außergewöhnlich: Aufstauhöhe ≤ 10% Neigung: 30 cm Aufstauhöhe >10% Neigung: 5 cm	**außergewöhnlich:** Aufstauhöhe ≤ 10% Neigung: 150 cm Aufstauhöhe > 10% Neigung: 30 cm

Sickerwasserbelastung

TAB42_1.WPD

Deponie Sickerwassertyp		TA-Si DK I (Typ I)	TA-Si DK II (Typ II)	TA-A DK III (Typ III)	Übergangsdeponien		
					ohne Vorbehandlung		mit mech.-biol. Vorbehandlung
					bis 10 a	nach10 a	
Parameter	Einheit						
pH	-	7-9	7-11	6-11 (12)	5-8,5	7-9	7-9
BSB 5	mg/l	<100	<1000	<1000	<10000	<1000	<1000
CSB	mg/l	<500	<2500	<5000	<20000	<3000	<3000
Phenol	mg/l	<1	<40	<60	<40	<40	<40
Kohlenwasserstoffe	mg/l	<10	<20	<20	<20	<20	<20
AOX	mg/l	<0,1	<1	<5	<3	<3	<1
LCKW	mg/l	<0,1	<0,5	<5	<0,6	<0,6	<0,2
PCB	µg/l	<2	<10	<20	<10	<10	<10
BTX	µg/l			<100			
TCDD	(TE) ng/l	<1	<5	<10	<5	<5	<5
SO_4	mg/l	<3000	<10000	<15000	<2000	<500	<2000
Cl	mg/l	<5000	<20000	<40000	<3000	<3000	<3000
NH_4	mgN/l	<100	<1000	<3000	<1500	<1500	<1000
$NO_3 + NO_2$	mgN/l	<100	<1000	<1000	<50	<50	<1000
Ca	mg/l	<3000	<3000	<3000	<1000	<200	<500
Na	mg/l	<3000	<10000	<10000	<1000	<1000	<1000
K	mg/l	<3000	<10000	<10000	<1000	<1000	<1000
Fe	mg/l	<500	<1000	<2000	<1000	<50	<500
Zn	mg/l	<10	<10	<50	<100	<10	<10
As	µg/l	<100	<1000	<1000	<500	<500	<500
Pb	µg/l	<50	<1000	<1000	<500	<500	<500
Cd	µg/l	<10	<500	<1000	<100	<100	<100
Cr	µg/l	<50	<1000	<1000	<500	<500	<500
Cu	µg/l	<50	<1000	<1000	<500	<500	<500
Ni	µg/l	<50	<1000	<3000	<500	<500	<500
Hg	µg/l	<5	<100	<50	<10	<10	<10

(n. Ehrig, 1994)

Einwirkungen auf die Basisabdichtung für den Nachweis der Dichtigkeit

<table>
<tr><th>Phase
Deponieklasse</th><th>Phase 0/I</th><th>Phase II</th><th>Phase IIIa</th><th>Phase IIIb</th></tr>
<tr><td rowspan="4">DK I</td><td rowspan="6">entfällt</td><td colspan="2">ständig:
Aufstauhöhe: 3 cm
Temperatur: 10 bis 25°C**)</td><td rowspan="4">ständig:
Aufstauhöhe:
30 cm
Temperatur:
10 bis 25°C**)

veränderlich:
Aufstauhöhe:
100 cm
Temperatur:
10 bis 25°C**)

außergewöhnlich:
Aufstauhöhe:
500 cm
Temperatur:
10 bis 25°C **)</td></tr>
<tr><td>veränderlich:
entfällt</td><td>veränderlich:
Aufstauhöhe: 30 cm
Temperatur: 10 bis 25°C**)</td></tr>
<tr><td>außergewöhnlich: *)
Aufstauhöhe: 3 cm | 30cm
Temperatur: 40 °C | 10-25°C **)</td><td>außergewöhnlich: *)
Aufstauhöhe: 30 cm | 100cm
Temperatur: 40 °C | 10-25°C **)</td></tr>
<tr><td rowspan="3">DK II,III</td><td colspan="2">ständig:
Aufstauhöhe: 3 cm
Temperatur: 10 bis 30°C **)</td></tr>
<tr><td>veränderlich:
entfällt</td><td>veränderlich:
Aufstauhöhe: 30 cm
Temperatur: 10 bis 30°C **)</td></tr>
<tr><td>außergewöhnlich: *)
Aufstauhöhe: 3 cm | 30cm
Temperatur: 40 °C | 10-30 °C**)</td><td>außergewöhnlich: *)
Aufstauhöhe: 30 cm | 100cm
Temperatur: 40 °C | 10-30°C **)</td></tr>
</table>

*) Es gelten die jeweils übereinanderstehenden Kombinationen von Aufstauhöhe und Temperatur

**) Es gelten die für das jeweilige Produkt ungünstigsten Temperaturen

TAB51_1.WPD

Anforderungen an die Dichtigkeit der Basisdichtung gegenüber Sickerwasser und Chlorid

TAB51_2.WPD

<table>
<tr><th>Phase
Deponieklasse</th><th>Phase 0 / I</th><th>Phase II</th><th>Phase IIIa</th><th>Phase IIIb</th></tr>
<tr><td>DK I</td><td rowspan="3">Die Dichtigkeit, die in den Phasen II bis IIIb gefordert wird darf durch Einwirkungen aus den Phasen 0 und I nicht beeinträchtigt werden</td><td><u>ständig:</u>
Konvektion
q≤ 5,3*10^{-10}
t≥10900
Diffusion:
Q ≤ 190

<u>außergewöhnlich:</u>
Konvektion
q keine Anforderung
t≥1000 **)</td><td><u>ständig:</u>
Konvektion
q≤ 5,3*10^{-10}
t≥ 10900
Diffusion:
Q ≤ 190

<u>veränderlich:</u>
q keine Anforderung
t≥ 1000 **)

<u>außergewöhnlich:</u>
Konvektion
q keine Anforderung
t≥1000 **)</td><td><u>ständig:</u>
Konvektion
q≤ 8,0*10^{-10}
t≥ 7200
Diffusion:
Q ≤ 220

<u>veränderlich:</u>
q ≤1,5*10^{-9}
t≥ 3800

<u>außergewöhnlich:</u>
Konvektion
q keine Anforderung
t≥ 1000**)</td></tr>
<tr><td>DK II</td><td colspan="2"><u>ständig:</u>
Konvektion
q→ 0 (konvektionsdicht) ***)

Diffusion
keine Permeation von Metallionen innerhalb von~ 100 a *)</td><td rowspan="2"><u>ständig:</u>
Konvektion
q ≤ 7,0 *10^{-10}
t≥ 12400
Diffusion
Q≤ 650

<u>veränderlich:</u>
Konvektion
q≤ 1,2 *10^{-9}
t ≥ 7440

<u>außergewöhnlich:</u>
Konvektion
q keine Anforderung
t≥1000 **)</td></tr>
<tr><td>DK III</td><td><u>außergewöhnlich:</u>
Konvektion:
q→0 über >1000 d***)</td><td><u>veränderlich:</u>
Konvektion
q→ 0 (konvektionsdicht) ***)

<u>außergewöhnlich:</u>
Konvektion
q→0 über >1000 d***)</td></tr>
<tr><td>DK III</td><td></td><td colspan="2"><u>ständig:</u>
Konvektion
q→ 0 (konvektionsdicht)***)
Diffusion
keine Permeation von Metallionen innerhalb von~ 100 a *)</td><td><u>ständig:</u>
Konvektion
q ≤ 6,0 *10^{-10}
t≥ 28900
Diffusion
Q≤ 880

<u>veränderlich:</u>
Konvektion
q≤ 8,3 *10^{-9}
t ≥ 20800

<u>außergewöhnlich:</u>
Konvektion
q keine Anforderung
t≥1000 **)</td></tr>
<tr><td></td><td></td><td><u>außergewöhnlich:</u>
Konvektion:
q→0 über >1000 d***)</td><td><u>veränderlich:</u>
Konvektion
q→ 0 (konvektionsdicht) ***)

<u>außergewöhnlich:</u>
Konvektion
q→0 über >1000 d***)</td></tr>
</table>

q = rechnerische Durchflußrate [m³/(m²* s)]
t = fiktive Durchtrittszeit [d]
Q = rechnerische Chloriddurchtrittsrate [g/(m²* a)]

*) Bei Systemen, die eine Permeation von Metallionen erwarten lassen, ist ein gesonderter Nachweis mit entsprechenden Prüfflüssigkeiten (s. 4.2.1.2) zu führen.

**) begrenzt durch die angenommene maximale Einwirkungsdauer von 3 Jahren

***) unter Annahme einer fehlerfreien Dichtung

Einwirkungen auf die Oberflächenabdichtung für den Nachweis der Dichtigkeit

Neigungen ≤ 10%

Phase Deponieklasse	Phase 0/ I/II	Phase IIIa	Phase IIIb
DK I	entfällt	**ständig:** Aufstauhöhe: 3cm Temperatur: 10 bis 25°C**) **veränderlich:** Aufstauhöhe: 5cm Temperatur: 10 bis 25°C**) **außergewöhnlich:***) Aufstauhöhe: 5cm| 30 cm Temperatur: 40°C| 10-25°C**)	**ständig:** Aufstauhöhe: 15 cm Temperatur: 10 bis 25°C**) **veränderlich:** Aufstauhöhe: 30 cm Temperatur: 10 bis 25°C**) **außergewöhnlich:** Aufstauhöhe: 150 cm Temperatur: 10 bis 25°C**)
DK II, III		**ständig:** Aufstauhöhe: 3cm Temperatur: 10 bis 30°C**) **veränderlich:** Aufstauhöhe: 5cm Temperatur: 10 bis 30°C**) **außergewöhnlich:** *) Aufstauhöhe: 5cm| 30 cm Temperatur: 40°C| 10-30°C**)	

Neigung < 10%

Phase Deponieklasse	Phase 0/ I/II	Phase IIIa	Phase IIIb
DK I	entfällt	**ständig:** Aufstauhöhe: 1 cm Temperatur: 10 bis 25 °C**) **außergewöhnlich:***) Aufstauhöhe: ~1 cm | 5cm Temperatur: 40 °C |10-25°C**)	**ständig:** Aufstauhöhe: 3 cm Temperatur: 10-25 °C**) **außergewöhnlich:** Aufstauhöhe: 30 cm Temperatur: 10-25 °C**)
DK II, III		**ständig:** Aufstauhöhe: 1 cm Temperatur: 10 bis 30 °C**) **außergewöhnlich:***) Aufstauhöhe: ~1 cm | 5cm Temperatur: 40 °C |10-40°C**)	

*) Es gelten die jeweils übereinanderstehenden Kombinationen von Aufstauhöhe und Temperatur

**) Maßgebend sind die für das jeweilige Produkt ungünstigsten Temperaturen

Anforderungen an die Dichtigkeit der Oberflächendichtung gegenüber infiltriertem Niederschlagswasser

Neigung ≤ 10 %

Phase / Deponieklasse	Phase 0 / I / II	Phase IIIa	Phase IIIb
DK I	entfällt	**ständig:** $q \leq 5{,}3 * 10^{-9}$ **veränderlich:** $q \leq 5{,}5 * 10^{-9}$ **außergewöhnlich:** $q \leq 5{,}5 * 10^{-9}$ | $8{,}0 * 10^{-9}$	**ständig:** $q \leq 6{,}5 * 10^{-9}$ **veränderlich:** $q \leq 8{,}0 * 10^{-9}$ **außergewöhnlich:** $q \leq 2{,}0 * 10^{-8}$
DK II		**ständig:** $q \to 0$ (konvektionsdicht)*) **außergewöhnlich:** $q \to 0$ über > 1000 d**)	
DK III			**ständig:** $q \leq 6{,}5 * 10^{-10}$ **veränderlich:** $q \leq 8{,}0 * 10^{-10}$ **außergewöhnlich:** $q \leq 2{,}0 * 10^{-9}$

Neigung > 10%

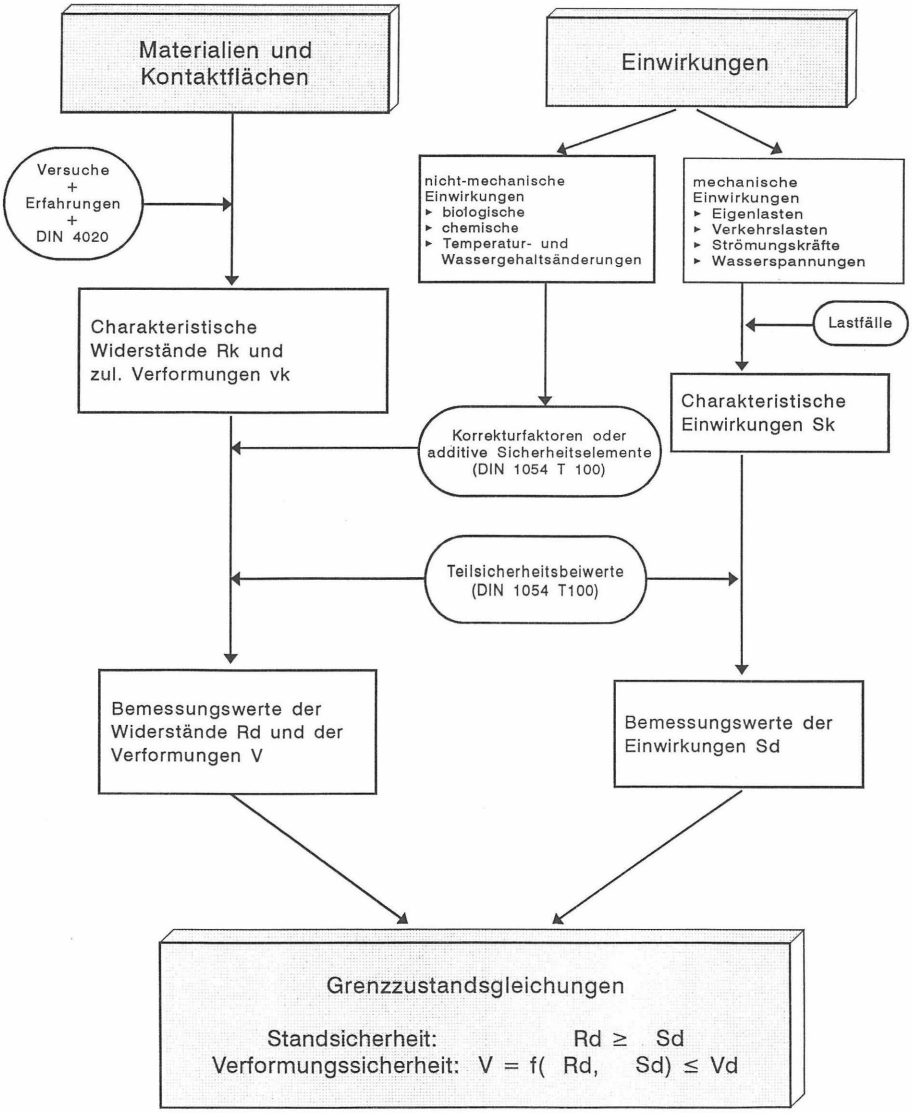
Phase / Deponieklasse	Phase 0 / I / II	Phase IIIa	Phase IIIb
DK I	entfällt	**ständig** $q \leq 5{,}1 * 10^{-9}$ **außergewöhnlich:** $q \leq 5{,}1 * 10^{-9}$ | $5{,}5 * 10^{-9}$	**ständig:** $q \leq 5{,}3 * 10^{-9}$ **außergewöhnlich:** $q \leq 8{,}0 * 10^{-9}$
DK II		**ständig:** $q \to 0$ (konvektionsdicht)*) **außergewöhnlich:** $q \to 0$ über > 1000 d**)	
DK III			**ständig:** $q \leq 5{,}3 * 10^{-10}$ **außergewöhnlich:** $q \leq 8{,}0 * 10^{-10}$

q = rechnerische Durchflußrate [$m^3/(m^2 * s)$]

*) unter Annahme einer fehlerfreien Dichtung

**) begrenzt durch die angenommene maximale Einwirkungsdauer von 3 Jahren

Nachweisstruktur für die Standsicherheit und Verformungssicherheit von Deponieabdichtungssystemen unter Berücksichtigung mechanischer und nicht mechanischer Einwirkungen



Beständigkeit von Dichtungen

Einwirkung	Beständigkeit zu untersuchen bei
Deponiesickerwasser (4.2.1)	Basisabdichtung
infiltriertes Niederschlagswasser (4.2.2)	Oberflächenabdichtung
aggressive flüssige Medien (4.2.3)	Basisabdichtung
Mikroorganismen, Pilze (4.3.1)	Basisabdichtung / Oberflächenabdichtung
Pflanzen (4.3.2)	Basisabdichtung / Oberflächenabdichtung
Tiere (4.3.3)	Basisabdichtung / Oberflächenabdichtung
Temperaturen (4.4.1)	Basisabdichtung / Oberflächenabdichtung
Witterung (4.3.2)	Basisabdichtung / Oberflächenabdichtung
Wassergehaltsänderungen (4.4.3)	Basisabdichtung / Oberflächenabdichtung

Anforderungen an die Basisdichtung

<table>
<tr><th>Phase
Deponieklasse</th><th>Phase 0 / I</th><th>Phase II / IIIa</th><th>Phase IIIb</th></tr>
<tr><td rowspan="2">DK I</td><td rowspan="3">Die Eigenschaften, die in den Phasen II bis IIIb gefordert werden, dürfen durch Einwirkungen aus den Phasen 0 und I nicht beeinträchtigt werden</td><td>Beständigkeit der Dichtung unter Berücksichtigung von ständigen Einwirkungen bei 3-jähriger Einwirkungsdauer und 40°C ***)</td><td>entfällt</td></tr>
<tr><td colspan="2">Dauerbeständigkeit *) eines Dichtungselements unter Berücksichtigung von ständigen u. veränderlichen Einwirkungen bei 25°C</td></tr>
<tr><td>DK II / III</td><td>- Langzeitbeständigkeit **) der Konvektionssperre unter Berücksichtigung von ständigen Einwirkungen bei 30°C
- Beständigkeit der Konvektionssperre unter Berücksichtigung der Einwirkung von verdünnten oder konzentrierten Medien bei bei 3-jähriger Einwirkungsdauer und 40°C ***)
- Beständigkeit der Dichtung unter Berücksichtigung von ständigenEinwirkung bei 3-jähriger Einwirkungsdauer und 40°C ***)
- Dauerbeständigkeit *) eines Dichtungselements unter Berücksichtigung von ständigen und veränderlichen Einwirkungen bei 25°C</td><td>entfällt</td></tr>
</table>

Anforderungen an die Oberflächendichtungen

<table>
<tr><th>Phase
Deponieklasse</th><th>Phase II</th><th>Phase IIIa</th><th>Phase IIIb</th></tr>
<tr><td rowspan="2">DK I</td><td rowspan="3">Die Eigenschaften, die in den Phasen IIIa bis IIIb gefordert werden, dürfen durch Einwirkungen aus der Phase II (bauzustand) nicht beeinträchtigt werden</td><td>Beständigkeit der Dichtung unter Berücksichtigung von ständigen Einwirkungen bei 3-jähriger Einwirkungsdauer und 40°C ***)</td><td>entfällt</td></tr>
<tr><td colspan="2">Dauerbeständigkeit *) eines Dichtungselements unter Berücksichtigung von ständigen u. veränderlichen Einwirkungen bei 25°C</td></tr>
<tr><td>DK II / III</td><td>- Langzeitbeständigkeit **) der Konvektionssperre unter Berücksichtigung von ständigen Einwirkung bei 30°C
- Beständigkeit der Dichtung unter Berücksichtigung von ständigenEinwirkungen bei 3-jähriger Einwirkungsdauer und 40°C ***)</td><td>entfällt</td></tr>
<tr><td colspan="3">- Dauerbeständigkeit *) eines Dichtungselements unter Berücksichtigung von ständigen und veränderlichen Einwirkungen bei 25°C</td></tr>
</table>

*) Unter **Dauerbeständigkeit** wird ein Verhalten verstanden, bei dem der Erhalt der maßgebenden dichtenden und mechanischen Eigenschaften der betrachteten Abdichtungskomponente nach dem Stand der Technik über Zeiträume, die mehrere hundert Jahre umfassen, angenommen werden kann.

) Unter **Langzeitbeständigkeit wird hier ein Verhalten verstanden, bei dem der Erhalt der maßgebenden dichtenden und mechanischen Eigenschaften nach dem Stand der Technik für einen Zeitraum von 50 bis 100 Jahren angenommen werden kann.

***) Die langzeitig erforderlichen dichtenden und mechanischen Eigenschaften der betrachteten Abdichtungskomponente dürfen sich nach Beendigung der Einwirkungsdauer von 3 Jahren nicht in unzulässiger Weise verändernt haben.

TAB54123.WPD

Bewertung von alternativen Abdichtungen aus der Sicht des NLÖ in Niedersachsen

W. Bräcker, Niedersächsisches Landesamt für Ökologie, Hildesheim

1. Alternativ zu was?

1979 hat die Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA) das Merkblatt M3 "Die geordnete Ablagerung von Abfällen" [1] herausgegeben, das von den Ländern in der Regel per Runderlaß verbindlich eingeführt wurde. In diesem wurden neben einer Vielzahl technischer Anforderungen an Deponien auch die Gestaltung der Basisabdichtung festgelegt. Danach waren zulässig:

- mineralische Dichtung (60 cm, $k < 1 \cdot 10^{-8}$ m/s)
- Dichtungsbahnen aus Kunststoff
- Dichtungsbahnen aus Bitumen mit Trägerschicht
- Bitumendecken
- Gemische von Bodenmaterial mit Kunstharz oder Quellmitteln sowie Vermörtelungen

Bis zur Einführung des "Dichtungserlasses" [2] in Niedersachsen 1988, in dem die Kombinationsabdichtung aus Kunststoffdichtungsbahn mit mineralischer Dichtung als Dichtungssystem für die Basis von Siedlungsabfalldeponien festgelegt wurde, stand es somit im Ermessen von Planer, Antragsteller und Behörden, welche Art von Dichtung zum Einsatz kam. Im wesentlichen waren es mineralische Dichtungen oder Dichtungen mit Dichtungsbahnen. Asphaltabdichtungen (Bitumendecken) wurden, obwohl sie grundsätzlich zulässig waren, in Niedersachsen in diesem Zeitraum nicht eingebaut und waren auch bundesweit nur von untergeordneter Bedeutung.

Ebenso wie der Dichtungserlaß legten die 1991 in Kraft getretene TA Abfall (TA A) [4] und die 1993 verabschiedete TA Siedlungsabfall (TA Si) [5] für die unterschiedlichen Deponieklassen jeweils Sytseme für die Basis- und Oberflächenabdichtung fest. Sie eröffneten aber gleichzeitig unter bestimmten Voraussetzungen die Möglichkeit, von diesen Regelaufbauten der Verwaltungsvorschriften durch Einsatz alternativer Systeme abzuweichen.

Alternativ bedeutet die Entscheidungsmöglichkeit zwischen zwei Möglichkeiten. Bezogen auf die Deponieabdichtungen ist es die Entscheidung zwischen dem jeweiligen Regelaufbau der Verwaltungsvorschriften und einer von diesem abweichenden Variante, unabhängig davon, ob es sich nur um Abweichungen bei einzelnen Komponenten oder beim Dichtungssystem als ganzes handelt.

Für bestimmte, werkmäßig hergestellte Komponenten in den Regelabdichtungssystemen, die Kunststoffdichtungsbahnen oder Geotextilien sind auf der Basis der TA A bzw. TA Si abfallrechtliche Zulassungen erforderlich. In den Verwaltungsvorschriften sind abgesehen von der Dicke und pauschalen Qualitätsanforderungen keine weiteren Spezifikationen dieser Komponenten enthalten. Alternativen sind daher auf der Grundlage der von der Zulassungsstelle entwickelten Zulassungsrichtlinien [6] und [7] zu beurteilen.

In Niedersachsen wurde noch keine Oberflächenabdichtung auf einer Deponie aufgebracht, die in ihrer Gesamtheit bis hin zu den eingelagerten Abfällen den Vorgaben der TA Si entspricht. Da die TA Si in der Übergangsregelung der Ziffer 11.2.1 h) keine Systeme oder Materialien für eine Oberflächenabdeckung vorgibt, fehlt hier eine Meßlatte für Alternativen. Jede Oberflächenabdeckung heute betriebener Siedlungsabfalldeponien ist für den Zeitraum bis zum Abklingen der Hauptsetzungen somit zwischen Antragsteller und Genehmigungs- und Fachbehörden "frei verhandelbar".

2. Warum alternative Abdichtungen?

Seit Beginn der geordneten Deponierung war das Ziel der Weiterentwicklung von Deponieabdichtungen nahezu ausschließlich die technische Optimierung der Systeme und Materialien. Wirtschaftliche Überlegungen spielten nur eine untergeordnete Rolle, da die Kosten der öffentlichen Abfallentsorgung bei der Neuanlage von Deponien unmittelbar auf den Gebührenzahler umgelegt werden konnten. Höhere Entsorgungskosten wurden wegen des wachsenden Umweltbewußtseins akzeptiert. Sie war auch nicht ganz unerwünscht, da man sich über steigende Gebühren eine Lenkungsfunktion bezüglich des Abfallaufkommens versprach.

Die Akzeptanz höherer Gebühren geht zwischenzeitig aber deutlich zurück, da einerseits die finanzielle Belastung der Haushalte zunimmt und andererseits sich die Maßnahmen der Abfallvermeidung und -verwertung weder für den Privathaushalt noch für Industrie und Gewerbe in einer entsprechenden finanziellen Entlastung niederschlägt.

Widerstand gegen steigende technische Anforderungen stellte sich im wesentlichen ein, als Nachforderungen an die Oberflächenabdichtung verfüllter Deponien gestellt wurden, da diese Kosten nicht mehr auf die Gebühr umgelegt werden konnten und somit direkt die kommunalen Haushalte belasteten.

Die Suche nach einer technischen Optimierung wird zunehmend durch Forderungen nach wirtschaftlicher Optimierung überlagert.

Ein weiterer Aspekt für den Einsatz von Alternativen sind die zunehmenden Nachrüstungen und Erweiterungen bestehender Deponien. Bei diesen Anlagen sind mitunter technische Randbedingungen anzutreffen, die bei Einsatz der Regelabdichtungen zu einem unverhältnismäßig hohem Aufwand führen.

3. Was wird bewertet?

Die TA Si und TA A wurden von der Bundesregierung nach Anhörung der beteiligten Kreise und mit Zustimmung des Bundesrates erlassen. Sie sind rechtsbindend für die Verwaltung. Abweichungen von den in den Verwaltungsvorschriften (VwV) genannten Abdichtungen sind nur soweit möglich, wie diese Möglichkeit in den VwV selbst eröffnet werden:

* jeweils Ziffer 2.4 Die zuständige Behörde kann Abweichungen zulassen, wenn im Einzelfall der Nachweis erbracht wird, daß andere Maßnahmen geeignet sind, daß das Wohl der Allgemeinheit nicht beeinträchtigt wird.

* TA Si Ziffer 10.4.1.1
Deponieabdichtungssysteme sollen gemäß dem Regelaufbau oder mit gleichwertigen Systemen hergestellt werden.

* TA A Ziffer 9.4.1.1
Von den Anforderungen an den Regelaufbau kann abgewichen werden, wenn die Gleichwertigkeit des Alternativsystems nachgewiesen wird.

Auch in diversen anderen Unterpunkten der Ziffern 10.4.1 der TA Si wird - m. E. aufgrund der Ausführung unter 10.4.1.1 entbehrlich - auf die Möglichkeit des Einsatzes von gleichwertigen, alternativen Systemen hingewiesen.

Abweichungen von den VwV sind demnach möglich

- im **Einzelfall**, wenn die Alternative **geeignet** ist, daß das Wohl der Allgemeinheit nicht beeinträchtigt wird,
- **generell**, wenn das Alternativ**system** zum System des jeweiligen Regelaufbaus **gleichwertig** ist und
- **generell**, wenn die **Eignung** der alternativen **Komponente** durch einen Zulassungsbescheid auf der Basis der TA A bzw. TA Si von der Zulassungsbehörde nachgewiesen ist.

4. Wer bewertet wie?

4.1 Entscheidung im Einzelfall

Über den Einsatz alternativer Abdichtungen entscheidet in erster Linie die zuständige **Genehmigungsbehörde** im Rahmen eines Genehmigungsverfahrens der Deponie. Bei ihrer Enscheidung kann sie sich auf die Beurteilungen der technischen Fachbehörden stützen. Dies sind in Niedersachsen im wesentlichen das jeweilige Staatliche Amt für Wasser und Abfall (StAWA), das Landesamt für Bodenforschung (NLfB) und das Landesamt für Ökologie (NLÖ). Darüber hinaus werden aber auch je nach Beurteilungsobjekt das Deutsche Institut für Bautechnik - (DIBt) und die Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) und andere um Stellungnahmen gebeten.

4.2 Generelle Zulassung

4.2.1 Generelle Zulassung alternativer Komponenten in Abdichtungssystemen

Die Beurteilung der Eingnung und die abfallrechtliche Zulassung einzelner Komponenten in Abdichtungssystemen, beispielsweise Kunststoffdichtungsbahnen, wird seit Inkrafttreten des Dichtungserlasses vor sechseinhalb Jahren von der BAM vorgenommen und auch seit Einführung der TA A und TA Si i.d.R. bundesweit anerkannt. Die Beurteilung von Alternativen, beispielsweise Materialzusammensetzung, Fertigungsbreite u.ä. obliegt daher seit Beginn des Zulassungsverfahrens bei der **Zulassungsstelle**, der **BAM**. Soweit nicht in das System der Abdichtung eingegriffen wird, sondern ausschließlich die Eignung von Materialien zu beurteilt wird, ist eine entsprechende Vorgehensweise auch für andere Komponenten in den Regelab-

dichtungssystemen denkbar. Als Institution für die Beurteilung kommt neben der BAM auch, derzeit jedoch nur auf der Basis des Baurechts, das DIBt in Frage.

Ebenso wie im Dichtungserlaß sollte zur rechtlichen Absicherung der Zulassung die Institution unmittelbar durch die obersten Abfallbehörden der Länder (LAGA) beauftragt werden und die Prüfungen nach von diesen abgesegneten Grundsätzen durchführen.

4.2.2 Generelle Zulassung alternativer Abdichtungssysteme

Wesentlich stärker als bei der Abweichung einzelner Komponenten stellt die Änderung des gesamten Aufbaus eines Regelabdichtungssystems einen Eingriff in die vom Bund unter Beteiligung der zuständigen Kreise und der Länder festgelegten Systeme dar. Derart gravierende Änderungen bedürfen daher auch der Zustimmung der **obersten Abfallbehörden** des Bundes und der Länder bzw. die Nachweise sind durch eine von Ihnen autorisierte Stelle und nach von ihnen vorzugebenden Prüfgundsätzen zu erbringen.

Für alternative Abdichtungssysteme ist nicht nur die Eignung, sondern die Gleichwertigkeit nachzuweisen. Die größte Schwierigkeit liegt zur Zeit darin, festzulegen, wie die Gleichwertigkeit zu bestimmen ist, da entsprechende Bemessungsgrundlagen fehlen. Zunächst in einem Arbeitskreis beim Umweltbundesamt (AK BEDAS), später in einem des DIBt (AK GDSA) wurde versucht, diese Bemessungsgrundlagen zu erarbeiten. Dabei wurde einerseits die Leistungsfähigkeit des Regelabdichtungssystems beschrieben und andererseits die Beanspruchung aus der Deponie gegenüber gestellt. Zur Festlegung der Beanspruchung dienten wesentlich die Zuordnungswerte des Anhangs D der TA A bzw. des Anhangs B der TA Si. Unberücksichtigt blieb aber, daß die **Zuordnungswerte unter Laborbedingungen** bestimmt werden, die **nahezu keinen Rückschluß auf das Deponieverhalten der Abfälle** zulassen. Somit bestehen für den Nachweis der Gleichwertigkeit derzeit nur die Möglichkeiten der Prüfung, ob das Alternativsystem unter den gleichen Prüfbedingungen wie das entsprechende Regelabdichtungssystem die gleiche oder eine bessere Leistungsfähigkeit besitzt, oder es werden seitens der Verfasser der Verwaltungsvorschriften einheitliche Bemessungsgrundlagen festgelegt.

5. Bewertung durch das NLÖ

Alternative Abdichtungen werden in der Abteilung Abfallwirtschaft des NLÖ in Zusammenarbeit zwischen Bauingenieuren und Chemikern bewertet. Soweit von der Abdichtungsalternative bodenmechanische oder mineralogische Fragestellungen berührt werden, ist zusätzlich die Ingenieurgeologie des NLfB gefragt.

Entsprechend der vorgenannten Gliederung unterscheidet sich auch die Tätigkeit des NLÖ bei der Beurteilung alternativer Abdichtungen.

5.1 Abweichungen vom Regelaufbau im Einzelfall

Bei Abweichungen vom Regelaufbau im Einzelfall bitten i. d. R. die Genehmgunsgbehörden oder StÄWA um fachliche Unterstützung seitens des NLÖ.

Soweit es sich um Maßnahmen an einer bestehenden Deponien handelt, bildet grundsätzlich eine Gefährdungsabschätzung der Deponie eine wesentliche Beurteilungsgrundlage für alternative Abdichtungen. Neben den abdichtungstechnischen Fragen fließen so auch abfallchemische Gesichtpunkte beispielsweise aus der Zusammensetzung des Deponiekörpers in die Beurteilung mit ein.

Beispiele für derartige Beurteilungen sind:

* Zwischenabdichtung aus Bentonitmatten oder modifiziertem Regelaufbau bei Überschüttung von Deponiealtbereichen und

* Kapillarsperre als Oberflächenabdichtung eines bereits verfüllten Teilabschnittes einer Deponie

Bei der Neuanlage einer Deponie kommt es insbesondere auf die Einschätzung der Leistungsfähigkeit der Alternative im Vergleich zur konkreten Beanspruchung an. Da, wie oben ausgeführt, die Zuordnungswerte der TA A und TA Si keine geeignete Beurteilungsgrundlage bilden, ist bei Neudeponien häufig die abfallchemische Beurteilung sehr schwierig und meist nur mit großen Vorbehalten möglich. Etwas günstiger stellt sich die abfallchemische Beurteilung bei geplanten Monoablagerungen dar, da sich über zusätzliche chemische Untersuchungen, insbesondere die der Originalsubstanz die Einflüsse auf das Dichtungssystem besser abschätzen lassen.

Beispiele dieses Tätigkeitsbereiches sind

* Ersatz einer künstlichen mineralischen Barriere durch eine Dichtwand

* Verlagerung der Kunststoffdichtungsbahn von der Basisabdichtung in eine Dichtwand

* Verbesserung des Abdichtungssystems mit dem Ziel der Erhöhung der Zuordnungswerte

5.2 Generelle Zulassung alternativer Abdichtungen

Für die generelle Zulassung alternativer Komponenten in Abdichtungssystemen wurden vom DIBt "Grundsätze" [8] und [9] erarbeitet. Das NLÖ unterstützt in Zusammenarbeit mit dem NlfB die oberste Abfallbehörde bei der Stellungnahme zu den Entwürfen der Grundsätze. Aus chemisch / technischer Sicht ist hier das Hauptaugenmerk auf die Festlegung der Prüfbedingungen alternativer Dichtungsmaterialien und deren Systemverträglichkeit zu legen.

Ferner unterstützt das NLÖ die oberste Abfallbehörde bei der Festlegung von Beurteilungsgrundsätzen für die Gleichwertigkeit alternativer Abdichtungssysteme im Rahmen ihrer Tätigkeit in der LAGA. Hier steht insbesonder die Frage nach der Bemessung von Abdichtungssystemen und ggf. eine Anpassung der abfallrechtlichen Rahmenbedingungen im Vordergrund.

Neben den behördlichen Stellen bearbeiten zunehmend auch Berufsverbände wie der DVWK, der BWK und die ATV deponietechnische Fragen. Bezüglich alternativer Abdichtungen wird

auf das Merkblatt des DVWK über Asphaltabdichtungen [10] hingewiesen, an dessen Schlußredaktion das NLÖ beratend beteiligt war. In einem solchen Fall berät das NLÖ die Verfasser hinsichtlich der Anpassung der Alternative an die deponietechnischen und gesamtabfallwirtschaftlichen Rahmenbedingungen.

6. Aktuelle Einschätzung der vorgestellten alternativen Abdichtungen

6.1 Künstliche mineralische Barriere

Der Einbau einer technischen Barriere, oder - da auch alle Abdichtungssysteme eine technische Barriere darstellen - die künstliche mineralische Barriere (kmB) soll nur den Ausnahmefall darstellen, wenn keine ausreichend guten hydrogeologischen Standortvoraussetzungen im Entsorgungsgebiet anzutreffen sind, oder es sich um einen bereits genehmigten Deponiestandort handelt. Die Anforderungen an die kmB sind in Niedersachsen per Runderlaß [3] festgelegt und somit für die Genehmigungsbehärden bindend. Die künstliche mineralische Barriere stellt kein Deponieabdichtungssystem nach 9.4.1 der TA A bzw. 10.4.1 der TA Si oder ein Teil dessen dar. Außer über die Einzelfallregelung nach Ziffer 2.4 geben weder die TA A noch die TA Si die Mäglichkeit des Einsatzes eines gleichwertigen Systems. Abweichungen vom Runderlaß bedürfen daher der eingehenden Prüfung des konkreten Einzelfalles.

6.2 Asphalt

Der Einsatz von Asphalt in Deponieabdichtungen kann aufgrund der um diesen Baustoff sich entzündeten intensiven Diskussion schon fast als Synonym für alternative Abdichtungen angesehen werden. Aus der Sicht des NLÖ stellt sich die Frage der Eignung / Gleichwertigkeit derzeit wie folgt dar:

* Es ist die Eignung / Gleichwertigkeit von Asphalt als Ersatz für die Kunststoffdichtungsbahn und ggf. einen Teil der mineralischen Dichtung in der Kombinationsbasisabdichtug zu prüfen.

* Asphalt besitzt eine geringere chemische Beständigkeit als die Kunststoffdichtungsbahn aus PE-HD und ist dieser zunächst grundsätzlich nicht gleichwertig.

* Die Prüfbedingungen einer Kunststoffdichtungsbahn spiegeln nicht unbedingt die realen Bedingungen in einer Deponie wider, auf der ausschließlich vorbehandelte Abfälle abgelagert werden. Somit kann u. U. auch die geringere Beständigkeit des Asphalts zum Schutz des Grundwassers ausreichend sein. Entscheidend ist hier noch die Festlegung der einheitlichen Prüfbedingungen. Der Verweis auf die Zuordnungswerte der TA A und TA Si reicht in diesem Zusammenhang aufgrund der für Deponiebedingungen irrelevanten Probenvorbereitung nicht aus.

* Sofern im Einzelfall aufgrund detailierter Kenntnisse über die Zusammensetzung der abzulagernden Abfälle weder mit hohen Temperaturen des Deponiekörpers, noch mit der Freisetzung von Lösemitteln zu rechnen ist, kann Asphalt grundsätzlich in die Planung der Basisabdichtung einbezogen werden.

* Mineralische Schichten des Asphalts, die auch ohne Bindemittel dauerhaft die Anforderungen an eine mineralische Dichtung gemäß den Vorgaben der TA A / TA Si erfüllen, können bei der Festlegung der Dicke der mineralischen Dichtung berücksichtigt werden. Hierbei sind neben den Materialkennwerten aber auch sämtliche Anforderungen hinsichtlich Herstellung und Prüfung zu berücksichtigen.

* Bezüglich der Durchdringungen und anderer Bauteile besteht noch Entwicklungsbedarf, da eine stoffhomogene Verbindung wie bei Kunststoffdichtungsbahnen und -rohrleitungen nicht möglich ist. Bei Materialwechseln in diesen Bereichen ist von allen Materialien selbst und deren Grenzflächen mindestens die gleiche Dichtigkeit und Beständigkeit abzuverlangen, wie sie auf der Fläche erreicht werden muß.

6.3 Kapillarsperre

Die Kapillarsperre ist nicht gasdicht und kommt somit entweder nur als Ersatz einer mineralischen Dichtung in Frage oder ist mit anderen, gasdichten Komponenten zu kombinieren. Sie verhindert innerhalb bestimmter Grenzen das Eindringen von Niederschlagswasser in den Deponiekörper. Grenzfaktoren sind

* die eingesetzten Körnungen,

* die Neigung und

* die hydraulische Belastung

In der beim NLÖ anstehenden Prüfung eines Einzelantrages wurden noch eine Reihe von Untersuchungen und Erläuterungen abgefragt. Eine fachlich fundierte Bewertung ist daher zur Zeit noch nicht möglich.

Bei Kapillarsperren handelt es sich nicht um werkmäßig hergestellte Bauprodukte. Ein mögliches Zulassungsverfahren zum Nachweis der Gleichwertigkeit sollte auch derartige Systeme berücksichtigen.

6.4 Bentonitmatte

Der deponietechnische Einsatz von Bentonitmatten wurde geplant als

* Zwischenabdichtung im Rahmen einer Deponieerweiterung

und ausgeführt als

* alternative Oberflächenabdichtung von Deponien und

* Oberflächenabdeckung im Rahmen einer temporären Abdeckung

Die Verwendbarkeit von Bentonitmatten wird seitens des NLÖ derzeit je nach Einsatzgebiet differenziert eingeschätzt.

Die Frage des Einsatzes als Zwischenabdichtung stellte sich in einem konkreten Anwendungsfall. Unter Berücksichtigung von standortspezifischen Problemen wurden seitens des NLÖ Bedenken gegen den Einsatz der Bentonitmatte als Zwischenabdichtung erhoben. Die Inhomogenität des Auflagers der Bentonitmatte in Form des unterlagernden Altmüllkärpers, die nicht abschließend befriedigend zu beantwortende Fragen der Reversibilität von Quellvorgängen des Bentonits und der Langzeitbeständigkeit der das obere mit dem unteren Vlies verbindenden Fasern erlaubten keine positive Stellungnahme.

Die Bentonitmatte ist nicht konvektionsdicht. Die Gasdichtigkeit ist noch nicht bestätigt. Sie kann daher als alternative Oberflächenabdichtung von Altdeponien und Deponien der Klasse II zu einer Kombinationsoberflächenabdichtung nach TA Si bzw. TA A nicht gleichwertig sein. Hingegen ist für die Oberflächenabdichtung von Deponien der Klasse I weder die Gas-, noch die Konvektionsdichtigkeit gefordert. Grundsätzlich käme die Bentonitmatte für derartige Anwendungen in Frage. Ein entsprechender Antrag auf bauaufsichtliche Zulassung liegt derzeit beim DIBt vor. Grundlage der Prüfung beim DIBt sind die Vorgaben der TA Si, nach der die mineralische Oberflächenabdichtung der Deponieklasse I einen Durchlässigkeitsbeiwert von $k < 5 \cdot 10^{-9}$ m/s einhalten muß. Sowohl in Niedersachsen als auch in anderen Bundesländern und im Ausland wird jedoch der Grundsatz vertreten, daß die Oberflächenabdichtung nicht durchlässiger sein darf als die Basisabdichtung. Dies bedeutet, daß nicht $k < 5 \cdot 10^{-9}$ m/s, sondern k < 5 · 10E-10 m/s als Beurteilungsgrundlage herangezogen werden müßte. Selbst der Nachweis der Gleichwertigkeit auf der Basis der TA Si bedeutet in diesem Fall daher aus niedersächsischer Sicht noch keinen Nachweis der Eignung.

Bedenken bestehen langfristig in Böschungsbereichen, wenn die Böschungsneigung größer ist als der Winkel der inneren Reibung des Bentonits, da die Lasten aus der über der Abdichtung angeordneten Deckschichten dauerhaft über die die Vliese verbindenden Fasern abgetragen werden müßten. Zur Entkräftung dieser Bedenken bedarf es noch entsprechender Langzeituntersuchungen, die insbesondere auch die verschiedenen Verbindungstechniken der Hersteller berücksichtigt.

Temporäre Oberflächenabdeckungen sollen bei Altdeponien, deren Hauptsetzungen noch nicht abgeklungen sind, Sickerwasserbildung minimieren und und Deponiegasmigration verhindern. Das Ziel der Sickerwasserminmierung kann von ordnungsgemäß verlegten und intakten Bentonitmatten aufgrund ihrer geringen Wasserdurchlässigkeit erreicht werden. Da die Gasdichtigkeit verlegter Bentonitmatten noch in Frage steht, kommt der Gestaltung der Entgasungseinrichtungen der jeweiligen Deponie entsprechende Bedeutung zu. Das Langzeitverhalten ist bei Oberflächenabdeckungen von nachrangiger Bedeutung. Insgesamt erscheinen Bentonitmatten als temporäre Oberflächenadeckung in Verbindung mit einer effektiven Entgasung grundsätzlich geeignet.

6.5 Einsatz von Sekundärbaustoffen im Deponiebau

Sekundärbaustoffe stellen nach Ansicht des NLÖ nicht nur eine Alternative zu Primärbaustoffen dar, sondern sollten sogar bevorzugt im Deponiebau eingesetzt werden. Voraussetzung hierfür ist aber, daß die Sekundärbaustoffe folgende Randbedingungen erfüllen:

* hinsichtlich der technischen Anforderungen müssen sie zu den Primärbaustoffen gleichwertig sein.

* Außerhalb der Dichtung und als Abdichtung selber dürfen sie nur eingesetzt werden, wenn die Schadlosigkeit der Verwertung nachgewiesen wurde. Hierbei sind insbesondere die technischen Regeln der LAGA und die ergänzenden reststoffbezogenen Anforderungen des NLÖ zu beachten.

* Innerhalb der Einkapselung des Deponiekörpers können auch solche Sekundärbaustoffe eingesetzt werden, die unter Berücksichtigung der technischen Aussattung der Deponie und des Kataloges der auf der Deponie zugelassenen Abfallarten auf der Deponie als Abfall abgelagert werden dürften.

Unter diesen Gesichtspunkten wurde beispielsweise der Einsatz von Hochofenschlacke für Entwässerungsschichten generell und als Schutzschichtmaterial in einem konkreten Einzelfall geprüft und bewertet. Nach Einschätzung des NLÖ ist das Material grundsätzlich als Gasdränschicht unter der Oberflächenabdichtung geeignet. Gegenüber dem Einsatz als Entwässerungsschicht bestehen grundsätzliche Bedenken. In dem konkreten Einzelfall konnten Bedenken gegen die Verwendung von Hochofenschlacke als mineralische Schutzschicht für Kunststoffdichtungsbahnen der Basisabdichtung nur unter Vorbehalt weiterer Maßnahmen zur Verbesserung der Abfallqualität und des Deponiebetriebes sowie unter dem Gesichtpunkt der Verhältnismäßigkeit der Mittel des konkreten Falles zurückgestellt werden.

Ebenso wie beim Einsatz von Resten geschäumter Kunststoffe als Drän- und Schutzschicht in einer Oberflächenabdichtung, steht auch die Zulassung von Kunsttsoffdichtungsbahnen aus Recyclaten vor dem Problem, daß keine Aussagen über das Alterungsverhalten dieser Sekundärkunststoffe möglich ist. Insbesondere bei temporären Maßnahmen, bei denen die Alterung nicht die überragende Bedeutung besitzt, würde der verstärkte Einsatz dieser Baustoffe ausdrücklich begrüßt.

Für die Herstellung künstlicher mineralischer Barrieren werden in der Regel sehr große Bodenmassen benötigt. Hier stellt sich die Frage nach dem Einsatz von Resten aus der Bauschuttaufbereitung. Abgesehen von den üblichen, an dieses Bauteil zu stellenden Anforderungen wurde in dem zu beurteilenden konkreten Einzelfall auf den Nachweis der Schadlosigkeit der Verwertung verwiesen und gefordert, daß das Material nur außerhalb des Grundwasserschwankungsbereichs eingesetzt würde.

7. Ausblick

Alternative Abdichtungen können technisch erforderlich, wirtschaftlich und ökologisch sinnvoll sein. Die intensive Diskussion um deren Wirkungsweisen wird auch zur Weiterentwicklung der Regelabdichtungen führen. Um die Systeme und Materialien bewerten zu können, bedarf es dringend der Festlegung entsprechender Bemessungsgrundlagen, wie sie in anderen Bereichen des Ingenieurwesens selbstverständlich sind. In diesem Zusammenhang werden Fragen hinsichtlich der Aussagekraft der bisher üblichen Zuordnungswerte, Standzeiten technischer Systeme und zulässiger Restemissionen gestellt und beantwortet werden müssen. Ökobilanzen können als weitere Entscheidungshilfe an Gewicht gewinnen.

8. Literatur

[1] Merkblatt 3 "die geordnete Ablagerung von Abfällen"; Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA); in Niedersachsen eingeführt per RdErl. d. ML v. 26.9.1979 - 317-33 50 02

[2] "Abdichtung von Deponien für Siedlungsabfälle" ("Dichtungserlaß"); RdErl. d. MU v. 24.6.1988 - 207-62812/21

[3] "Anforderungen an Deponiestandorte für Siedlungsabfälle ("Standorterlaß")"; RdErl. d. MU v. 27.11.1991 - 504-62812/21 B

[4] "Gesamtfassung der Zweiten allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall) - Teil 1 Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen vom 12. März 1991"; Bek. d. BMU v. 12.3.1991 - WA II 5 - 30 121 - 1/18

[5] "Dritte allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallesetz (TA Siedlungsabfall) - Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen vom 14.05 1993"; Bundesanzeiger, Jahrgang 45, Nr. 99a, vom 29.05.1993

[6] "Richtlinie für die Zulassung von Kunststoffdichtungsbahnen als Bestandteil einer Kombinationsdichtung für Siedlungs- und Sonderabfalldeponien sowie für die Abdichtung von Altlasten"; Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin, 1992

[7] "Anforderungen an die Schutzschicht für die Dichtungsbahnen in der Kombinationsdichtung - Zulassungsrichtlinie für Schutzschichten"; Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Berlin, August 1995

[8] "Grundsätze für den Eignungsnachweis an Deponieabdichtungssystemen"; Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Referat II8 Deponiekonstruktion, August 1995

[9] "Grundsätze für den bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis für Bauprodukte als Dichtungselemente in Deponieabdichtungssystemen" Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Referat II8 Deponiekonstruktion, Dezember 1995

[10] DVWK-Merkblatt "Deponieabdichtungen in Asphaltbauweise"; Entwurf Stand 12/95

Standsicherheitsberechnung nach neuer europäischer Normung - Vergleich mit den bisherigen Normen - am Beispiel einer steilen Oberflächendichtung

R. Wunsch, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Universität der Bundeswehr München

Gliederung

1. Einleitung

2. Eurocode 7 (DIN V ENV 1997-1)

2.1. Allgemeine Grundsätze

2.2 Sicherheitskonzept

2.3 Anwendung im nationalen Bereich

3. Standsicherheitsberechnung einer steilen Oberflächendichtung

3.1. Grundlagen

3.2. Berechnungsbeispiel

3.2.1 System und Kennwerte

3.2.1 Standsicherheitsnachweis

3.3 Bewertung

Literaturverzeichnis

1. Einleitung

Im Rahmen der Harmonisierung des europäischen Normenwesens wurde für den Bereich der Geotechnik der Eurocode 7 zum 1.11.1994 eingeführt. Nach einer zunächst auf 3 Jahre beschränkten Geltungsdauer des EC 7 ist zu entscheiden, ob die Norm als euro-päische Norm EN eingeführt wird, eine weitere Probezeit von 3 Jahren erhält oder verworfen wird. Die deutsche Fassung des Eurocode 7, die DIN V ENV 1997-1 "Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln", wird 1996 erscheinen. Die Anwendung der DIN V ENV 1997-1 erfolgt in Verbindung mit dem nationalen Anwendungs-dokument NAD unter Verwendung der entsprechenden deutschen Vornormen

DIN V 1054-100:	Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau,
DIN V 4017-100:	Berechnung des Grundbruchwiderstandes von Flachgründungen,
DIN V 4019-100:	Setzungsberechnungen,
DIN V 4084-100:	Böschungs- und Geländebruchberechnungen,
DIN V 4085-100:	Berechnung des Erddrucks und
DIN V 4126-100:	Schlitzwände,

wobei der Teil 100 darauf hinweist, daß die Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten erfolgt. Die in diesen Normen enthaltenen Festlegungen sind grundsätzlich für jedes Deponiebauwerk maßgebend.

2. Eurocode 7 (DIN V ENV 1997-1)

2.1 Allgemeine Grundsätze

Zur Formulierung von Mindestanforderungen für den Umfang und die Qualität geotechnischer Untersuchungen und Berechnungen werden Bauwerke in geotechnische Kategorien (GK) eingeteilt, die

- die Art und Größe des Bauwerkes,
- besondere Bedingungen der Umgebung (z.B. Bebauung),
- Baugrundverhältnisse,
- Grundwasserverhältnisse,
- regionale Erdbebentätigkeit und
- Umwelteinflüsse

berücksichtigen.

Es werden 3 geotechnische Kategorien unterschieden. Die GK 1 behandelt kleine und relativ einfache Bauwerke, bei denen die gestellten Anforderungen aufgrund von Erfahrung und qualitativen geotechnischen Untersuchungen zu erfüllen sind (z.B. ein- oder zweistöckige Wohnhäuser). Die GK 2 gilt für konventionelle Bauwerke und Gründungen bei normalem Risiko und gewöhnlichem Baugrund, bei denen die gestellten Anforderungen durch ingenieurmäßige rechnerische Nachweise zu erbringen sind (z.B. Pfahlgründungen). Die GK 3 beinhaltet sehr große und ungewöhnliche Bauwerke bei außergewöhnlich schwierigem Baugrund.

Das Versagen eines Bauwerks kann durch Überschreiten des Grenzzustands der Tragfähigkeit oder des Grenzzustands der Gerbrauchstauglichkeit eintreten. Der rechnerische Nachweis ausreichender Tragfähigkeit wird über die Methode der Grenzzustände mit Hilfe von Teilsicherheitsbeiwerten geführt.

Folgende Grenzzustände der Tragfähigkeit werden nach DIN V 1054-100 unterschieden:

Grenzzustand 1A: Versagen von Bauwerk und/oder Boden durch Gleichgewichtsverlust ohne Bruch.

Grenzzustand 1B: Versagen von Konstruktionsteilen durch Bruch des Konstruktionsteils oder des stützenden Bodens.

Grenzzustand 1C: Versagen des Bodens, ggf. einschließlich auf oder in ihm befindlicher Bauwerke, durch Bruch.

Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entspricht dem Grenzzustand 2:
Grenzzustand eines Bauwerks, bei dem Einwirkungen das Bauwerk unbrauchbar werden lassen, ohne daß seine Tragfähigkeit verloren geht.

2.2 Sicherheitskonzept

Nach der bisherigen Normung wurde bei der Berechnung der Standsicherheiten mit globalen Sicherheiten gerechnet. Die Sicherheit η ergab sich aus dem Verhältnis der widerstehenden Kräfte R zu den einwirkenden Kräften S zu

$$\eta = \frac{\sum R}{\sum S} \qquad (1)$$

Die neue Normung berücksichtigt Teilsicherheitsbeiwerte. Für den Sicherheitsnachweis gilt

$$\sum R_d - \sum S_d \geq 0 \quad bzw. \quad \frac{\sum R_d}{\sum S_d} \geq 1 \qquad (2a,b)$$

R_d ist der Bemessungswert für die Widerstände. Dieser ergibt sich durch Division des charakteristischen Wertes der Widerstände aus dem Boden sowie aus den konstruktiven Elementen R_k durch den Teilsicherheitsbeiwert für widerstehende Größen γ_R gemäß der Beziehung

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \qquad (3)$$

Der Bemessungswert für die Einwirkungen S_d ergibt sich durch Multiplikation des charakteristischen Wertes der Einwirkung S_k mit dem Teilsicherheitsbeiwert für die einwirkenden Größen γ_S zu

$$S_d = S_k \cdot \gamma_S \qquad (4)$$

Da die festzulegenden Bodenkennwerte streuen, besteht die Schwierigkeit, die charakteristischen Werte x_k festzulegen. Die in Versuchen ermittelten Werte für die Bodenkenngrößen sind daher mit angemessenen Abschlägen zu versehen, um dann als charakteristischer Wert in die Berechnung einzugehen.

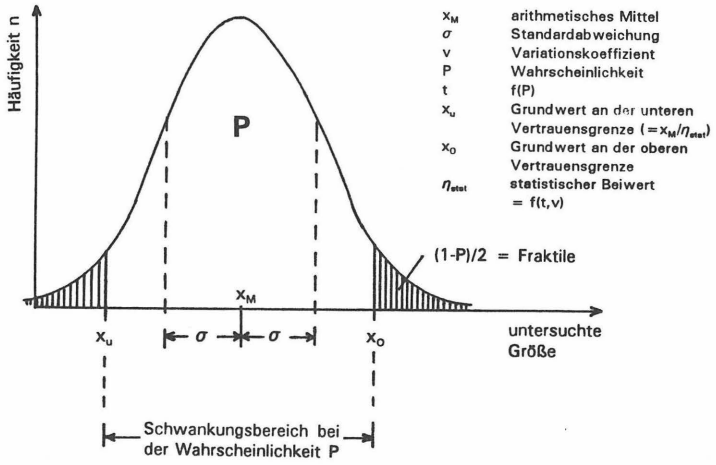


Abb. 1: Häufigkeitsverteilung, Begriffe und Definitionen

Es können unterschiedliche Verfahren zur Ermittlung der charakteristischen Werte angewendet werden. Eine Möglichkeit besteht darin, den charakteristischen Wert als abgeminderten arithmetischen Mittelwert aus n Versuchen zu bestimmen. Bei Zugrundelegung der Gauß'schen Normalverteilung kann dieser nach Verfahren der Wahrscheinlichkeitsrechnung ermittelt werden (Abb.1). Er ist dann derjenige Wert x_u, der vom unbekannten Mittelwert der Grundgesamtheit aus unendlich vielen Versuchen mit einer gewählten Wahrscheinlichkeit P bzw. bei einer Fraktile (1-P)/2 nicht unterschritten wird [EAU 1990]. Er ergibt sich als arithmetisches Mittel der Versuchswerte, geteilt durch einen der Fraktile und der Versuchsanzahl entsprechenden statistischen Beiwert η_{stat} zu

$$x_k \triangleq x_u = \frac{x_M}{\eta_{stat}} \qquad (5)$$

Der statistische Beiwert η_{stat} ist eine Funktion des Variationskoeffizienten v, der Versuchsanzahl n und der Wahrscheinlichkeit P.
Der charakteristische Wert x_k ist also nicht der Mittelwert, sondern der durch den statistischen Beiwert abgeminderte Wert, auf diesen dann die entsprechende Teilsicherheit zu beziehen ist. Hierbei kann eine Wahrscheinlickeit von P=90% bzw. eine Fraktile von 5% zugrunde gelegt werden.

Eine andere Möglichkeit besteht darin, den charakteristischen Wert aus einer Vielzahl von Versuchen abzuschätzen.

Bei der Festlegung der charakteristischen Werte von Böden und Abfall gilt

DIN 4020: Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke.

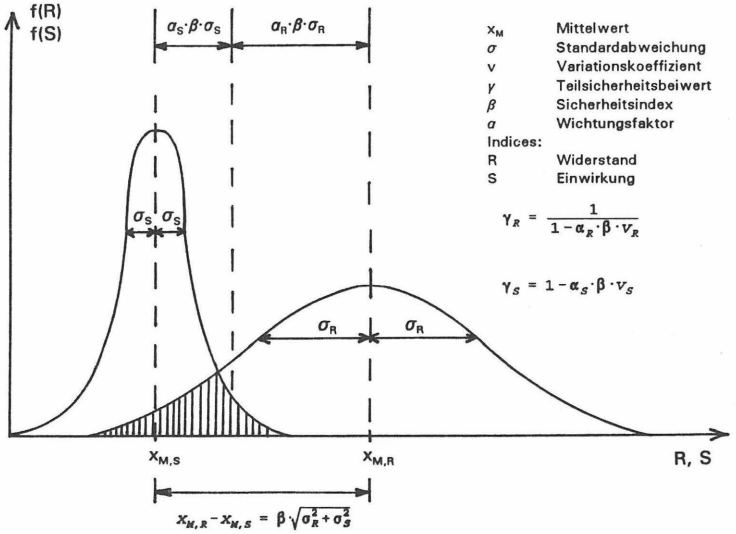


Abb. 2: Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten nach neuem statistischem Sicherheitskonzept

Die Einführung des Teilsicherheitsbeiwertkonzepts erfolgte nach dem Prinzip, keine unwirtschaftlicheren Lösungen zu finden als bei der Berechnung mit den alten Normen. Die Teilsicherheiten sind so gewählt, daß in etwa gleiche Werte wie bei der Verwendung der alten Sicherheiten berechnet werden, die aus langer Erfahrung resultieren.

Die Widerstände und Einwirkungen streuen entsprechend den sie bestimmenden Kennwerten (Abb. 2). Der Abstand zwischen den Mittelwerten der Gauß'schen Verteilung für die Einwirkungen $x_{M,S}$ und Widerstände $x_{M,R}$ wird durch den Sicherheitsindex β festge-legt, der die Zuverlässigkeit p_s bzw. Versagenswahrscheinlichkeit p_F bestimmt (Tab. 1).

p_F	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-3}	$5 \cdot 10^{-3}$	10^{-2}
β	5,2	4,7	4,2	3,0	2,5	2,0

Tab. 1: Versagenswahrscheinlichkeiten und zugehörige β-Werte

Für den Bereich des Grundbaus liegt die Versagenswahrscheinlich-keit im Bereich von $p_F \approx 10^{-4}$, um noch einigermaßen wirtschaftlich bauen zu können.

In dem Bereich, in dem sich Einwirkungen und Widerstände überlagern, tritt Versagen ein.

In Abhängigkeit des Grenzzustandes und des Lastfalls sind in DIN V 1054-100 in Tab. 1 die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen, in Tab. 2 die Teilsicherheitsbeiwerte für die Bodenwiderstände angegeben.
Die Einwirkungen sind im wesentlichen die Eigenlasten des Abfalls und der Konstruktionsmaterialien sowie die veränderlichen Lasten aus Strömungskräften und Baufahrzeugen.
Widerstände aus dem Untergrund, den Bauteilen (z.B. Oberflächendichtung) und dem Abfall wirken den Einwirkungen entgegen und müssen in ihrer Gesamtheit zu jeder Zeit eine ausreichende Standsicherheit gewährleisten. Von besonderer Bedeutung für die Standsicherheit von Abdichtungssystemen sind die charakteristischen Werte der Kontaktfläche zwischen verschiedenen Materialien, z.B. die Reibungswinkel zwischen mineralischen Dichtungsmaterialien und Geokunststoffen.

Die Standsicherheitsnachweise sind nach den in Kap. 1 aufgeführten Normen zu führen. Im wesentlichen handelt es sich um die Nachweise gem. Tab. 2-1.

Standsicherheitsnachweis:		Nach Norm / Empfehlung / Verfahren					
		DIN 1054 bzw. V1054-100	DIN 4017 bzw. V4017-100	DIN 4019 bzw. V4019-100	DIN 4084 bzw. V4084-100	DIN 4085 bzw. V4085-100	GDA
1	Böschungs-, Geländebruch- und Grundbruchsicherheit des Gesamtsystems		X		X	(X)	E2-6
2	Spreizsicherheit der Abfallböschung				X	X	
3	Standsicherheit der Randdämme	X	X		X		
4	Standsicherheit der Abdichtungssysteme				X		E2-7 E2-17
5	System- u. Bauteilabhängige Spezialnachweise	Einschlägige system- und materialbezogene Normen und Richtlinien					

Tab. 2-1: Standsicherheitsnachweise

Grundsätzlich sind drei Lastfälle (Einwirkungs-Kombinationen) mit jeweils unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten zu unterscheiden. Für das Deponiebauwerk sind dies:

Lastfall I:
- Ständige Einwirkungen: Eigenlasten der Bauelemente und des Abfalls und die daraus resultierenden Spannungen und Verformungen in Baugrund und Bauwerk.
- Veränderliche Einwirkungen: Planmäßige Wasserdruck- und Strömungskräfte, Verkehrslasten.

Lastfall II: Zusätzlich zu Lastfall I auftretende, seltene und insbesondere für Bau- und Betriebszustände maßgebende Einwirkungen.

Lastfall III: Eine zusätzlich zu Lastfall I auftretende außergewöhnliche Einwirkung (z.B. extreme Temperaturen, Erschütterungen aus Erdbeben oder Explosionen, Versagen von Entwässerungsleitungen).

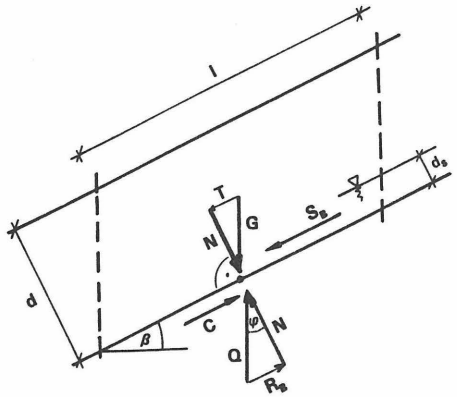
2.3 Anwendung im nationalen Bereich

Die Anwendung der DIN V ENV 1997-1 ist in Deutschland nur in Verbindung mit dem nationalen Anwendungsdokument (NAD) unter Verwendung der entsprechenden deutschen Vornormen möglich.
Dies ist insofern wesentlich, da zwischen der ENV 1997-1 und der DIN V 1054-100 Unterschiede in der Behandlung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit und der damit verbundenen anzusetzenden Teilsicherheiten bestehen.
Während der Erprobungsphase der DIN V ENV 1997-1 können für die Berechnungen gleichberechtigt die bisherigen Normen nach altem Sicherheitskonzept oder die Vornormen nach neuem Sicherheitskonzept angewendet werden.

3. Standsicherheitsberechnung einer steilen Oberflächendichtung

3.1 Grundlagen

Die Standsicherheit einer Oberflächendichtung wird durch die Gleitsicherheit böschungsparalleler Schichten und Trennflächen nachgewiesen, welche im wesentlichen durch die maximalen Böschungsneigungen und die Scherparameter des Bodens bestimmt wird.



l	Länge des Rutschkörpers
d	Schichtdicke
d_s	durchströmte Höhe
G	Gewicht des Rutschkörpers
T	Tangentialkraft aus G
N	Normalkraft aus G
S_B	Strömungskraft
Q	Gleitflächenkraft
R_B	Reibungskraft
C	Kohäsionskraft
β	Böschungsneigungswinkel
φ	Reibungswinkel

Abb. 3: Kräfteansatz zum Standsicherheitsnachweis in einer beliebigen böschungsparallelen Gleitfuge

Der allgemeine Standsicherheitsnachweis in einer beliebigen böschungsparallelen Gleitfuge ergibt sich aus Abb. 3.

Die Grenzgleichgewichtsbedingung gem. DIN 4084 (1981) lautet

$$\eta = \frac{R_B + C}{T + S_B} \qquad (6)$$

mit

T = Tangentialkraft $= \Sigma G_i \cdot \sin\beta = \Sigma(d_i \cdot l \cdot \gamma_i) \cdot \sin\beta$
S_B = Strömungskraft $= l \cdot d_s \cdot \gamma_W \cdot \sin\beta$
R_B = Reibungskraft $= N \cdot \tan\varphi = \Sigma G_i \cdot \cos\beta \cdot \tan\varphi = \Sigma(d_i \cdot l \cdot \gamma_i) \cdot \cos\beta \cdot \tan\varphi$
C = Kohäsionskraft $= l \cdot c$

bzw. gem. DIN V 4084-100 (1995)

$$R_d - S_d \geq 0 \tag{7}$$

wobei sich R_d aus Reibungskraft R_B und Kohäsionskraft C und S_d aus Tangentialkraft T und Strömungskraft S_B nach Einsetzen der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte zu

$$R_d = \Sigma(d_i \cdot l \cdot \gamma_{k,i}/\gamma_\gamma) \cdot \cos\beta \cdot \tan\varphi_k/\gamma_\varphi + l \cdot c_k/\gamma_c \tag{8}$$

bzw.

$$S_d = \Sigma(d_i \cdot l \cdot \gamma_{k,i} \cdot \gamma_\gamma) \cdot \sin\beta + d_s \cdot l \cdot \gamma_w \cdot \gamma_\gamma \cdot \sin\beta \cdot \gamma_{Qsup} \tag{9}$$

ergeben.

3.2 Berechnungsbeispiel

3.2.1 System und Kennwerte

Eine bestehende Werksdeponie soll mit einer Oberflächendichtung abgedichtet werden. Aufgrund der vorhandenen steilen Böschungen mit Neigungen bis zu 1:1,6 ist eine Ausbildung der Oberflächendichtung nach dem Regelsystem gemäß TA Abfall als Kombinationsdichtung nicht durchführbar.

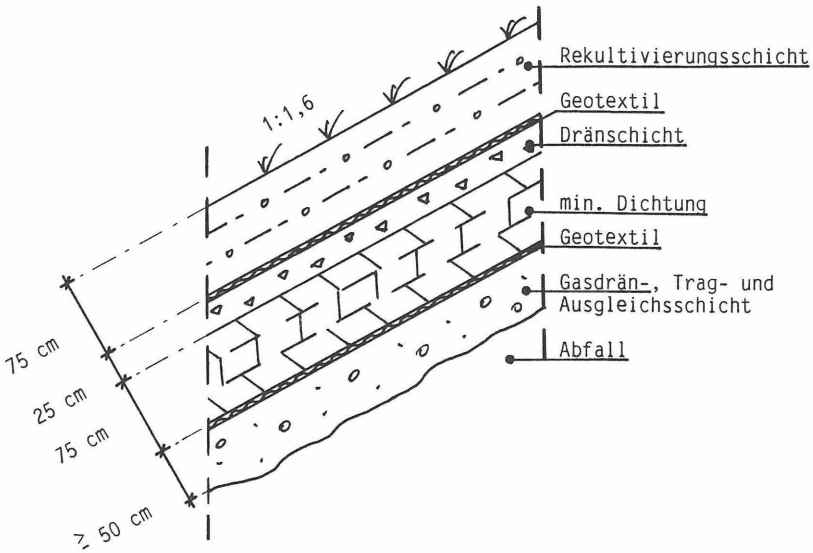


Abb. 4: Oberflächenabdichtungssystem für die Standsicherheitsberechnung

In Abb. 4 ist das ausgeführte Alternativsystem dargestellt. Es handelt sich um eine mineralische Dichtung aus Bentokies. Die Bodenkennwerte der einzelnen Schichten sind in Tab. 2 wiedergegeben.
An die Scherfestigkeit der einzubauenden Materialien waren hohe Anforderungen zu stellen, um die geforderte Standsicherheit gem. Lastfall 2 einzuhalten. Die Zugrundelegung von Lastfall 2 war möglich, weil sich die Deponie auf einem nicht öffentlichen Werksgelände befindet.

Schicht	Art	d	γ	γ'	c'bzw.c_k'	φ'bzw.φ_k'
		m	kN/m³	kN/m³	kN/m²	°
1	Rekultivierungsschicht	0,75	19,0	-	1,5	37,5
2	Dränschicht (Schotter)	0,25	18,0	8,0	0	40
3	Bentokies	0,75	23,5	-	40	33
4	Drän-, Trag- u. Ausgl.schicht	0,50	20,0	-	0	37,5
5	Abfall	-	-	-	> 0	> 37,5
Fuge						
1/2	Geotextil	-	-	-	-	40
3/4	Geotextil	-	-	-	-	37,5

Tab. 2: Bodenkennwerte der einzelnen Schichten für die Standsicherheitsberechnung

3.3.2 Standsicherheitsnachweis

In Tab. 3 ist der Standsicherheitsnachweis vergleichend für DIN 4084 (1981) und DIN V 4084-100 (1995) dargestellt.

Für die Berechnung der Fugen mit Geotextilien wurden die Kennwerte des angrenzenden Bodens zugrundegelegt. Dies war durch die besondere konstruktive Gestaltung und Bauausführung möglich. Da das Geotextil stets zwischen Dränschotter und mineralischer Dichtung bzw. Rekultivierungsschicht liegt, ist unter Berücksichtigung der hohen Verdichtungsarbeit immer eine gute Verzahnung zwischen den Schichten gegeben, so daß der Reibungswinkel des Bodens maßgebend wird. Dies konnte durch Versuche im großen Scherkasten und Aufgrabungen bestätigt werden.

DIN 4084 (1981)	DIN V 4084-100 (1995)
Grenzgleichgewichtsbedingung: $\eta = \frac{R_B + C}{T + S_B}$ durch Einsetzen ergibt sich $\eta = \frac{\sum d_i * \gamma_i}{\sum d_i * \gamma_i + d_s * \gamma_w} * \frac{\tan\varphi}{\tan\beta} + \frac{c}{\sum d_i * \gamma_i + d_s * \gamma_w} * \frac{1}{\sin\beta}$ Für Lastfall 2 ist gem. Abschn. 12 $\eta = 1{,}2$	Grenzgleichgewichtsbedingung: $\Sigma R_d - \Sigma S_d \geq 0$ mit (l=1m): $R_d = \Sigma(d_i \cdot \gamma_{ki}/\gamma_\gamma) \cdot \cos\beta \cdot \tan\varphi_k/\gamma_\varphi + c_k/\gamma_c$ $S_d = \Sigma(d_i \cdot \gamma_{ki} \cdot \gamma_\gamma) \cdot \sin\beta + d_s \cdot \gamma_w \cdot \gamma_\gamma \cdot \sin\beta \cdot \gamma_{Qsup}$ Für Lastfall 2 und Grenzzustand 1C ergeben sich die Teilsicherheiten gem. DIN V 1054-100 (1995) zu: $\gamma_\gamma = 1{,}00$ $\gamma_\varphi = 1{,}15$ $\gamma_c = 1{,}50$ $\gamma_{Qsup} = 1{,}2$ Der Ausnutzungsgrad berechnet sich zu 1/f mit $f = R_d/S_d$
Schicht 1: Rekultivierungsschicht $\eta_{vorh} = 1{,}43 > 1{,}2$ $\eta/\eta_{vorh} = 84\%$	Schicht 1: Rekultivierungsschicht $R_d - S_d = 1{,}51 \geq 0$ 1/f = 83%
Schicht 2: Dränschicht: d_s=0,05m $\eta_{vorh} = 1{,}31 > 1{,}2$ $\eta/\eta_{vorh} = 92\%$	Schicht 2: Dränschicht $R_d - S_d = 1{,}3 \geq 0$ 1/f = 88%
Schicht 3: Bentokies $\eta_{vorh} = 3{,}1 > 1{,}2$ $\eta/\eta_{vorh} = 39\%$	Schicht 4: Bentokies $R_d - S_d = 24{,}5 \geq 0$ 1/f = 44%
Schicht 4: Drän-, Trag- u. Ausgleichsschicht $\eta_{vorh} = 1{,}21 > 1{,}2$ $\eta/\eta_{vorh} = 99\%$	Schicht 5: Drän-, Trag- u. Ausgleichsschicht $R_d - S_d = 1{,}33 \geq 0$ 1/f = 95%
Fuge 1/2: $\eta_{vorh} = 1{,}34 > 1{,}2$ $\eta/\eta_{vorh} = 90\%$	Fuge 1/2: $R_d - S_d = 1{,}27 \geq 0$ 1/f = 86%
Fuge 3/4: $\eta_{vorh} = 1{,}21 > 1{,}2$ $\eta/\eta_{vorh} = 99\%$	Fuge 3/4: $R_d - S_d = 0{,}97 \geq 0$ 1/f = 95%

Tab.: 3 Standsicherheitsberechnung: Vergleich DIN 4084 (1981) und DIN V4084-100 (1995)

Die Durchströmungshöhe d_s in der Dränschicht bestimmt die maximal auftretende Strömungskraft S_B. Die Berechnung wurde mit d_s=0,05m durchgeführt.

Für die Bestimmung von d_s wird in der GDA-Empfehlung E2-20 ein allgemeiner Ansatz beschrieben [JESSBERGER ET AL. 1995]. Die Strömungskraft muß jedoch auch insbesondere im Bauzustand bei offen liegenden Dränschichten berücksichtigt werden. Für diesen Fall wird in [WUNSCH 1996] ein Bemessungsansatz vorgestellt, der insbesondere die maßgebenden Regenereignisse berücksichtigt.

3.3 Bewertung

Der Ausnutzungsgrad $1/f=S_d/R_d$ (s. Tab. 3) gibt bei der Berechnung mit Teilsicherheitsbeiwerten an, inwieweit die Tragfähigkeit eines Bauwerks ausgenutzt wurde. Es gilt: $1/f \leq 1$. Für $1/f = 1$ (=100%) ist die Tragfähigkeit des Bauwerks zu 100% ausgenutzt, es sind neben den in den Rechenwerten berücksichtigten Sicherheiten keine zusätzlichen Sicherheitsreserven mehr vorhanden.

Bei der Berechnung mit der Globalsicherheit η kann in Anlehnung an den Ausnutzungsgrad der Quotient η/η_{vorh} gebildet werden, der eine Aussage über die vorhandenen Sicherheitsreserven macht.

Vergleicht man für das Berechnungsbeispiel den Ausnutzungsgrad und den Quotient η/η_{vorh}, so zeigt sich für die einzelnen Schichten eine gute Übereinstimmung, die Werte liegen in einer ähnlichen Größenordnung.
Durch die den Bodenkennwerten φ_K' und c_K' zugeordneten unterschiedlichen Teilsicherheiten γ_φ (=1,15) und γ_c (=1,5) variiert jedoch der Ausnutzungsgrad bzw. die vorhandene Sicherheitsreserve gerade bei einem Vergleich von nichtbindiger und bindiger Bodenschicht.
Für nichtbindige Bodenschichten ergibt sich bei der Berechnung mit Teilsicherheitsbeiwerten eine geringere Ausnutzung (= höhere Sicherheitsreserve) des Bodens als bei der Berechnung mit der Globalsicherheit, da diese mit η=1,2 größer als die Teil-sicherheit γ_φ=1,15 ist.
Bei bindigen Bodenschichten mit hoher Kohäsion hingegen, z.B. bei der mineralischen Dichtungsschicht aus Bentokies, ist ein höherer Ausnutzungsgrad vorhanden, da der Teilsicherheitsbeiwert γ_c = 1,5 über der Globalsicherheit von η = 1,2 liegt.
Der Ausnutzungsgrad und damit die vorhandene Sicherheitsreserve wird wesentlich bestimmt sein durch das Verhältnis von Reibungs- zu Kohäsionskraften.

Literaturverzeichnis

DGEG (1993)	Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten" - GDA, hrsg. von der Dt. Ges. für Erd- und Grundbau e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1993
DIN 1054	Zulässige Belastung des Baugrunds, 1976
DIN V 1054-100	Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, 1995
DIN 4017	Grundbruchberechnungen , 1979
DIN V 4017-100	Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen, 1995
DIN 4019	Setzungsberechnungen, 1979
DIN V 4019-100	Setzungsberechnungen, 1995
DIN 4020	Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke, 1990
DIN 4084	Gelände- und Böschungsbruchberechnungen, 1981
DIN V 4084-100	Böschungs- und Geländebruchberechnungen, 1995
DIN 4085	Berechnung des Erddrucks, 1987
DIN V 4085-100	Berechnung des Erddrucks, 1995
DIN V ENV 1997-1	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln, 1995
EAU (1990)	Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen EAU 1990, hrsg. vom Arbeitsaussschuß "Ufereinfassungen" der Hafenbautechnischen Ges. e.V. und der Dt. Ges. für Erd- und Grundbau e.V. 8. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1990
Jessberger et al.	Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik (1995) der Deponie-bauwerke" der Dt. Ges. f. Geotechnik e.V. (DGGT), Bautechnik 72 (1995), Heft 9, S.563-587
Wunsch, R.:	Bestimmung der Abflußhöhe in offen liegenden (1996) Dränschichten über Deponiedichtungen, Bautechnik 73 (1996)

Reibung zwischen Erdstoffen und Geokunststoffen
- Untersuchungen im Rahmenschergerät -

W. Blümel, K. Brummermann, A. Lottmann, C. Stoewahse
Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE), Universität Hannover

1 EINFÜHRUNG

Dichtungsysteme von Deponien bestehen im allgemeinen aus verschiedenen Erd- und Geokunststoffschichten. Oberirdische Deponien, die in Hügelform auf weitgehend horizontalem Gelände oder an Hängen errichtet werden, weisen Böschungen auf. Oberflächen- und Basisdichtungssysteme sind dann auf diesen Böschungen, also geneigt anzuordnen. Auch über horizontalen Teilen von Basisabdichtungen können sich während der Befüllungsphase der Deponie sowie im Endzustand Böschungen befinden. Die Standsicherheit der Böschungen einschließlich der Dichtungssysteme ist mit bodenmechanischen und grundbaulichen Methoden rechnerisch nachzuweisen. Maßgebende Bauvorschriften dafür sind generell DIN 1054 "Zulässige Belastung des Baugrunds" bzw. zukünftig "Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau", sowie speziell DIN 4084 "Böschungs- und Geländebruchberechnungen". Unabhängig vom Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten oder mit globalen Sicherheiten gehen experimentell zu bestimmende Reibungsparameter maßgebend in die rechnerischen Nachweise ein.

Für die experimentelle Bestimmung der Reibungsparameter zwischen Erd- und Geokunststoffen und die Festlegung von Bemessungs- oder Rechenwerten gibt es bisher kein geregeltes und erprobtes Verfahren. Dies hat unter anderem folgende Ursachen:

- Zum Reibungsverhalten von Geokunststoffen liegen noch keine langjährigen Erfahrungen wie für Erdstoffe vor.
- Die Versuchsmethoden zur experimentellen Ermittlung der Reibung zwischen den Komponenten von geschichteten Dichtungsystemen befinden sich noch in der Entwicklung.
- Die Produktpalette der verfügbaren Geokunststoffe ist sehr groß und unterliegt raschen Veränderungen.

Für Versuche zur Reibung zwischen Erd- und Geokunststoffen werden Rahmenschergeräte bevorzugt, da die Lage der Reibungsfläche bekannt ist und die zu untersuchende Prüffläche in der gerätetechnisch vorgegebenen Zwangsgleitzone angeordnet werden kann. Versuche in Rahmenschergeräten werden in der Bodenmechanik gemäß dem Entwurf der DIN 18137, Teil 3, als "Direkte Scherversuche" bezeichnet. Für die experimentelle Bestimmung der Scherfestigkeit von Erdstoffen in Rahmenschergeräten oder Dreiaxialgeräten sind meistens relativ kleine Probekörper ausreichend. Da die Scherfestigkeit von groben Erdstoffen relativ selten experimentell untersucht wird, verfügen bisher nur wenige Institutionen über Großversuchsgeräte. Für die Ermittlung der Reibung zwischen Erdstoffen und Geokunststoffen sind jedoch häufig größere Probenabmessungen erforderlich, z.B. weil die Geokunststoffe großflächig strukturiert sind oder in den kleinen Geräten der Bodenmechanik nicht geeignet befestigt werden können. Auch unter Berücksichtigung internationaler Entwicklungen haben sich für Untersuchungen mit Geokunststoffen bisher Rahmenschergeräte mit mindestens rd. 30 cm x 30 cm (1 ft. x 1 ft.) großen Prüfflächen durchgesetzt.

Öffentliche und private Institutionen untersuchen die Reibung zwischen Erd- und Geokunststoffen zur Zeit für Deponieprojekte in unterschiedlichen Rahmenschergeräten mit unterschiedlichen Prüfrandbedingungen und Auswertungsmethoden. Die in unterschiedlichen Institutionen ermittelten Reibungsparameter weichen daher häufig stark voneinander ab und erfassen das Problem in situ häufig nicht richtig. Dadurch traten fallweise Schäden durch Böschungsrutschungen oder durch unzulässig große Relativverschiebungen zwischen Systemkomponenten auf. Die häufig nicht erklärbaren Abweichungen der Versuchsergebnisse und daraus folgenden unterschiedlichen Einschätzungen der beteiligten Fachleute erschwerten außerdem bei vielen Projekten den Verfahrensablauf und führten unter Umständen zu Wettbewerbsverzerrungen bei der Beurteilung und Auswahl angebotener Geokunst- und Erdstoffe. Es besteht deshalb grundsätzlicher Handlungsbedarf zur Lösung der Probleme. Die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) bearbeitet daher in ihrem Arbeitskreis AK 5.1 (bisher AK 14A) die Thematik mit folgenden vorrangigen Zielen:

- Erarbeitung einer Empfehlung zum Thema "Reibung zwischen Erd- und Geokunststoffen und zwischen verschiedenen Geokunststoffen" und
- Durchführung von Rundversuchen (Ringanalysen) zur Beurteilung und Eingrenzung der Streuungen der Reibungsparameter.

2 REIBUNGSVERSUCHE IN RAHMENSCHERGERÄTEN

2.1 Problemvielfalt

2.1.1 Untersuchungsfälle

Geschichtete Dichtungssysteme sind in ihrer Ausbildung sehr vielfältig. In Tab. 1 sind mögliche Ausbildungsvarianten von Deponiedichtungssystemen zusammengestellt.

Oberflächendichtungssystem		Basisdichtungssystem	
Systemaufbau	Ausbildungsvarianten	Systemaufbau	Ausbildungsvarianten
Rekultivierungsschicht	- Erdstoff	Entwässerungsschicht	- nichtbindiger Erdstoff
Entwässerungsschicht	- nichtbindiger Erdstoff - geosynthetischer Verbundstoff - nichtbindiger Erdstoff + geosynthetischer Verbundstoff		
fallweise Schutzschicht	- Geokunststoff - Erdstoff - Geokunststoff + Erdstoff	Schutzschicht	- Geokunststoff - Erdstoff - Geokunststoff + Erdstoff
Dichtungsschicht	- bindiger Erdstoff - Kunststoffdichtungsbahn - Kunststoffdichtungsbahn + bindiger Erdstoff - geosynthetische Tondichtungsbahn	Dichtungsschicht	- bindiger Erdstoff - Kunststoffdichtungsbahn - bindiger Erdstoff + Kunststoffdichtungsbahn
Entgasungs-/ Ausgleichsschicht	- nichtbindiger Erdstoff - geosynthetischer Verbundstoff	Deponieauflager	- bindiger Erdstoff
häufig Trennschichten zwischen Erdstoffen	- Geotextil	häufig Trennschichten zwischen Erdstoffen	- Geotextil

Tab. 1: Komponenten und Ausbildungsvarianten für Deponiedichtungssysteme

Eine Auswertung der in Tab. 1 aufgezählten Ausbildungsvarianten ergibt folgende mögliche Reibpartnerkombinationen bzw. Prüffälle für Reibungsversuche in den Schichtgrenzen:

- Kunststoffdichtungsbahn (KDB) / Geotextil (GT),
- Kunststoffdichtungsbahn (KDB) / bindiger Erdstoff (bE),
- nichtbindiger Erdstoff (nbE) / Geotextil (GT),
- nichtbindiger Erdstoff (nbE) / Kunststoffdichtungsbahn (KDB) und
- Geotextil (GT) / bindiger Erdstoff (bE).

Es sind nur die direkten Reibpartner angegeben. Ein Geotextil an der Schichtgrenze kann also auch die außenliegende Komponente eines geosynthetischen Verbundstoffs sein.

Folgende Punkte machen die Thematik noch komplexer:

- Die Reibung in den Schichtgrenzen wird nicht nur durch die direkten Reibpartner bestimmt, sondern auch von den umliegenden Systemkomponenten beeinflußt. Bei Berücksichtigung dieser indirekten Einflüsse vervielfachen sich die Kombinationsmöglichkeiten.
- Es kommen Erdstoffe mit unterschiedlichen bodenmechanischen Eigenschaften und Geokunststoffe mit unterschiedlichen Rohstoffen, Fasern, Verfestigungen etc. und Verbundstoffe aus Erd- und Geokunststoffen unterschiedlichster Art zum Einsatz.
- Die jeweilige Beschaffenheit der Erd- und Geokunststoffe (Dichte, Wassergehalt, Konsolidierungszustand, nasser oder trockener Zustand, Dehnungszustand etc.) beeinflußt ebenfalls die Reibung in den Schichtgrenzen.
- Für die Durchführung von Reibungsuntersuchungen sind sowohl Kenntnisse über Erdstoffe als auch über Kunststoffe, also aus unterschiedlichen Fachgebieten, notwendig.

2.1.2 Lösungen in einzelnen Fällen

Reibungsversuche für eine vorgegebene Schichtgrenze in einem Dichtungssystem können sich u.a. in folgenden Punkten unterscheiden:

- Versuchsmethode (z.B. Rahmenschergerät oder Kipptisch, Zwangsgleitfuge oder mehrere mögliche Fugen (Systemprüfung), Weg- oder Kraftsteuerung),
- Gerät und Meßeinrichtung (z.B. Rahmen mit oder ohne Führung),
- Anordnung des Prüfsystems und Befestigung der Geokunststoffe,
- Versuchsdurchführung (Art des Einbaus, Vorkonsolidierung, Geschwindigkeit etc.) und
- Auswertungsmethode zur Ermittlung der Reibungsparameter (z.B. unterschiedliche Definitionen der Grenzzustände und Grenzbedingungen).

Zur Veranschaulichung der großen Zahl möglicher Varianten der Versuchsbedingungen einzelner Prüffälle wird ausschnittsweise der Punkt "Anordnung des Prüfsystems und Befestigung der Geokunststoffe" genauer behandelt. In Tab. 2 sind exemplarisch für drei der in Abschn. 2.1.1 genannten Schichtgrenzen unterschiedliche Systemanordnungen für Rei-

bungsversuche in Rahmenschergeräten zusammengestellt. Umliegende Systemkomponenten und gerätespezifische Besonderheiten werden nur bedingt berücksichtigt, so daß noch weitere Varianten möglich sind.

Prüffall	Kunststoffdichtungsbahn / Geotextil (KDB / GT)	Kunststoffdichtungsbahn / bindiger Erdstoff (KDB / bE)	Geotextil / nichtbindiger Erdstoff (GT / nbE)
Anordnung der Geokunst- und Erdstoffe	- KDB unten und GT oben - GT unten und KDB oben	- KDB unten und bE oben - bE unten und KDB oben	- nbE unten und GT oben - GT unten und nbE oben
Befestigung der Geokunststoffe	- geklemmt (mit oder ohne Schlupf, mit unterschiedlichen Abmessungen, mit unterschiedlichen Klemmvorrichtungen) - vierseitig - dreiseitig - einseitig - vollflächig fixiert - auf starre Platte geklebt - auf rauher Fläche durch Verhakung haftend		
Auf- bzw. Unterlage der Geokunststoffe	- starr - nachgiebig (evtl. Erd- oder Geokunststoffe der angrenzenden Schichten)		
Mögliche zusätzliche Maßnahmen bei Erdstoffen	- Geotextilien oder Folien zur Reibungsverminderung an den Rahmenwänden - Anordnung von Entwässerungsschichten an den Rändern in Form von Filtersteinen oder Geotextilien - Zahnplatten zur Verbesserung der Scherkraftübertragung		

Tab. 2: Mögliche Prüfsystem- und Befestigungsvarianten im Rahmenschergerät zur Untersuchung der Reibung für drei ausgewählte Prüffälle

2.2 Ausgewählte Ergebnisse von Reibungsversuchen

2.2.1 Erläuterung des Rundversuchsprogramms

Aufgrund der bereits erläuterten Probleme mit projektbezogenen Reibungsuntersuchungen und aufgrund offener Fragen bei der Erarbeitung von Empfehlungen initiierte die Untergruppe 1 des AK 5.1 der DGGT Rundversuche. Das Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE) der Universität Hannover übernahm die Organisation des Versuchsprogramms, an dem 20 Institutionen teilnahmen.

Das Rundversuchsprogramm mit Versuchen unter "Vergleichsbedingungen" in Rahmenschergeräten mit mindestens 30 cm * 30 cm großer Prüffläche bestand aus drei Prüffällen:

- **Prüffall A:** Kunststoffdichtungsbahn (KDB) / Geotextil (GT),
- **Prüffall B:** Kunststoffdichtungsbahn (KDB) / bindiger Erdstoff (bE) und
- **Prüffall C:** Geotextil (GT) / nichtbindiger Erdstoff (nbE).

Tab. 3 enthält Angaben zu den Prüfmaterialien und den Vorgaben für die Versuchsdurchführung. Die Prüffälle und Materialien wurden so gewählt, daß möglichst viele generelle versuchstechnische, aber keine rein produktspezifischen Aspekte erfaßt werden. Die Vorgaben für die Versuchsdurchführung schränken die möglichen Varianten für die einzelnen Prüffälle nicht völlig ein. Sie gehen aber weiter als die Vorgaben, die in der bisherigen Praxis bei Projektuntersuchungen mitgeteilt werden. Die Prüfinstitutionen können die Randbedingungen entweder in mühevoller Absprache mit den Beteiligten oder nach eigener ingenieurmäßiger Einschätzung oder beliebig festlegen.

Prüffall	Fall A KDB / GT	Fall B KDB / bE	Fall C GT / nbE
Material 1	PEHD - KDB (2,5 mm dick, rauh)	PEHD - KDB (2,5 mm dick, Karo - Noppenstruktur)	300 g/m² PEHD - Vliesstoff
Material 2	1200 g/m² schwerer PP - Vliesstoff	mittelplastischer Ton mit vorgegebenen Einbauwerten (Trockendichte = 1,61 g/cm³ und Wassergehalt = 24 %)	Sand nach DIN EN 196, Teil 1, Körnung 0 bis 2 mm, trocken
Auflast- bzw. Normalspannungen	20, 50, 100 und 200 kN/m²		
Geschwindigkeit	10 mm/h	≤ 1 mm/h (dränierter Zustand)	10 mm/h
Vorkonsolidierung	keine	bis zum Abklingen der Setzungen	keine
Sonstiges	Anwendung des Arbeitspapiers "Zur experimentellen Untersuchung der Reibung zwischen Geokunststoffen und zwischen Geokunststoffen und Erdstoffen in Rahmenschergeräten" in der Fassung von April '95 und Zusammenstellung von Verbesserungsvorschlägen für das Arbeitspapier		

Tab. 3: Prüfmaterialien und Vorgaben für das Rundversuchsprogramm

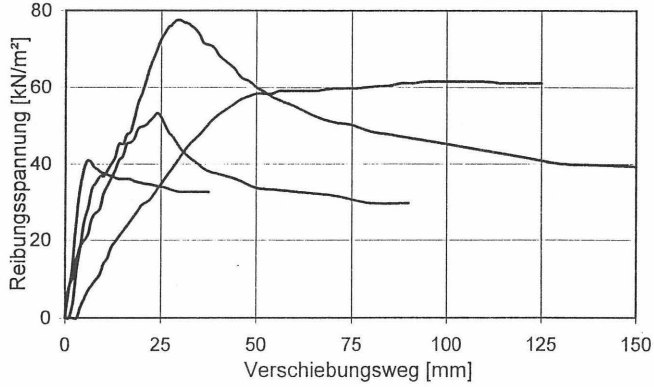
2.2.2 Hinweise zu den Rundversuchsergebnissen

Dieser Abschnitt enthält keine Gesamtdarstellung der Rundversuchsergebnisse. Um die Ergebnisse in allen Teilen verstehen und bewerten zu können, sind umfangreiche zusätzliche Detailinformationen notwendig, die den Rahmen dieses Beitrags sprengen würden. Zudem sind die Überlegungen der beteiligten Institutionen und der Arbeitskreismitglieder zu den Ergebnissen noch nicht abgeschlossen. Dennoch können im folgenden bereits einige grundlegende Erkenntnisse aus den Rundversuchsergebnissen erläutert und exemplarisch einige wesentliche Einzelaspekte aufgezeigt werden.

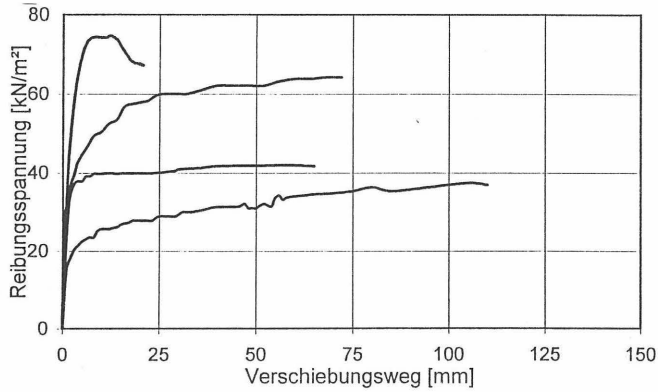
Wahl der Randbedingungen: Trotz der speziellen Vorgaben des Arbeitskreises für die Versuchsdurchführung und der generellen Vorgaben im Arbeitspapier variieren die von den Teilnehmern gewählten Prüfrandbedingungen noch erheblich. Nur ein Teil der Variationen ist gerätetechnisch bedingt, ein anderer Teil ist auf die teilweise in Abschn. 2.1.2 erläuterten verbleibenden Spielräume zurückzuführen.

Spannweiten der Ergebnisse: Die Spannweiten der Versuchsergebnisse sind groß. Abb. 1 zeigt Reibungsspannungen abhängig vom Verschiebungsweg für einige ausgewählte Teilversuche mit Auflastspannungen von 100 kN/m² für die Prüffälle A, B und C. Sowohl die Kurvenverläufe als auch die Spannungsgrößen sind sehr unterschiedlich. Eine gezielte Ursachenzuordnung ist schwierig, da von Versuch zu Versuch meistens mehrere Randbedingungen gleichzeitig variieren und sich ihre Einflüsse in den Ergebnissen überlagern.

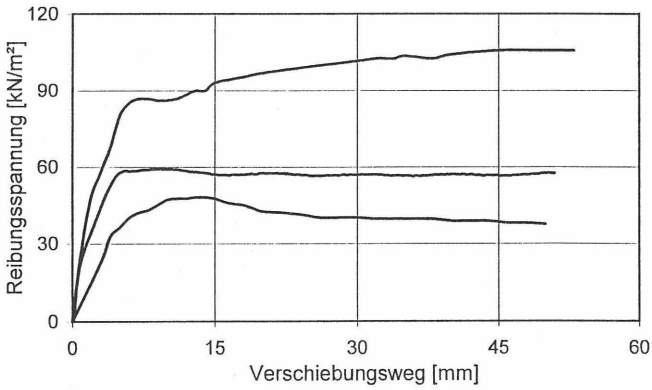
Bewertung der Ergebnisse im Hinblick auf einige wesentliche Einzelaspekte: In den folgenden Abbildungen sind nur die jeweils speziell betrachteten unterschiedlichen Randbedingungen gekennzeichnet, obwohl aus den bereits genannten Gründen weitere Randbedingungen variieren und sich dann auch deren Einflüsse in den Ergebnissen widerspiegeln. Im folgenden werden aus Platzgründen nur Ergebnisse im Bruchzustand dargestellt. Abb. 2 zeigt die verwendeten Definitionen für den Bruchzustand. Es sind für qualitativ unterschiedliche Verläufe der Reibungsspannungs - Verschiebungsweg - Kurven die als Reibungsspannungen im Bruchzustand gewählten Punkte der Kurven durch den Buchstaben B gekennzeichnet.



a) Fall A



b) Fall B



c) Fall C

Abb. 1: Reibungsspannungen abhängig vom Verschiebungsweg für einige Versuche mit einer Normalspannung von 100 kN/m²

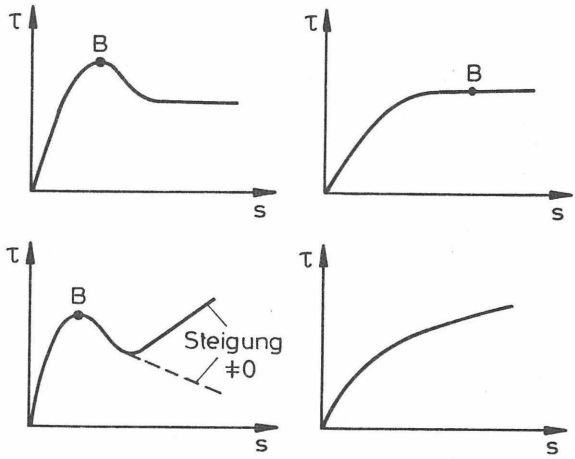


Abb. 2: Definitionen der Reibungsspannungen im Bruchzustand für qualitativ unterschiedliche Reibungsspannungs - Verschiebungsweg - Kurven

Abb. 3 zeigt für die Versuche des Prüffalls A mit unterschiedlichen Befestigungen der Geokunststoffe die Reibungspannungen im Bruchzustand abhängig von der Normalspannung. Aus den Ergebnissen ist der Einfluß der Befestigung aufgrund weiterer möglicher Unterschiede in der Versuchsdurchführung und den -randbedingungen nicht eindeutig einzugrenzen. Bei den niedrigen Normalspannungen liegen die Versuche mit geklebten im Vergleich zu den geklemmten Geokunststoffen eher im unteren Bereich, während sie bei bei den höheren Normalspannungen den ganzen Bereich abdecken.

Abb. 4 zeigt für die Versuche des Prüffalls B mit unterschiedlichen Befestigungen der Kunststoffdichtungsbahn und unterschiedlichen Einbauwassergehalten des Tons die Reibungsspannungen im Bruchzustand abhängig von der Normalspannung. Eindeutige Tendenzen sind aus der Darstellung kaum zu erkennen. Die Einzeleinflüsse sind nicht klar zu trennen. Eine Erhöhung des Einbauwassergehalts scheint allerdings erwartungsgemäß zu einer Verringerung der Reibungsspannungen zu führen. Bei geklebten Kunststoffdichtungsbahnen sind die Reibungsspannungen im Vergleich zu geklemmten Bahnen von der Tendenz etwas geringer.

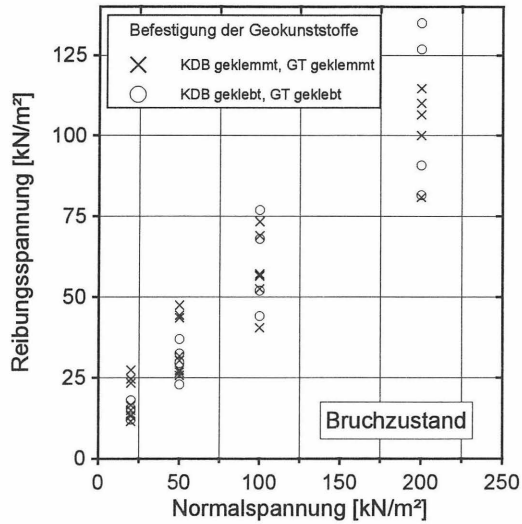


Abb. 3: Reibungsspannungen im Bruchzustand abhängig von der Normalspannung für Prüffall A und unterschiedliche Befestigungen der Geokunststoffe

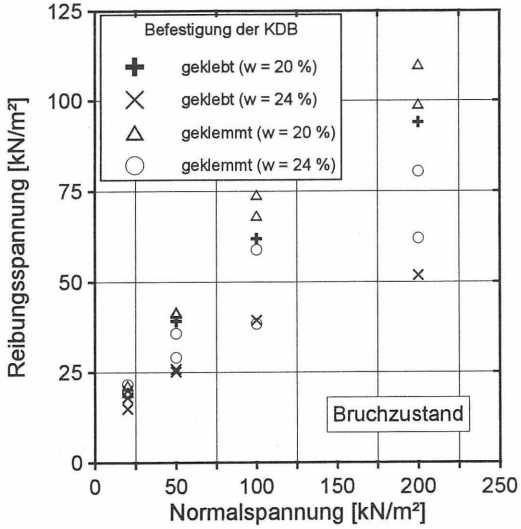


Abb. 4: Reibungsspannungen im Bruchzustand abhängig von der Normalspannung für Prüffall B und unterschiedliche Befestigungen der Kunststoffdichtungsbahnen und Einbauwassergehalte des Tons

Abb. 5 zeigt für die Versuche des Lastfalls C mit unterschiedlichen Befestigungen des Geotextils die Reibungsspannungen im Bruchzustand abhängig von der Normalspannung. Die Ergebnisse der Versuche mit geklemmten Geotextilien liegen von der Tendenz eher im niedrigen Bereich der Spannweite. Ein Einzelversuch mit geklemmtem Geotextil zeigt ein stark abweichendes Ergebnis.

Abb. 6 zeigt für die Versuche des Prüffalls B die Reibungsspannungen im Bruchzustand abhängig vom Einbauwassergehalt des Tons. Mit zunehmendem Einbauwassergehalt werden die Reibungsspannungen tendenziell niedriger, wobei natürlich auch hier weitere Unterschiede in den Randbedingungen die Ergebnisse beeinflussen.

Abb. 7 zeigt für die Versuche des Prüffalls C die Reibungsspannungen im Bruchzustand abhängig von der Einbaudichte des Sandes. Es sind keine eindeutigen Tendenzen zu erkennen.

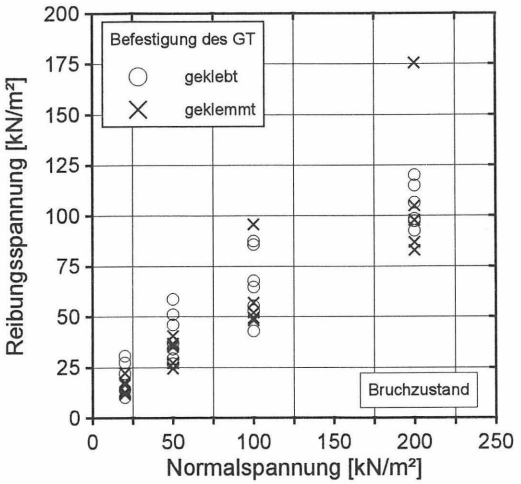


Abb. 5: Reibungsspannungen im Bruchzustand abhängig von der Normalspannung für Prüffall C und unterschiedliche Befestigungen des Geotextils

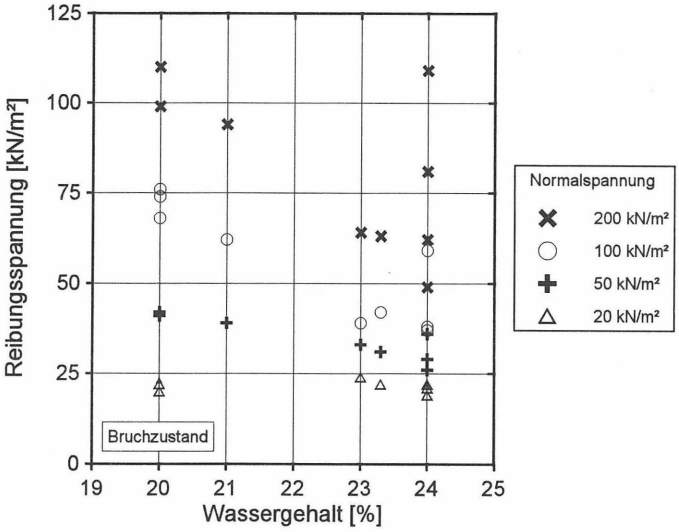


Abb. 6: Reibungsspannungen im Bruchzustand abhängig vom Einbauwassergehalt des Tons für Prüffall B bei unterschiedlichen Normalspannungen

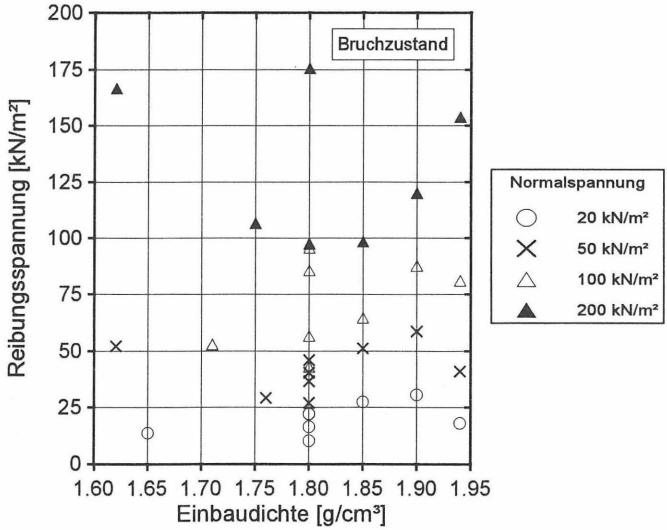


Abb. 7: Reibungsspannungen im Bruchzustand abhängig von der Einbaudichte des Sandes für Prüffall C bei unterschiedlichen Normalspannungen

Erste Folgerungen aus den Ergebnissen:

- **Aktuelle Standardprüfungen:** Es gibt keine allgemeingültigen Standardlösungen zur experimentellen Untersuchung der Reibung zwischen Geokunststoffen und Erdstoffen und zwischen verschiedenen Geokunststoffen. In den Prüfberichten müssen daher alle maßgebenden Randbedingungen und die Auswertungsmethoden erläutert werden. Die Versuchsergebnisse sind nur nach Prüfung durch die vor Ort zuständigen geotechnischen Sachverständigen unter Berücksichtigung aller Belange des geplanten Bauwerks weiterzuverwenden. Wenn man in verschiedenen Institutionen ermittelte Versuchsergebnisse miteinander vergleicht, ist es sinnvoll, zunächst die Randbedingungen und die ermittelten Reibungsspannungs - Verschiebungsweg - Kurven, die die eigentlichen Meßergebnisse darstellen, und erst in zweiter Linie Reibungsparameter zu vergleichen. Wenn nur Reibungsparameter verglichen werden, besteht die Gefahr, daß bei der Bewertung wesentliche Aspekte unerkannt bleiben.

- **Weiterer Forschungsbedarf:** Es ist notwendig, die Einflüsse einzelner Randbedingungen zu untersuchen, indem nur die betrachtete Randbedingung variiert wird und alle anderen Randbedingungen konstant gehalten werden. Im IGBE wurden bereits einige zusätzliche Versuche zu den Rundversuchen durchgeführt. Ein Teil der Ergebnisse wird in Abschn. 2.2.3 erläutert.

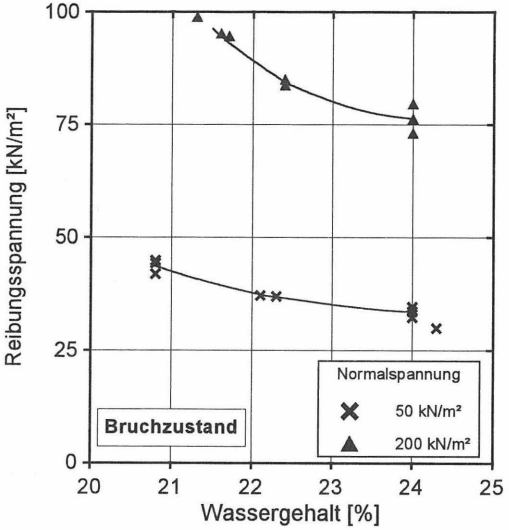
- **Arbeit an den Empfehlungen im AK 5.1:** Durch noch weitergehendere Festlegungen wird angestrebt, zum einen reproduzierbare Versuche zu erhalten und zum anderen die Übertragbarkeit auf die Verhältnisse in situ zu gewährleisten. Die Rundversuchsergebnisse zeigen die Notwendigkeit dafür. Es müssen mehr Festlegungen zu scheinbar unwesentlichen Randbedingungen getroffen werden, die aber einen großen Einfluß auf die Ergebnisse haben. Da einzelne Randbedingungen bzw. Versuchsmodalitäten vom jeweiligen Anwendungsfall abhängen und nicht generell festgelegt werden können, sollen dem Anwender Hinweise auf Problempunkte und Entscheidungshilfen gegeben werden.

2.2.3 Hinweise zu den Ergebnissen ergänzender Versuche

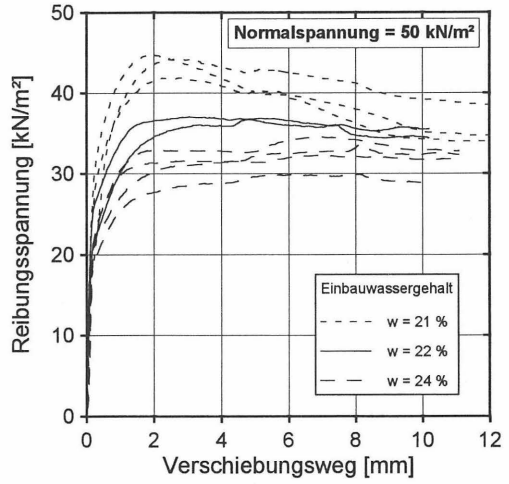
Im IGBE wurden u.a. die bereits in Abb. 6 und 7 für die Rundversuche der Fälle B und C behandelten Einflüsse des Einbauwassergehalts des Tons und der Einbaudichte des Sandes in Rahmenschergeräten näher untersucht (LOTTMANN, 1996). Die im folgenden beschriebenen Versuche wurden in Rahmenschergeräten mit 10 cm * 10 cm großer, konstanter Reibungsfläche durchgeführt. Der obere Rahmen liegt frei auf, die Belastung wird mechanisch aufgebracht. Die Geokunststoffe wurden unten auf einer starren Unterlage und die Erdstoffe im oberen Rahmen eingebaut. Die Kunststoffdichtungsbahn im Fall B wurde geklebt. Das Geotextil im Fall C wurde entweder geklebt oder auf rauher Unterlage aufgelegt und einseitig geklemmt. Im Gegensatz zu den Rundversuchen wurde jeweils nur eine Randbedingung variiert. Bei der Ergebnisbewertung ist natürlich zu berücksichtigen, daß auch unter Wiederholbedingungen durchgeführte Versuche gewisse Spannweiten der Meßdaten aufweisen.

Abb. 8a zeigt die Reibungsspannungen im Bruchzustand für Ergänzungsversuche zum Prüffall B abhängig vom Einbauwassergehalt. Mit zunehmendem Wassergehalt nimmt die Reibungsspannung ab. Der Zusammenhang ist deutlicher zu erkennen als in Abb. 6 für die Rundversuche. Der Einfluß des Einbauwassergehaltes ist bei 200 kN/m² Auflastspannung stärker als bei 50 kN/m². Abb. 8b zeigt für die Versuche mit 50 kN/m² Auflastspannung die Reibungsspannungen abhängig vom Verschiebungsweg. Nur bei dem niedrigsten Wassergehalt zeigt ein ausgeprägtes Maximum den Bruch an.

Abb. 9a zeigt die Reibungsspannungen im Bruchzustand für Ergänzungsversuche zum Prüffall C mit unterschiedlichen Einbaudichten des Sandes und Befestigungen des Geotextils abhängig von der Einbaudichte. Mit zunehmender Einbaudichte nehmen die Reibungsspannungen etwas zu. Dieser Effekt ist in Abb. 7 für die Rundversuchsergebnisse durch die Überlagerung mit anderen Unterschieden nicht zu erkennen. Abb. 9b zeigt für einige Versuche mit einer Normalspannung von 200 kN/m² die Reibungsspannungen abhängig vom Verschiebungsweg. Bei geklebten Geotextilien nimmt die Spannung nach Erreichen eines Maximums wieder ab. Bei geklemmten Geotextilien ist der Kurvenverlauf prinzipiell anders. Die maximale Reibungsspannung bei geklebten Geotextilien ist höher als bei geklemmten. Die Spannungen bei größeren Verschiebungswegen stimmen dagegen annähernd überein.

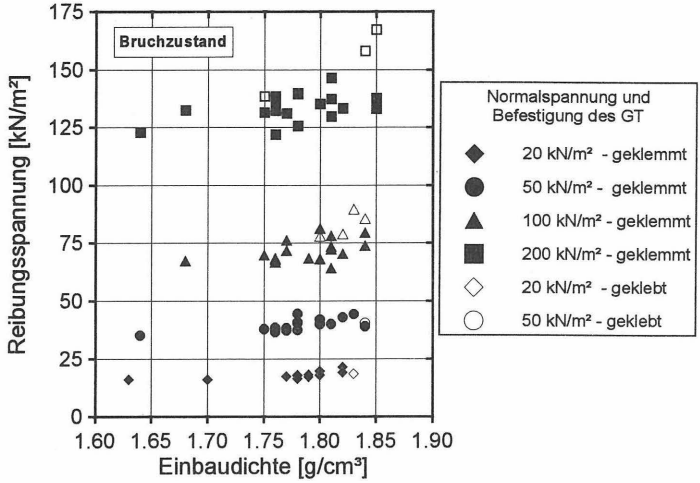


a) Reibungsspannungen im Bruchzustand abhängig vom Einbauwassergehalt des Tons

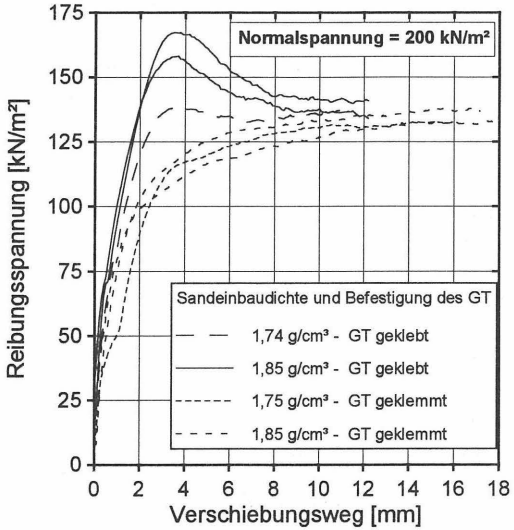


b) Reibungsspannungen im Bruchzustand abhängig vom Verschiebungsweg für die Versuche mit einer Normalspannung von 50 kN/m²

Abb. 8: Ergänzungsversuche zum Prüffall B mit unterschiedlichen Einbauwassergehalten



a) Reibungsspannungen abhängig von der Einbaudichte



b) Reibungsspannungen abhängig vom Verschiebungsweg für die Versuche mit einer Normalspannung von 200 kN/m²

Abb. 9: Ergänzungsversuche zum Prüffall C mit unterschiedlichen Einbaudichten des Sandes und Befestigungen des Geotextils

3 STAND DER ARBEIT AN EMPFEHLUNGEN

Veranlaßt durch die in Abschn. 1 erläuterten Probleme erarbeitet eine Untergruppe des Arbeitskreises 5.1 "Kunststoffe in der Geotechnik und im Wasserbau" der DGGT zur Zeit Empfehlungen zum Thema "Reibung zwischen verschiedenen Geokunststoffen und zwischen Geokunststoffen und Erdstoffen". Im Gegensatz zu amerikanischen und englischen Normen (z.B. ASTM, 1992, und BS 6906, 1991) werden in den Empfehlungen keine Indexversuche behandelt, sondern Reibungsuntersuchungen für Anwendungsfälle. Die Empfehlungen richten sich nicht nur an Personen, die experimentelle Reibungsuntersuchungen durchführen, sondern auch an Planer, an Geostatiker, an Prüfer, an Bauherren, an Fremdüberwacher, an Hersteller von Geokunststoffen, an Baufirmen etc. Daher werden neben Festlegungen zu den experimentellen Untersuchungen auch grundsätzliche Definitionen und Hinweise zur Verwendung der Untersuchungsergebnisse angegeben. Da es aufgrund der in den vorhergehenden Abschnitten beschriebenen Problemvielfalt unmöglich ist, für alle Fälle geeignete Standardlösungen zu empfehlen, sollen auch Lösungswege und Entscheidungskriterien inhaltlich erläutert werden.

Die Empfehlungen sollen folgende Teile beinhalten:

- **Definitionen**
  - Reibung zwischen zwei ebenen Oberflächen fester Körper
  - Scherfestigkeit von Erdstoffen
  - Reibung zwischen Geokunststoffen und Erdstoffen
- **Experimentelle Untersuchung der Reibung**
  - Methoden
  - Reibungsversuch im Rahmenschergerät
  - Kipptischversuch
  - Herausziehversuch
  - Langzeitversuch
- **Verwendung der experimentellen Untersuchungsergebnisse**
  - Prüfung der Übertragbarkeit auf den Anwendungsfall
  - Ableitung von Rechen- bzw. Bemessungswerten
  - Verwendung von Rechen- bzw. Bemessungswerten in Standsicherheitsnachweisen

Aufgrund des besonders akuten Regelungsbedarfs für Reibungsversuche in Rahmenschergeräten wurde die Erarbeitung der Abschnitte über Kipptischversuche, Herausziehversuche und Langzeitversuche zunächst zurückgestellt. Für die übrigen Teile existieren vorläufige Textentwürfe. Eine Arbeitsfassung des Abschnitts "Reibungsversuche im Rahmenschergerät" wurde den Rundversuchsteilnehmern zur Anwendung für die Rundversuchsdurchführung und zur kritischen Prüfung zur Verfügung gestellt. Die Auswertung der Rundversuchsergebnisse und die Diskussion mit den Teilnehmern ergaben Korrektur- und Ergänzungsbedarf. Dieser betrifft besonders die Vorgaben für die Versuchsdurchführung (z.B. die Einbauwassergehalte und Einbaudichten der Erdstoffe sowie die Befestigung der Geokunststoffe) und die Auswertung (z.B. die Definition von Bruch- und Gleitzustand), um die Reproduzierbarkeit der Versuche zu verbessern. Die Veröffentlichung einer Entwurfsfassung der Empfehlungen für Reibungsuntersuchungen im Rahmenschergerät ist für Ende 1996 geplant.

4 SCHLUSSBEMERKUNGEN

Untersuchungen der Reibung zwischen Geokunststoffen und Erdstoffen sind noch nicht ausreichend geregelt und müssen weiterentwickelt werden. Durch viele projektbezogene Prüfungen, durch Forschungsarbeiten und durch die Aktivitäten des Arbeitskreises 5.1 der DGGT (Erarbeitung von Empfehlungen und Organisation von Rundversuchen) wurden aber bereits neue Erkenntnisse gewonnen, aus denen sich jedoch auch weiterer Untersuchungsbedarf ergibt.

Der Arbeitskreis setzt seine Arbeit an den Empfehlungen fort. Außerdem wird erwogen, in Absprache mit den Teilnehmern der Rundversuche aufbauend auf den bisher gewonnenen Erkenntnissen einen Teil des Untersuchungsprogramms mit verfeinerten Vorgaben erneut durchzuführen, um die unter Vergleichsbedingungen zu erwartenden Spannweiten zu verringern. Dem engagierten Einsatz der Rundversuchsteilnehmer ist es zu verdanken, daß gravierende Probleme bei der experimentellen Ermittlung der Reibung zwischen Erd- und Geokunststoffen durch umfangreiches Datenmaterial belegt und daß ein Weg zur Verbesserung der Situation eingeschlagen werden konnte.

5 LITERATUR

ASTM D 5321 - 92	1992	Standard Test Method for Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic or Geosynthetic and Geosynthetic Friction by the Direct Shear Method, American Society for Testing and Materials, Philadelphia
BLÜMEL, W., BRUMMERMANN, K.	1994	Reibung zwischen Geokunststoffen und Erdstoffen in Deponiedichtungen, Müll und Abfall, Mai 1994, S. 242 - 259
BS 6906 Part 8	1991	Methods of test for geotextiles, Part 8: Determination of sand - geotextile frictional behaviour by direct shear, British Standards Institution, London
DGGT, vormals DGEG	1993	Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten" - GDA, 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn und Ergänzungen jeweils in Heft 9 der Zeitschrift "Bautechnik"
DIN 1054	1976	Baugrund - Zulässige Belastung des Baugrunds
DIN 4084	1981	Baugrund - Gelände- und Böschungsbruchberechnungen
DIN V 1054 - 100		Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, (Veröffentlichung für 1996 angekündigt)
DIN V 4084 - 100		Baugrund - Gelände- und Böschungsbruchberechnungen, (Veröffentlichung für 1996 angekündigt)
DIN 18137, Teil 3, Entwurf	1995	Baugrund - Versuche und Versuchsgeräte - Direkter Scherversuch
LOTTMANN, A.	1996	Reibungsuntersuchungen zwischen Erd- und Geokunststoffen in Rahmenschergeräten, unveröffentlichte Studien- und Diplomarbeit am Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE), Universität Hannover
RUNDVERSUCHS-TEILNEHMER	1995	Berichte über die Rundversuchsergebnisse, nicht veröffentlicht (zur internen Verwendung im AK 5.1 der DGGT)

Spannungs- und Verformungsverhalten von Einphasen-Dichtwandmassen

J. Kayser, Trischler und Partner Consult GmbH, Waltersleben,
ehem. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig

Gliederung

Zusammenfassung

1. **Einleitung**
2. **Mechanische Belastung von Dichtwänden**
3. **Untersuchte Dichtwandmassen**
4. **Laborversuche zum Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen**
   - 4.1 Verhalten der Dichtwandmassen unter ödometrischer Belastung
5. **Scherfestigkeit der Dichtwandmasse**
   - 5.1 Allgemeines
   - 5.2 Versuche
   - 5.3 CD - Versuche
6. **Zugfestigkeit der Dichtwandmassen**
7. **Abschätzung der Querdehnung der Einphasen-Dichtwandmassen**
8. **Schlußbetrachtungen**
   - 8.1 Wesentliche Versuchsergebnisse und Empfehlungen zur Untersuchung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Einphasen-Dichtwandmassen
   - 8.2 Vorschlag für ein übergeordnetes Stoffgesetz

Literaturverzeichnis

Zusammenfassung

Dichtwände sollen unerwünschte Grundwasserströmungen unterbinden. Besonders wirtschaftlich und technisch sicher ist die Herstellung von Dichtwänden als Schlitzwand im Einphasenverfahren, bei dem die zunächst flüssige Dichtwandmasse den Schlitz stützt, anschließend aushärtet und dann das eigentliche Dichtelement bildet. Die ausgehärtete Dichtwand unterliegt mechanischer Beanspruchung, wenn sich der Spannungszustand im umgebenden Boden, z. B. infolge Grundwasserabsenkung, Bodenaushub, Überschüttung etc., ändert.

Im Rahmen der vorgestellten Untersuchungen wurden umfangreiche Laborversuche zum Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen durchgeführt. Die Untersuchungen zeigten, daß die Struktur der Dichtwandmasse bei Belastung oberhalb einer Grenzspannung verdichtet wird. Die Größe dieser Grenzspannung entspricht der einaxialen Druckfestigkeit q_u. Infolge der Strukturverdichtung verringert sich der Porenraum und der Hauptporenradius verkleinert sich. Die Festigkeit der Dichtwandmasse ist nach der Strukturverdichtung größer als vorher, die Durchlässigkeit der Dichtwandmasse wird nicht negativ beeinflußt.

Die Festigkeit der Dichtwandmasse bis zum Schubbruch und somit bis zum Verlust der Dichtigkeit ist wesentlich von den Drainagebedingungen und der horizontalen Spannung abhängig. Unter undrainierten Bedingungen verhält sich die Dichtwandmasse auch bei langsamer Belastung ähnlich wie im einaxialen Druckversuch, d. h. mit Bruchstauchungen von 0,5 - 1 % und einer vom Seitendruck unabhängigen Festigkeit in der Größenordnung der einaxialen Druckfestigkeit. Dieses Verhalten ist mit dem eines weichen Festgesteins vergleichbar. Liegen drainierte Verhältnisse vor, setzt sich die Festigkeit aus einem Anteil, der ungefähr mit dem 0,9-fachen der kleinsten Hauptspannung (i. d. R. σ_3) steigt, und einem konstanten Anteil, der ca. 2/3 der einaxialen Druckfestigkeit entspricht, zusammen. Der Verformungsmodul entspricht in großen Teilen dem eines weichen, bindigen Lockergesteins.

Die Verformungen der Dichtwandmasse sind zum großen Teil plastisch, d.h. irreversibel. Als Zugfestigkeit der Dichtwandmasse sind 15 % der einaxialen Druckfestigkeit ansetzbar.

1 Einleitung

Die Beherrschung des Grundwassers ist eine im Bereich des Spezialtiefbaus häufig zu bewältigende Aufgabe. In vielen Fällen bietet sich die Erstellung vertikaler Barrieren zur Verringerung oder Verhinderung von Grundwasserströmungen an. Vertikale Barrieren sind i. d. R. Dichtwände. Idealerweise bindet die Dichtwand in geringdurchlässige Bodenschichten ein.

Die größte Systemsicherheit besitzen Dichtwände, die mit dem Schlitzwandverfahren hergestellt wurden. Dichtwände nach dem Schlitzwandverfahren können als Einphasen-Dichtwand oder als Zweiphasen-Dichtwand ausgeführt werden. Zweiphasen-Dichtwände sind i. d. R. 50 -100 % teurer als Einphasen-Dichtwände.

Bei der Einphasendichtwand wird ein Schlitz ausgehoben und der offene Schlitz mit einer Bentonit - Zement - Suspension gestützt. Nach dem Aushub härtet die im Schlitz verbleibende Suspension aus und bildet das Dichtungselement.

Beim Zweiphasenverfahren wird der Schlitz unter Stützung einer reinen Bentonitsuspension ausgehoben. Nach dem Erreichen der Endteufe vedrängt die im Kontraktorverfahren einzubringende eigentliche Dichtmasse („Zweite Phase") die Bentonitsuspension.

Als wesentliche Bedingungen für die Wirksamkeit einer Dichtwand sind zu nennen

1. Verwendung eines geringdurchlässigen Dichtungsmaterials mit gleichbleibender Qualität,

2. leckagefreie Herstellung der Dichtwand,

3. Resistenz des Dichtungsmaterials gegen äußere Einflüsse, i. w. gegen aggressive Grund- und Sickerwässer,

4. ausreichende mechanische Stabilität gegenüber aufgezwungenen Belastungen.

Durch die Qualitätssicherung im Vorfeld und während der Bauarbeiten wird eine gleichbleibend gute Qualität des Dichtungsmaterials sichergestellt. Leckagen sind bei Schlitzverfahren mit ordnungsgemäßer Bauausführung, nach dem Stand der Technik mit Lage- und Aushubkontrollen, nahezu ausgeschlossen. Bezüglich der Resistenz gegen Umwelteinflüsse wurden und werden umfangreiche Untersuchungen durchgeführt.

Lediglich das mechanische Verhalten der Dichtwand wird in der Praxis häufig mit der Hoffnung auf ein „Selbstheilungsvermögen" und eine „plastische Verformbarkeit" - beides konnte noch nie zuverlässig nachgewiesen werden - vernachlässigt. Da bereits kleine Fehlstellen den Erfolg der gesamten Abdichtungsmaßnahme verhindern, birgt dieses Vorgehen dort ein nicht zu kalkulierendes Risiko, wo mit einer mechanischen Belastung der Dichtwand zu rechnen ist. Grundlage eines Spannungsnachweises für die Dichtwand ist die Kenntnis des Spannungs-Verformungs-Verhaltens der Dichtwandmasse.

Im Rahmen der nachfolgend vorgestellten Untersuchungen wurde das mechanische Verhalten von Dichtwandmassen für das Einphasenverfahren unter Belastung untersucht werden. Es werden Gesetzmäßigkeiten formuliert, die das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmasse beschreiben.

Mit Hilfe der formulierten Gesetzmäßigkeiten und mit den auf Grundlage der vorgestellten Untersuchungen ermittelten Parametern kann der Ingenieur die Gefährdung einer mechanisch belasteten Dichtwand auf fundierter Basis abschätzen.

2 Mechanische Belastung von Dichtwänden

Jede Be- und Entlastung des Untergrundes führt zu Bewegungen im Boden. Von einer hergestellten Dichtwand ist zu fordern, daß sie diesen Bewegungen schadlos folgen kann. Im Regelfall treten die Bodenbewegungen nach Erhärten der Dichtwandmasse auf, wenn die Dichtwand infolge der fortgeschrittenen Hydratation relativ steif ist.

Bei der Belastung von Dichtwänden sind zwei Mechanismen zu unterscheiden, die mit „indirekter Lasteinleitung“ und „direkter Lasteinleitung“ bezeichnet werden können. Bild 1 zeigt beide grundsätzlich möglichen Formen der auf eine Dichtwand wirkenden Belastung. In dem dargestellten Beispiel verringert die Dichtwand die bei einer offenen Wasserhaltung autretenden Restwassermengen.

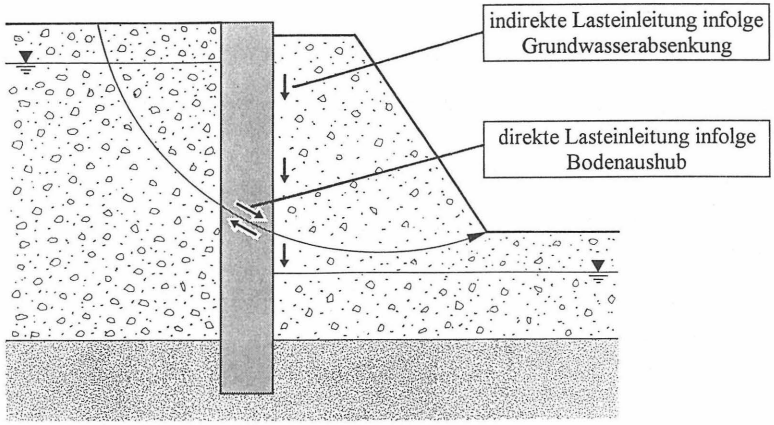


Bild 1: Belastung einer Dichtwand beim Aushub einer Baugrube mit Grundwasserabsenkung

Der Mechanismus der indirekten Lasteinleitung beruht auf dem unterschiedlichen Spannungs-Verformungs-Verhalten von Dichtwand und Boden. Die Grundwasserabsenkung bewirkt Setzungen im Boden, weil die effektiven Spannungen im Boden infolge des im entwässerten Bereich entfallenden Auftriebs ansteigen. Ist die Dichtwand steifer als der Boden, kommt es zu einer vertikalen Relativbewegung zwischen Boden und Dichtwand. Infolge der Relativbewegung werden über Schubspannungen Kräfte in die Dichtwand eingeleitet.

Beim zweiten Mechanismus resultiert die Belastung der Dichtwand aus der Stabilität des Gesamtsystems. Befindet sich das Gesamtsystem im Grenzgleichgewichtszustand, wird die Dichtwand durch konzentrierte Lasteinleitung direkt in einer räumlich begrenzten Fläche belastet. Eine derartige punktuelle Belastung ist im dargestellten Beispiel durch den Schnitt einer kreisförmigen Gleitfuge mit der Dichtwand dargestellt.

Beim ersten Mechanismus ist das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwand wesentlich für die Ermittlung der auf die Dichtwand wirkenden Zusatzspannungen. Im zweiten Fall ist die Belastung der Dichtwand durch das Gesamtsystem vorgegeben. Bei beiden Fällen muß das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Materials für Standsicherheitsbetrachtungen bekannt sein.

Beide Mechanismen können z. B. bei Bergsenkung, Überschüttungen einer Dichtwand oder Fundamentlasten neben einer Dichtwand eine Belastung der Dichtwand

bewirken. Für eine überschüttete Dichtwand wurde ein Grenzspannungszustand mit einer Sicherheit η = ca. 1,0 nachgewiesen (MAYBAUM et al., 1993).

3 Untersuchte Dichtwandmassen

Für die im Rahmen dieser Arbeit durchzuführenden Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten von Dichtwandmassen ist im Vorfeld eine Auswahl der geeigneten Massen zu treffen. Wesentliches Kriterium war die Erfüllung der gängigen Anforderungen aus der Praxis (vgl. z. B. MESECK, 1987 und GEIL, 1989).

Wegen ihrer wesentlich unterschiedlichen Zusammensetzung werden Dichtwandmassen auf der Basis von Natrium- und Calciumbentonit verwendet. Die auf Grundlage der Erfahrungen aufgestellten Rezepturen sind in Tabelle 1 aufgeführt.

Mischungsbezeichnung	Na - Bentonit	Ca - Bentonit	Zement	Wasser
NA - Dichtwandmasse	40	-	200	920
CA - Dichtwandmasse	-	200	200	840

Tabelle 1: Grundrezepturen der untersuchten Massen in kg je m³ fertiger Suspension

Bestandteile der untersuchten Dichtwandmassen sind Bentonit, Zement und Wasser. Bei den für die Herstellung der Dichtwandmassen gewählten mineralischen Grundmaterialien handelt es sich um handelsübliche, im Dichtwandbau erprobte Produkte.

Als Bentonite kamen die Produkte „Tixoton CV 15" (aktivierter Natriumbentonit) und „Calcigel" (Calziumbentonit) der Firma SÜDCHEMIE, München, zum Einsatz. Der verwendete Zement ist ein Hochofenzement der Firma Teutonia Zementwerke AG, Hannover. Hierbei handelt es sich um einen nach DIN 1164 genormten Zement mit der Bezeichnung HOZ 35 L NW HS. Das Anmachwasser ist das aus den weichen Wassern des Harzes gewonnene Braunschweiger Leitungswasser.

Eine wesentliches Merkmal der Einphasen-Dichtwandmasse ist deren Porosität. Die Erfassung der Porenstruktur der für die eigenen Untersuchungen verwendeten Natriumbentonit- und Calciumbentonit-Einphasen-Dichtwandmassen erfolgte mit Hilfe der Quecksilberdruckporosimetrie.

Nach diesen Untersuchungen besitzt NA-DWM einen Hauptporenradius von 0,975 µm. Diese Poren sind aufgrund ihrer Größe als Kapillarporen einzuordnen. Die Gesamtfläche wurde zu ca. 100 m²/g und die Gesamtporosität zu ca. 80 % ermittelt. Die Porenradienverteilung der Ca-Bentonit-Dichtwandmasse zeigte einen mittleren Porenradius von 1,6 µm im Bereich der Kapillarporen. Die Gesamtporosität beträgt 77 % und die spezifische Oberfläche 58 m²/g. Im Vergleich zur Na-Dichtwandmasse macht sich am größeren Hauptporenradius das gröbere Gerüst des Ca-Bentonites bemerkbar. Die Gesamtporosität ist aufgrund des höheren Feststoffanteils niedriger als bei der Na-Bentonit-Dichtwandmasse.

4 Laborversuche zum Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen

4.1 Verhalten der Dichtwandmassen unter ödometrischer Belastung

Eine im Boden eingebaute Dichtwand unterliegt einem dreiaxialen Spannungszustand. Am einfachsten ist dieser Spannungszustand im Ödometerversuch simulierbar.

Zur Durchführung des Versuchs wird die in das Ödometer eingespannte Probe in die Druckpresse eingebaut und mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit von 0,3 mm/min (wie beim einaxialen Druckversuch 1 % der Probenanfangshöhe je Minute) vertikal gestaucht. Der Ödometerring, in den die Probe eingespannt ist, verhindert hierbei die seitliche Ausdehnung der Probe. Das Versuchsprotokolls ist eine Spannungs - Verformungs - Diagramm (σ-ε-Kurve).

Der prinzipielle Verlauf einer Spannungs-Verformungs-Kurve beim ödometrischen Versuch ist in Bild 2 dargestellt.

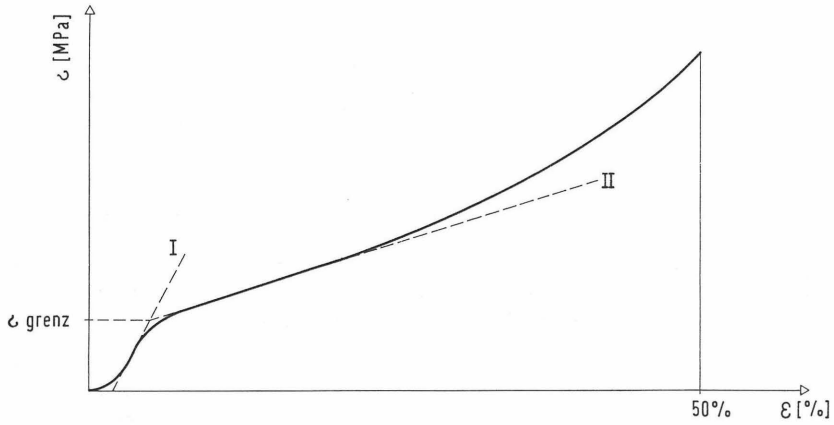


Bild 2: Prinzipieller Verlauf der σ - ε-Kurve beim ödometrischen Versuch

Nach anfänglichem Anlegen der Druckplatte an den Probekörper geht die Spannungs-Verformungs-Kurve in den ersten linearen Bereich I über. Bei weiterer Verformung krümmt sich die Kurve nach rechts, die Dichtwandmasse wird also weicher. Die Kurve geht dann in einen zweiten, flacheren linearen Bereich II über. Der Übergang in den zweiten linearen Bereich II wird durch die markante Grenzspannung σ_{grenz} gekennzeichnet. Bei weiterer Verformung über den zweiten linearen Bereich hinaus verfestigt sich die Dichtwandmasse als Folge der Kompaktierung.

Die nach dem Versuch ausgebauten Proben zeigten nach visueller Beurteilung keinerlei Beschädigung. Die Probekörper waren weiterhin kompakt.

Das Aufweichen der Dichtwandmasse beim Übergang in den linearen Bereich II ist nur durch eine Verdichtung der inneren Struktur der Dichtwandmasse erklärbar. Die Grenzspannung σ_{grenz} markiert somit die Spannung, bei der die Struktur der Dichtwandmasse bei verhinderter Querdehnung verdichtet wird.

Bild 3 zeigt die Versuchsergebnisse graphisch als Funktion der Grenzspannung σ_{grenz} von der einaxialen Druckfestigkeit q_u.

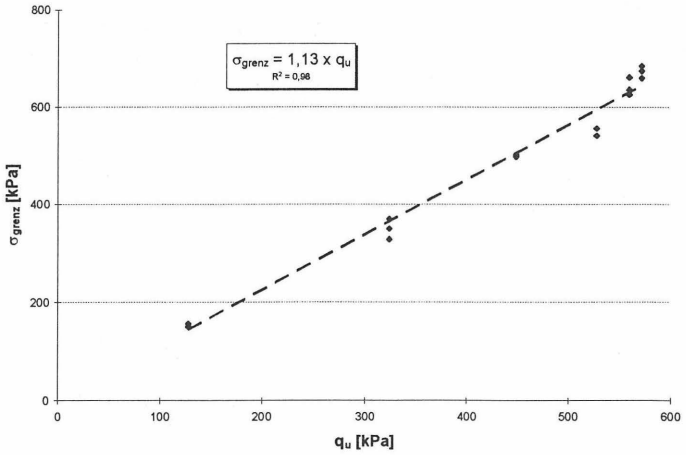


Bild 3: Grenzspannung σ_{grenz} in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit q_u

Unter Berücksichtigung von Ringreibung und Sedimentation der frischen Dichtwandmasse erscheint es zulässig, den Zusammenhang zwischen der Grenzspannung σ_{grenz}, ab der die Struktur der Dichtwandmasse verdichtet wird, und der einaxialen Druckfestigkeit mit

$$\sigma_{grenz} = q_u$$

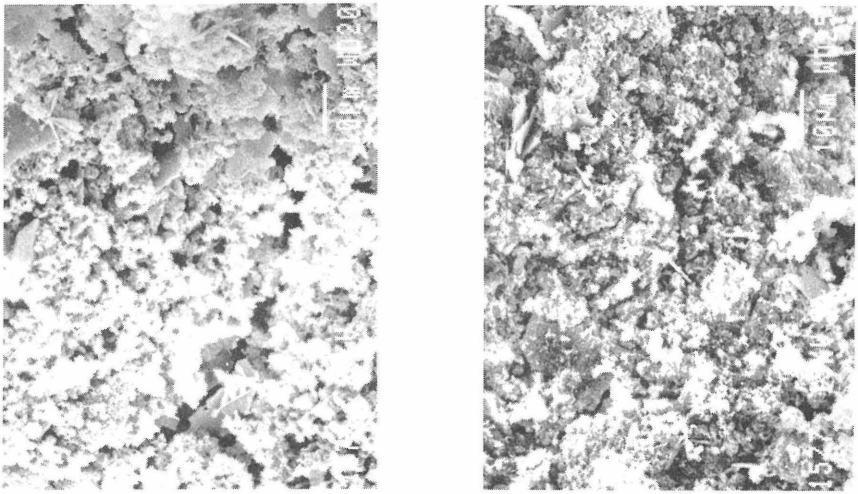
zu beschrieben.

Die Verformungen der Dichtwandmasse bei Belastung oberhalb der einaxialen Druckfestigkeit sind nur durch eine Veränderung der Struktur zu erklären. Im nachfolgenden sollen diese Veränderungen in der Struktur untersucht werden.

Zunächst bietet sich eine visuelle Begutachtung der Dichtwandmasse an. Hierfür wurden 56 Tage alte Proben aus Na-Dichtwandmasse im Rasterelektronenmikroskop (REM) fotografiert.

Untersucht wurde eine Probe, die im Stahlring unter ödometrischer Belastung um 50 % gestaucht wurde und zum Vergleich eine nicht gestauchte Probe. Bild 4 zeigt die Struktur einer nicht gestauchten Probe (a) und einer gestauchten Probe (b) bei 1.000-facher Vergrößerung.

Im wesentlichen ist auf beiden Bildern eine amorphe Grundstruktur zu erkennen, aus der vereinzelt Calciumhydroxidplättchen und CSH-Fasern herausragen. Auf dem linken Bild (nicht gestauchte Probe) sind deutlich Poren im Gefüge erkennbar. Im Vergleich dazu zeigt sich auf dem rechten Bild (gestauchte Probe) eine Verdichtung des Gefüges. Zerstörung einzelner Teilchen oder ganzer Bereiche (z. B. in Form eines Risses) sind bei der gestauchten Probe nicht erkennbar.



(a) (b)

Bild 4: Na-Dichtwandmasse bei 1000-facher Vergrößerung, (a) nicht gestaucht, (b) gestaucht

Um die Gefügeverdichtung infolge der Strukturverdichtung zu quantifizieren, wurde mit Hilfe der Quecksilberdruckporosimetrie die Porenradienverteilung unterschiedlich weit gestauchter Dichtwandmassen ermittelt. Untersucht wurden eine nicht gestauchte, eine um 7 % gesauchte und eine um 50 % gestauchte Probe aus Na-Dichtwandmasse. Das Versuchsergebnis zeigt Bild 5.

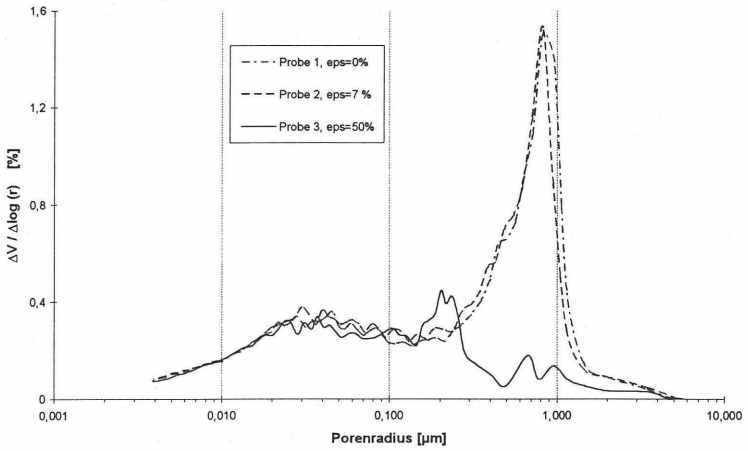


Bild 5: Porenradienverteilungen

Der Vergleich der Porenradienverteilung zeigt, daß die Radien der in der Dichtwandmasse enthaltenen Poren schon mit dem Erreichen der Stukturverdichtung kleiner werden. Hierbei werden die größten Poren zuerst eingedrückt. Dies erschient plausibel, da bei den größeren Poren die Spannweite des Feststoffgerüstes, das die Lasten aufnehmen muß, größer und das Gerüst somit instabiler ist.

Bei weiterer Stauchung bis 50 % sind die größeren Poren mit dem Radius von ca. 1 µm fast vollständig in kleinere Poren mit einem Radius von ca. 0,2 µm übergegangen. Im Größenbereich der Gelporen (r = 0,02 - 0,07 µm) ist hingegen keine Veränderung des Porengefüges erkennbar.

Durchlässigkeitsversuche und eine Durchschasllung der gestauchten Probekörper ergaben, daß durch die Strukturverdichtung die Dichtwandmasse sowohl dichter als auch steifer wird.

5 Scherfestigkeit der Dichtwandmasse

5.1 Allgemeines

In Direkten Scherversuchen ergab sich zwischen der einaxialen Druckfestigkeit q_u und der Bruchspannung τ_{max} der Zusammenhang

$$\tau_{max} = 0{,}50 \times q_{u},.$$

Die Festigkeit in vorgegebenen Scherfuge ist also unabhängig von der Vertikallast. Insgesamt sind die Ergebnisse der direkten Scherversuche nicht ausreichend für eine Beschreibung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Einphasen-Dichtwandmassen. Es ist daher eine Untersuchungsmethode erforderlich, die den Bedin-

gungen der Dichtwandmassen besser gerecht wird. Insbesondere sollte ein definierter Spannungszustand einstellbar und eine gute Beobachtung des Verformungsverhaltens möglich sein. Hierfür wurden Triaxiale Scherversuche durchgeführt.

Im Triaxialversuch sind die Spannungsverhältnisse in der Probe zu jedem Zeitpunkt durch Messung der Hauptspannungen σ_1 und σ_3 bekannt. Scherzonen können sich ohne kinematische Einschränkungen frei ausbilden. Ebenso können die Drainagebedingungen der Fragestellung angepasst werden.

Im Rahmen der vorgestellten Untersuchungen wurde das Spannungs-Verformungs-Verhalten von konsolidierten Dichtwandmassen sowohl drainiert (CD) als auch undrainiert (CU) untersucht.

Aufgrund der Vielzahl der variierenden Randbedingungen konnte i. w. nur eine Dichtwandmasse untersucht werden. Gewählt wurde die Na-Dichtwandmasse 40/200 aufgrund ihres geringen Feststoffanteils, der als typisches Merkmal von Einphasen-Dichtwandmassen auch besonders deutlich das typische Spannungs-Verformungs-Verhalten dieser Massen aufweisen sollte. Die Trixialversuche wurden an Probekörpern mit den Abmessungen h/d = 72/36 mm durchgeführt.

Nach Einbau in die Triaxialzelle und Sättigung der Proben bei 600 kPa wurde die jeweils erforderliche Konsolidationsspannung auf die Probe durch Erhöhung des Zelldruckes aufgebracht. Nach spätestens 5 Stunden ist der Konsolidationsvorgang in der Dichtwandmasse abgeschlossen und der Abschervorgang konnte gestartet werden.

Wesentlicher Versuchsparameter bei triaxialen Scherversuchen ist die Verformungsgeschwindigkeit. Für die Ermittlung effektiver Festigkeitsparameter ist sie so klein zu wählen, daß sich durch die Belastung kein Porenwasserüberdruck in der Probe aufbaut. Für bindige, wassergesättigte Böden existieren Gesetzmäßigkeiten auf Grundlage der Konsolidationetheorie, mit deren Hilfe die zulässige Verformungsgeschwindigkeit abschätzbar ist (BISHOP/HENKEL, 1976, S. 123 ff).

Vorversuche ergaben, daß die Konsolidationstheorie auf Dichtwandmassen nicht anwendbar ist. Experimentell wurde die zulässige Verformungsgeschwindigkeit zu v = 0,01 mm/min ermittelt.

5.2 CU - Versuche

Alle unter undrainierten Bedingungen (CU) durchgeführten Versuche zeigen den in Bild 6 für die Deviatorspannung (σ_1-σ_3) und den Porenwasserdruck über dem Scherweg dargestellen Verlauf.

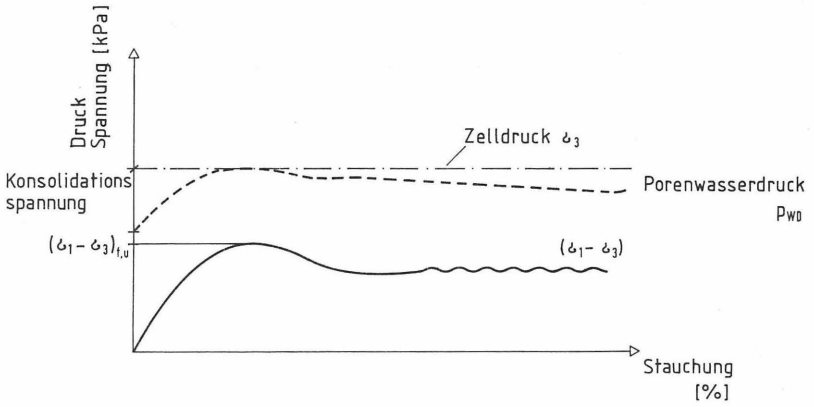


Bild 6: Verlauf von Porenwasserdruck und Deviatorspannung über dem Scherweg

Wichtigste Feststellung ist hier, daß der Porenwasserdruck bis auf die Höhe des Zelldruckes ansteigt. Dort, wo der Porenwasserdruck dem Zelldruck entspricht, tritt auch die maximale Deviatorspannung $(\sigma_1-\sigma_3)_{f,u}$ auf, die Probe geht - auch visuell erkennbar - zu Bruch.

Aus der Gleichheit von Zell- und Porenwasserdruck im Bruchzustand folgt, daß zum Zeitpunkt des Bruches keine effektive seitliche Stützung der Probe vorhanden ist ($\sigma_3' = \sigma_3 - p_{wd} = 0$). Letztendlich steht die Probe im Bruchzustand unter einem einaxialen Spannungszustand.

Ein Kennwert, der sich aus CU-Versuchen an Dichtwandmassen ergibt, ist die undrainierte Festigkeit bei vorheriger Konsolidation. Ermittelt wurde jeweils die größte im Versuch erreichte Deviatorspannung $(\sigma_1-\sigma_3)_{f,u}$ als Bruchspannung.

Die Festigkeit der Dichtwandmasse ist auch von deren Hydratationszustand abhängig. Ein Maß für den Hydratationszustand ist die einaxiale Druckfestigkeit q_u. Zur Eliminierung des Hydratationseinflusses wird die Festigkeit als bezogene Festigkeit $q_u/(\sigma_1-\sigma_3)_{f,u}$ dargestellt (Bild 7).

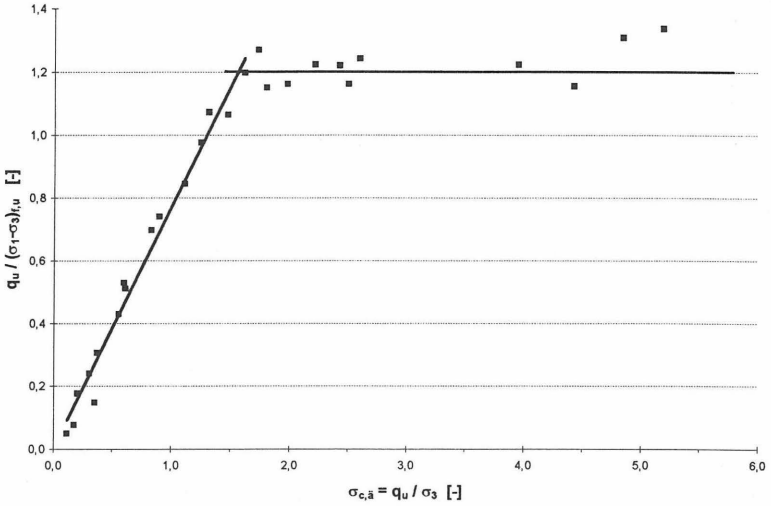


Bild 7: Bezogene Festigkeit in Abhängigkeit von der äquivalenten Konsolidationsspannung

Die Darstellung zeigt eine zunächst lineare Zunahme der bezogenen Festigkeit mit der äquivalenten Konsolidationsspannung bis zu einem Grenzwert von $\sigma_{c,ä}$ = 1,5. Oberhalb dieses Wertes ist die bezogene Festigkeit konstant. Im Bereich unterhalb des Grenzwertes bewirkt eine Verringerung der äquivalenten Konsolidationsspannung (das entspricht einer Verstärkung der Konsolidation) eine Verringerung der bezogenen Festigkeit, d. h. die Festigkeit im Triaxialversuch wird größer als die einaxiale Druckfestigkeit. Die Konsolidation oberhalb der Strukturverdichtung bewirkt also eine Erhöhung der Festigkeit gegenüber einer unkonsolidierten Probe.

Bei Konsolidationsspannungen unterhalb der Strukturverdichtung mit $\sigma_{c,ä} > 1,5$ stellt sich ein konstantes Verhältnis κ_u zwischen der einaxialen Druckfestigkeit q_u und der Festigkeit im undrainierten Triaxialversuch von $\kappa_u = q_u/(\sigma_1-\sigma_3)_{f,u} = 1,2$ ein. Für die undrainierte Scherfestigkeit $(\sigma_1-\sigma_3)_{f,u}$ gilt demnach mit $\kappa_u = 1,2$

$$\left(\sigma_1 - \sigma_3\right)_{f,u} = \frac{q_u}{1,2}.$$

Letztendlich liefern also CU-Versuche prinzipiell dieselben Festigkeiten wie einaxiale Druckversuche, wobei die Festigkeit aus den langsamen CU-Versuchen als Obergrenze für die Dauerstandfestigkeit der Dichtwandmassen anzusehen ist.

In den undrainierten Veruschn ergab sich ein Verhältnis zwischen dem Verformungsmodul E_u aus den CU-Versuchen und dem Verformungsmodul E aus den zeitgleich durchgeführten einaxialen Druckversuchen

$$E_u \approx 0{,}6 \times E.$$

5.3 CD - Versuche

Bild 8 zeigt die für die Hauptspannungen σ_3 = 20, 150, 300 und 450 kPa in Triaxialversuchen unter drainierten Bedingungen ermittelten Kurvenverläufe an einer Dichtwandmasse im Probenalter von 94 Tagen.

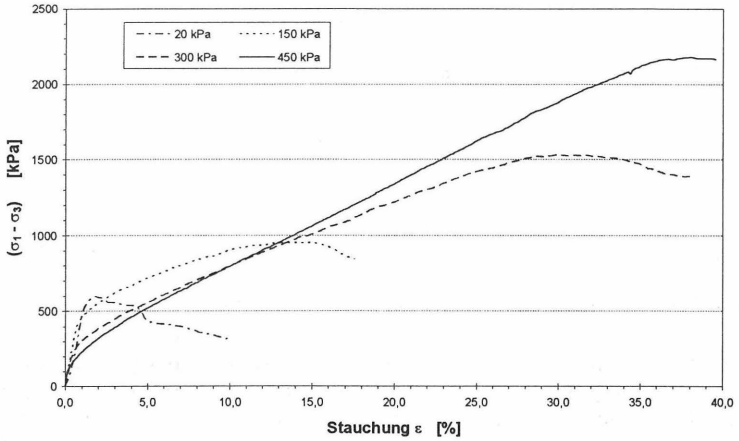


Bild 8: Spannungs-Verformungs-Beziehung mit unterschiedlichen Seitendrücken σ_3

Wesentlichen Einfluß auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmasse hat offensichtlich die horizontale Hauptspannung σ_3 während des Versuchs. Der Vergleich der Kurven untereinander zeigt, daß

- die drainierte Bruchfestigkeit $(\sigma_1-\sigma_3)_{f,d}$ mit der Horizontalspannung ansteigt und
- der lineare Bereich mit zunehmender Horizontalspannung länger und steiler wird.

Schon anhand dieser allgemeinen Feststellungen zeichnen sich deutliche Unterschiede zwischen dem undrainierten und dem drainierten Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmasse ab.

Bei Proben ab einem Probenalter von 56 Tagen erscheint es sinnvoll, lang andauernde Versuche bis zum Erreichen des durch das Überschreiten des Maximums der Deviatorspannung und das Auftreten von Rissen definierten Bruchzustandes zu fahren. Diese Versuche dauerten bis zu 9 Tage.

Die beträchtlichen, unter drainierten Bedinungen aufbeingbaren Stauchungen sind zu 90 - 95 % plastisch, d. h. irreversibel.

Die Bruchspannung ist als die maximale im Versuch erreichte Deviatorspannung $(\sigma_1-\sigma_3)_{f,d}$ definiert. Die ermittelten Bruchfestigkeiten werden nachfolgend im p´-q-Diagramm dargestellt.

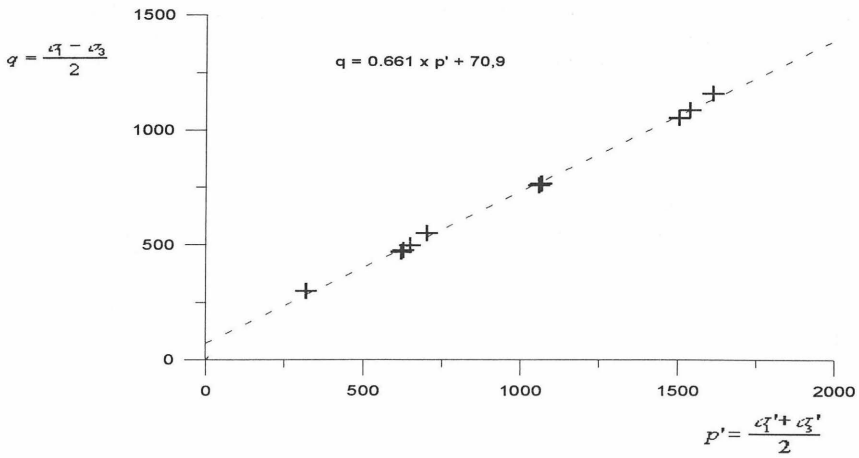


Bild 9: Bruchfestigkeiten der Na-Dichtwandmasse im p'-q-Diagramm

Offensichtlich herrscht zwischen p' und q ein linearer Zusammenhang. Aus diesem linearen Zusammenhang sind die Scherparameter, die die Schergerade im τ-σ-Diagramm nach der Beziehung $\tau = c' + \sigma' \tan\varphi'$ beschreiben, ableitbar. In der Bodenmechanik wird der Winkel φ' als Reibungswinkel und der Ordinatenabschnitt c' als Kohäsion zwischen den einzelnen Teilchen eines Lockergesteins interpretiert.

Aus den durchgeführten Triaxialversuchen ergeben sich die Scherparameter aus den 10 Teilversuchen

$$\varphi' = 41{,}4° \quad \text{und} \quad c' = 94{,}5kPa\,.$$

6 Zugfestigkeit der Dichtwandmassen

Zur Ermittlung der Zugfestigkeit der Dichtwandmasse wurden Spaltzugverssuche und zum Vergleich einaxiale Druckversuche durchgeführt. Bild 10 zeigt die ermittelte Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit.

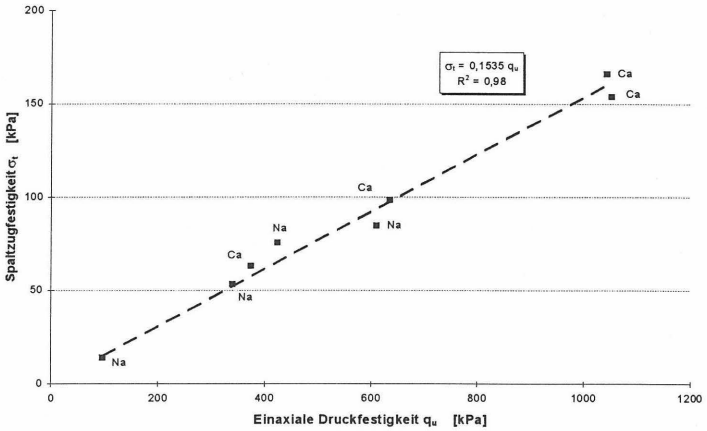


Bild 10: Spaltzugfestigkeit σ_t in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit q_u

Die ermittelte Regressionsgerade (R^2 = 0,98) läßt den Schluß zu, daß als Zugfestigkeit einer Einphasen-Dichtwandmasse 15 % der einaxialen Druckfestigkeit ansetzbar sind.

7 Abschätzung der Querdehnung der Einphasen-Dichtwandmassen

Mit der Poissonzahl ν findet die Dehnung senkrecht zur Belastungsrichtung Eingang in die Verformungsbetrachtungen. Das Querdehnungsverhalten der Dichtwandmassen wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit mit Hilfe der indirekten Methode über die Messung der Volumenänderung während der Probenstauchung ermittelt. Hierfür kam die Triaxialanlage mit der Volumenmesseinrichtung zum Einsatz.

Die Versuche ergaben, daß Poissonzahl ν = 0,05 als Materialkonstante für Erst- und Wiederbelastung sowie für die Entlastung anzusehen ist. Dies gilt im Lastbereich bis zu einer der einaxialen Druckfestigkeit entsprechenden Deviatorspannung. Zu berücksichtigen ist hier, daß die Untersuchungen unter triaxialen Spannungszuständen, d. h. unter einer seitlichen Stützung, durchgeführt wurden.

Die ermittelten Poissonzahlen für den plastischen Bereich sind im Vergleich zu anderen Baumaterialien wie Beton und Stahl bzw. gegenüber Locker- und Festgesteinen relativ niedrig. Offensichtlich drängt der Feststoff bei Belastung zuerst in den Porenraum innerhalb der Probe.

8 Schlußbetrachtungen

8.1 *Wesentliche Versuchsergebnisse und Empfehlungen zur Untersuchung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Einphasen-Dichtwandmassen*

Grundlage einer Spannungsberechnung für mechanisch belastete Dichtwände sind die mechanischen Kennwerte der Dichtwandmasse. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde hauptsächlich die Na-Dichtwandmasse untersucht. Einen Überblick über die in den unterschiedlichen Untersuchungen ermittelten Kennwerte gibt Tabelle 2, in der die Versuchsergebnisse zusammengefaßt aufgeführt sind.

Versuchsart	Parameter	Ergebnis
Ödometer	Grenzspannung σ_{grenz}, ab der die Struktur zusammenbricht	$\sigma_{grenz} = q_u$
konsolidierter, undrainierter Triaxialversuch	undrainierte Festigkeit $(\sigma_1-\sigma_3)_{f,u}$ Konsolidation unter σ_c	$(\sigma_1-\sigma_3)_{f,u} = q_u/1,2$; $\sigma_c<q_u$ $(\sigma_1-\sigma_3)_{f,u} = f(\sigma_c/q_u)$; $\sigma_c>q_u$
konsolidierter, drainierter Triaxialversuch	drainierte Festigkeit nach Mohr-Coulomb, $\tau_{max} = \sin\varphi' \times \sigma_3 + c'$	$\varphi' = 41,4°$; $c' = 0,3 \times q_u$
Spaltzugversuch[1)]	Zugfestigkeit σ_t	$\sigma_t = 0,15 \times q_u$
Querdehnung	Poissonzahl ν	$\nu = 0,05$

[1)]:auch an Ca-Dichtwandmasse nachgewiesen q_u: einaxiale Druckfestigkeit

Tabelle·2: Ergebnisse der unterschiedlichen Untersuchungen

Die ermittelten Kennwerte können im konkreten Anwendungsfall als Anhaltswerte für vergleichbare Dichtwandmassen in überschlägige Berechnungen eingeführt werden.

Erfordert die mechanische Belastung einer Dichtwand eine detaillierte Gefährdungsabschätzung, sollten im Rahmen einer Eignungsprüfung für die Dichtwandmasse die maßgeblichen mechanischen Parameter unter Berücksichtigung der projektspezifischen Randbedingungen im Labor ermittelt werden.

Entscheidenden Einfluß auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Dichtwandmassen für das Einphasenverfahren haben die Größen der Hauptspannungen, insbesondere der Horizontalspannung, und die Drainageverhältnisse. Bei der Ermittlung der mechanischen Kennwerte ist daher sehr genau zu prüfen, welche Randbedingungen im konkreten Anwendungsfall zu erwarten sind.

Bei der Beurteilung der Drainageverhältnisse ist entscheidend, ob durch die äußere Belastung das Wasser aus der Dichtwand schneller oder langsamer herausgedrückt wird, als es in den umgebenden Boden abfiltern kann. Hierbei ist zu beachten, daß die Dichtwandmasse bei Belastung ihr Wasser im Vergleich zu einem Boden mit gleichem Durchlässigkeitsbeiwert relativ schnell abgibt, was am zeitlichen Verlauf der Konsolidation in Triaxialversuchen erkennbar ist.

Die Größe der Hauptspannungen bestimmt, ob mit einer Strukturverdichtung in der Dichtwandmasse zu rechnen ist. Liegen eine oder mehrere Hauptspannungen oberhalb der einaxialen Druckfestigkeit q_u, so ist eine Strukturverdichtung, der die Eigenschaften der Dichtwandmasse stark beeinflußt, wahrscheinlich. Untersuchungen, die mit Hauptspannungen unterhalb der einaxialen Druckfestigkeit durchgeführt wurden, lassen i. d. R. keinen Schluß auf das mechanische Verhalten der Dichtwandmasse bei Hauptspannungen oberhalb von q_u zu. Gleiches gilt auch umgekehrt.

8.2 Vorschlag für ein übergeordnetes Stoffgesetz

Wie die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen zeigten, besitzen Einphasen-Dichtwandmassen ausgeprägt plastische und, insbesondere bei Wiederbelastung, auch elastische Eigenschaften. Anhand von Kriechversuchen wurde nachgewiesen, daß die zeitabhängigen Verformungen verhältnismäßig gering sind, d. h. viskoses Verhalten liegt hier nicht vor. Aufgrund der niedrigen Poissonzahlen ist von Kontraktanz (Volumenverringerung bei Stauchung) der Dichtwandmassen auszugehen. Mit den CU-Triaxialversuchen konnte gezeigt werden, daß sich Dichtwandmassen unter isotroper Konsolidation verfestigen. Dies ist besonders dann der Fall, wenn die Konsolidationsspannung über dem 1/1,5-fachen der Einaxialen Druckfestigkeit liegt, also die Konsolidation den Zusammenbruch der Struktur bewirkt. Desweiteren besitzt die Dichtwandmasse eine Zugfestigkeit.

Ein höherwertiges Stoffgesetz für Einphasen-Dichtwandmassen hat die bereits erläuterten Eigenschaften zu beschreiben. Hier bietet sich die Verwendung eines elasto-plastischen Stoffmodells an, bei dem die Verfestigung durch eine verfestigende Kappe beschrieben wird. Solche Modelle sind besonders für kontraktante Materialien geeignet. Anwendung finden sie häufig als sogenannte „cam-clay"-Modelle bei der Beschreibung stark bindiger Lockergesteine (RÜTZ, 1987).

Aus den vorliegenden Untersuchungen sind einige Bereiche dieses Modells für Dichtwandmassen bereits so ableitbar, wie sie Bild 11 zeigt. Hierbei ist zu unterscheiden in die Fließfläche unter drainierten (durchgezogene Signatur) und undrainierten (gestrichelte Signatur) Verhältnissen.

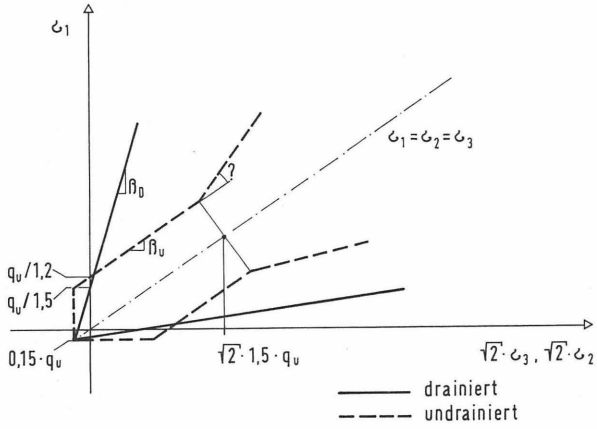


Bild 11: Äußere Fließflächen für Dichtwandmassen

Die Neigungswinkel der Fließflächen im Hauptspannungsraum bei Konsolidationsspannungen unterhalb der Strukturverdichtung berechnen sich mit den Reibungswinkel $\varphi' = 41{,}4°$ (drainiert) und $\varphi_u = 0°$ (undrainiert) nach der Beziehung

$$\beta = \frac{1}{\sqrt{2}} \times \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$$

zu $\beta_d = 74°$ und $\beta_u = 35°$.

Im Zugbereich werden beide Fließflächen durch die Zugfestigkeit $\sigma_t = 0{,}15 \times q_u$ nach dem tension-cut-off-Kriterium beschränkt.

Vollkommen unbekannt ist noch die Form der Kappen. Die zu deren Beschreibung erforderlichen Parameter, die Möglichkeiten, diese im Labor zu ermitteln, und die Implementierung des so erhaltenen Stoffgesetzes in numerische Berechnungen beschreibt BREINLINGER (BREINLINGER, 1989).

Literaturverzeichnis

Bishop, A. W. Henkel, D. J.	1976	„The measurement of soil properties in the triaxial test", Second Edition, Edward Arnold (Publishers) Ltd., London
Breinlinger, F.	1989	„Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen", Mtlg. Nr. 30, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart
Geil, M.	1989	„Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand", Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 28, Braunschweig
Maybaum, G. Kayser, J. Rodatz, W.	1993	„Spannungsberechnungen überschütteter Dichtwände", Beitrag zum Seminar „Theorie und Praxis numerischer Modelle in der Bodenmechanik" am 30.09./01.10.1993 in Sonthofen, Veranst.: Institut für Bodenmechanik und Grundbau, TU Graz
Meseck, H.	1987	„Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen", Mtlg. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 25, Braunschweig
Rütz, D.	1987	„Beitrag zur Berechnung von Spannungs- und Deformationsfeldern im Baugrund mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens von Lockergesteinen", Dissertation, Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar

Nachweis der Spreizspannungen bei Haldendeponien

W. Oltmanns, G. Maybaum, Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz und Partner
Beratende Ingenieure für Geotechnik GmbH, Braunschweig

1 Einleitung

Im Sinne der neuen DIN 1051-100 und der DIN 4020 sind Deponiebauwerke aufgrund des hohen Risikopotentials und der regelmäßig erforderlichen Anwendung der Beobachtungsmethode der geotechnischen Kategorie GK 3 zuzuordnen. Bei Deponiebauwerken ist die Beobachtungsmethode eine Kombination aus dem prognostizierten Bauwerkverhalten auf der Grundlage von Bemessungswerten aus Eignungsuntersuchungen der Baustoffe, Aufschlüssen des Baugrundes und Nennwerten der Abfälle, der Geometrien, der Niederschläge etc. sowie den erdstatischen Nachweisen mit der laufenden meßtechnischen Kontrolle während und nach der Herstellung des Bauwerkes (Qualitätssicherung, Abfallkataster, Verformungsmessungen, Wasserbilanzen). Die Beobachtungen allein können die Prognosen und Sicherheitsnachweise jedoch nicht ersetzen, weil ohne die Prognosen keine Ausführungsplanung möglich ist und nicht sämtliche Versagensmechanismen wie z. B. Leckagen rechtzeitig erkannt und verhindert werden können.

Anhand der geotechnischen Nachweise mit Prognosen und Messungen ist u. a. für das Abdichtungssystem an der Basis einer Haldendeponie mit hinreichender Wahrscheinlichkeit auszuschließen, daß durch die Einwirkungen die Grenzzustände der Tragfähigkeit, respektive der Grenzverformung, von Konstruktionsteilen oder der Gesamtstandsicherheit der Halde einschließlich des Abdichtungssystems erreicht werden. Desweiteren sollte der Zustand der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden, bei dem die Einwirkungen im Gebrauchszustand die Barriere nicht durch Verformungen oder allmählich abnehmende Widerstände unbrauchbar werden lassen.

Die Basis einer Haldendeponie wird neben möglichen verformungsinduzierten (Setzungen des Untergrundes), dynamischen, hydraulischen oder thermischen Einwirkungen durch Schubspannungen infolge der Spreizwirkung des Abfallkörpers beansprucht. Nach DIN 1054-100, Abschn. 6.6.10 ist der Nachweis der Spreizspannungen lediglich hinsichtlich der Gesamttragfähigkeit des Systems (Aufhaldung im Bruchzustand) zu führen. Die Spannungs-Verformungs-Analyse der Spreizwirkung und die geotechnische Dimensionierung des Abdichtungssystems für Gebrauchs- und Grenzzustände wird im folgenden behandelt.

2 Ermittlung der Spreizspannungen

2.1 Allgemeines

An der Basis einer Haldendeponie treten Schubspannungen zuerst im Bauzustand durch das Aufbringen des Dichtungssystems mit Baugeräten und während der Betriebsphase durch den verdichteten Abfalleinbau ('Auseinandertreiben' der Abfälle mit Kompaktoren) auf. Mittel- und langfristig entstehen durch die Spreizwirkung der aufgehaldeten Abfälle in Richtung der Böschungen Schubspannungen in der Aufstandsfäche. Die physikalische Ursache dieser Spreizspannungen ist zunächst die Eigensetzung und die damit verbundene Querdehnung der Abfälle unter Eigengewicht. Analog zu der in der Grundbaupraxis üblichen Vorgehensweise wird jedoch die erdstatische Behandlung der Spreizspannungen und die daraus resultierende Dimensionierung unter der Prämisse des aktiven Grenzzustandes für den Abfallkörper bearbeitet.

Bei klassischen Böschungsbruchnachweisen (Bild 1) wird am Böschungsfuß ein abrutschender Monolith auf einem Gleitkreis durch den Abfallkörper und, insbesondere bei flachen Gleitkreisen, durch das Basisabdichtungssystem untersucht. Die Verteilung der Schubspannungen sowie partielle Plastifizierungen entlang des Gleitkreises und damit in der hier interessierenden Deponiebasis sind bei diesem Verfahren generell nicht bestimmbar (HE, 1994). Eine deshalb notwendige Erweiterung der Böschungsbruchnachweise ist die Betrachtung des 'Blockgleitens', bei dem sukzessive vom Böschungsfuß hangaufwärts Elemente freigeschnitten werden, deren Begrenzung durch die Basis und die Deponieaußenböschung gegeben ist. Diese für den Nachweis der Spreizspannungen notwendige, aber nicht hinreichende Betrachtung wird im folgenden als globaler Nachweis der Spreizspannungen behandelt.

Im Unterschied zu üblichen Aufschüttungen beispielsweise im Dammbau oder bei Abraumhalden ist es für die Basis einer Deponie nicht zulässig, daß bei lokaler Überschreitung der aufnehmbaren Schubspannungen in der Sohle Spannungsumlagerungen auftreten und die Aufschüttung damit insgesamt ausreichend standsicher ist. Durch lokale Plastifizierungen und Gleiten an Berührungsflächen der Systemkomponenten kann das System beschädigt und dadurch die Barrierefunktion beeinträchtigt werden. Diese Nachweise der Spreizspannungen werden im folgenden als lokale Nachweise der Spreizspannungen behandelt.

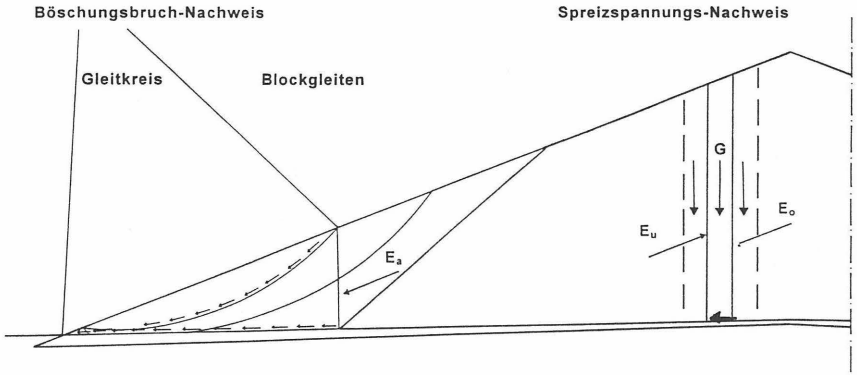


Bild 1: Nachweis der Schubspannungen in der Basis von Haldendeponien

2.2 Globaler Nachweis der Spreizspannungen

Für den globalen Nachweis der Spreizspannungen werden sukzessive vom Böschungsfuß hangaufwärts Elemente freigeschnitten und dabei die Schnittkräfte ermittelt (Bild 2). Die Widerstände ergeben sich aus der Sohlreibung und ggf. aus dem Erdwiderstand am Böschungsfuß. Die Einwirkungen sind der Erddruck an der senkrechten hinteren Begrenzung und ggf. der Strömungsdruck bei einem Sickerwassereinstau. Im aktiven Grenzzustand wirkt der aktive Erddruck E_a unter dem Winkel δ_a. Sofern die Verformungen nicht zugelassen werden sollen, die der aktive Bruchzustand ($\eta = 1{,}0$, erf. Parallelverschiebung $1/1.000 \cdot H$) erfordert, ist ein erhöhter Erddruck E'_a oder der Erdruhedruck E_0 anzusetzen.

Für mittlere Sicherheiten, d. h. für Erddrücke zwischen dem minimalen aktiven Erddruck und dem maximalen Erdruhedruck, und zur Berücksichtigung eines möglichen Kriechdrukkes der Böschung kann ein erhöhter aktiver Erddruck E'_{ah} mit $\delta'_a = 0°$ angesetzt werden. Gegenüber dem vorgenannten klassischen Ansatz des aktiven Erddruckes ergeben sich damit 'auf der sicheren Seite' liegend etwa 10 % höhere Erddrücke.

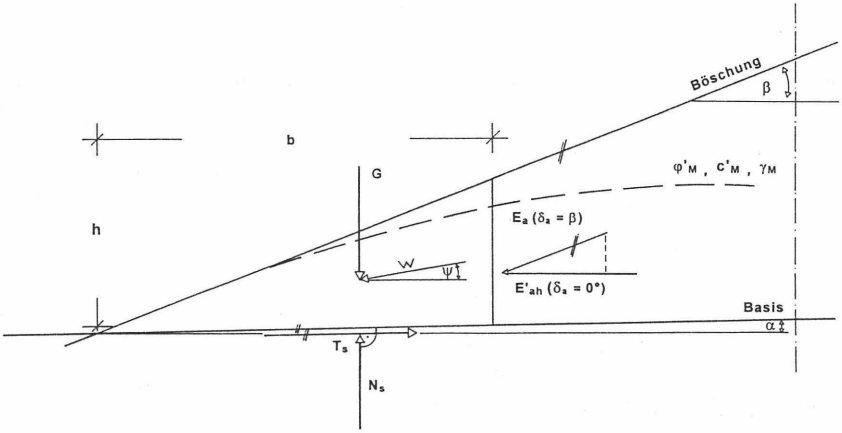


Bild 2: Globaler Nachweis der Spreizspannungen

Für den Fall der kohäsionslosen, unter dem Böschungswinkels β aufgeschütteten Abfälle auf einer unter dem Winkel α geneigten Basis ohne Erdwiderstand am Böschungsfuß beträgt die Gleitsicherheit η = max. T / vorh. T mit

G	Gewicht des Gleitkeiles [kN]
α	Basisneigung [°]
β	Böschungsneigung [°]
φ'_M	Reibungswinkel der Abfälle [°]
δ'_R	Reibungswinkel der Basis [°]
k'_{ah}	Erddruckbeiwert f (φ'_M, β, $\delta'_a = 0°$) [1]

$$\eta = \frac{\left(G \cdot \cos\alpha - G \cdot k'_{ah} \cdot (\tan\beta - \tan\alpha) \cdot \sin\alpha\right) \cdot \tan\delta_R'}{G \cdot k'_{ah} \cdot (\tan\beta - \tan\alpha) \cdot \cos\alpha + G \cdot \sin\alpha}$$

Wenn die Deponieböschung durchströmt wird, kann die Strömungskraft vereinfachend mit dem hydrostatischen Wasserdruckansatz eingeführt werden oder zutreffender analog zu DIN 4084 'Gelände- und Böschungsbruchberechnungen' durch den Ansatz der aus der Strömung resultierenden Porenwasserdrücke berücksichtigt werden.

Die Standsicherheit η eines durchströmten Böschungskeiles auf einer geneigten Basis beträgt nach SCHORMANN (1972) und KAST (1985) mit den vorgenannten Bezeichnungen sowie dem Rankin'schen Ansatz und aktivem Erddruck parallel zur Böschungsoberfläche und mit

ψ Neigung der Strömungskraft [°]

γ'' Wichte der durchströmten Böschung [kN/m^3]

$$E_a = \gamma'' \cdot \frac{h^2}{2} \cdot k_a$$

b Breite des Böschungskeiles [m]

h Höhe des Böschungskeiles [m]

$$\eta = \frac{\left[\frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \frac{1}{\tan\beta} \cdot \left(1 + \frac{\tan\alpha}{\tan\beta - \tan\alpha}\right)\right] \cdot \sin\alpha + \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2} \cdot \frac{1}{1 + \tan\psi \cdot \tan\beta} \cdot \cos\alpha + E_a \cdot \cos(\beta - \alpha)}{\left[\frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \frac{1}{\tan\beta} \cdot \left(1 + \frac{\tan\alpha}{\tan\beta - \tan\alpha}\right)\right] \cdot \cos\alpha - \frac{\gamma_w \cdot h \cdot b}{2} \cdot \frac{1}{1 + \tan\psi \cdot \tan\beta} - \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2} \cdot \frac{1}{1 + \tan\psi \cdot \tan\beta} \cdot \sin\alpha + E_a \cdot \sin(\beta - \alpha)}$$

Nach Erfordernis können weitere Einwirkungen (Verkehrslasten gem. DIN 1072, Erdbeben gem. DIN 4149, Erdwiderstand gem. DIN 4085 etc.) additiv Berücksichtigung finden. Deutlich komfortabler in der Anwendung als die vorgenannte Bestimmungsgleichung für die Böschungsstandsicherheit sind die daraus abgeleiteten und in der Literatur angegebenen Nomogramme (KAST, 1985). Diese Nomogramme erlauben zumindest als Orientierung eine schnelle Einschätzung der Spreizspannungssicherheit bzw. die Ablesung des erforderlichen Reibungswinkels in der Sohle einer Aufhaldung.

2.3 Lokaler Nachweis der Spreizspannungen

RENDULIC (1938) hat ein Verfahren zur Ermittlung der Scherspannungen längs der Sohle einer kohäsionslosen Dammschüttung entwickelt, wenn in jedem Punkt gerade der aktive Bruchzustand erreicht ist. Daran anknüpfend haben BRENDLIN (1962), Schwarz (1963) und BRAUNS (1980) analytische Lösungen und Nomogramme für den erforderlichen Sohlreibungswinkel δ_R in der sog. Rankin'schen Zone im Bereich des Böschungsfußes für geböschte Aufhaldungen aus nichtbindigem Material auf nichtbindigem Untergrund angegeben. Der erforderliche Sohlreibungswinkel δ_R beträgt im aktiven Grenzzustand (η = 1,0) mit den Bezeichnungen im Bild 2 und Bild 3

$$\tan\delta_R = \frac{\sin\varphi'_M \cdot \left[\arcsin\left(\frac{\sin\beta}{\sin\varphi'_M}\right) - \beta + 2\cdot\alpha\right]}{1 + \sin\varphi'_M \cdot \cos\left[\arcsin\left(\frac{\sin\beta}{\sin\varphi'_M}\right) - \beta + 2\cdot\alpha\right]}$$

Wird für den lokalen Nachweis der Spreizspannungen ein Element der Breite Δx der Böschung freigeschnitten, kann dafür der Kräfteplan konstruiert werden (Bild 3). Die Ermittlung der Erddrücke oberhalb und unterhalb des Elementes erfolgt nach der klassischen Erddrucktheorie. Anhand des Kräfteplanes lassen sich unmittelbar die in einer beliebigen Schnittrichtung und insbesondere die in der geneigten Sohle vorhandene Normal- und Tangentialspannung abgreifen.

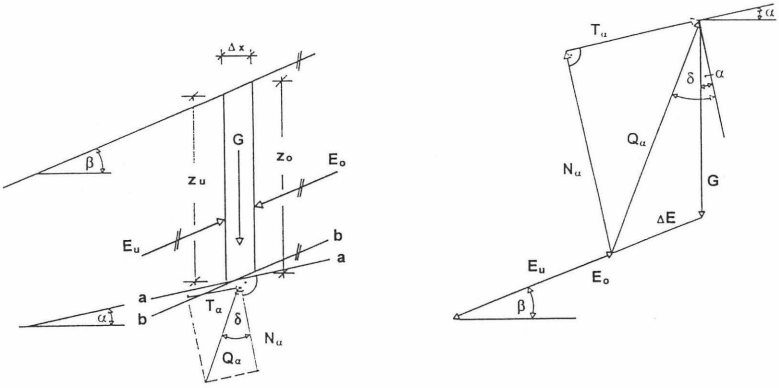


Bild 3: Kräfte am Böschungselement

Für den allgemeinen Fall einer Aufhaldung mit einem Reibungswinkel φ'_M und einer Kohäsion c'_M können die Sohlschubspannungen eines freigeschnittenen, nicht durchströmten Böschungselementes in der Aufstandsfläche und deren Größe in Abhängigkeit von der Böschungsneigung β, der Basisneigung α und der Festigkeit der Abfälle anschaulich am Mohr'schen Spannungskreis gezeigt werden (Bild 4). Nach Erfordernis können u. a. die Richtungen der Gleitflächen in der Aufhaldung sowie die Hauptspannungen im Bruchzustand ermittelt werden. Für die Bestimmung der lokalen Sohlschubspannung werden zunächst analytisch die Normal- und Schubspannungen in einer böschungsparallelen Schnittfläche mit den im Bild 4 angegebenen Bezeichnungen bestimmt mit:

Normalspannung $\sigma_{bb} = \gamma_M \cdot z \cdot \cos^2\beta$

Schubspannung $\tau_{bb} = \gamma_M \cdot z \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta$

In einem τ - σ - Diagramm werden für diesen Schnitt der Spannungspunkt B, die Bruchgerade für die aufgehaldeten Abfälle und durch den Ursprung eine Gerade unter dem Böschungswinkel β zur Waagerechten eingetragen. Anhand des Spannungspunktes und der Bruchgeraden kann der Mohr'sche Spannungskreis im aktiven Grenzzustand konstruiert werden, der die Böschungsgerade im Pol P_a und im Spannungspunkt B schneidet. Für die betrachtete Schnittrichtung der unter dem Winkel α geneigten Basis wird eine Parallele des Schnittes durch den Pol P_a gezeichnet, die den Spannungskreis im Punkt A schneidet. Am Punkt A können unmittelbar die im aktiven Grenzzustand vorhandene Tangentialspannung τ_{aa} aus der Aufhaldung sowie die zugehörige Normalspannung σ_{aa} abgegriffen werden, die durch das Basisabdichtungssystem mit ausreichender Sicherheit aufzunehmen sind. Analog können für beliebige Schnittrichtungen anhand der Parallelen durch den Pol und deren Schnittpunkt mit dem Spannungskreis die Sohlschubspannungen ermittelt werden.

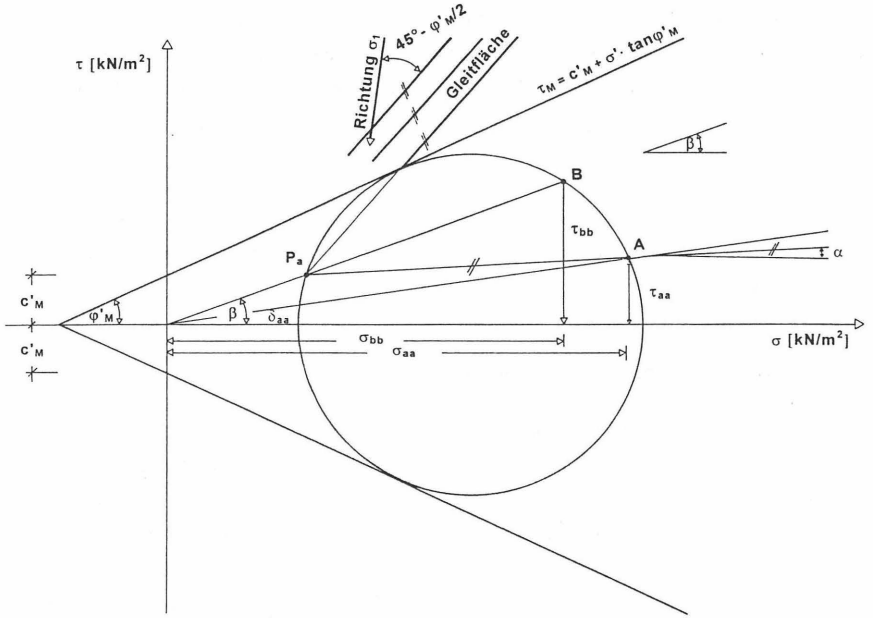


Bild 4: Mohr'scher Spannungskreis

Die Spreizspannungssicherheit kann als das Verhältnis der aufnehmbaren Schubspannungen zu den vorhandenen Schubspannungen angeschreiben werden mit $\eta = \tau_{aufn.} / \tau_{vorh.}$. Zu beachten ist dabei, daß hier die Gleitflächen vorgegeben werden. Bei ausreichender Mächtigkeit der Barriere, respekive einer Untergrundes mit geringer Festigkeit, und Verformungsmöglichkeiten für den aktiven Grenzzustand muß das System nicht zwangsläufig in dem willkürlich festgelegten Schnitt (i. d. R. Berührungsflächen der Systemkomponenten) versagen. Analog zu den überlagernden Abfällen werden sich im Grenzzustand spannungsinduzierte Gleitflächen (Bild 4) einstellen. Wenn diese Möglichkeit besteht und das System im Bruchzustand nicht in der Basis versagen soll, muß bei der für die Dimensionierung zugrundegelegten Betrachtungsweise für die Basis eine größere Festigkeit als für die Abfälle gefordert werden. Im allgemeinen kann jedoch davon ausgegangen werden, daß in der relativ gering mächtigen Barriere im Unterschied zu der Ausdehnung der Aufhaldung (aktiver Grenzzustand) eine Zusammendrückung (passiver Grenzzustand) stattfindet. Diese erdstatische Situation ist analog zu der gezeigten Vorgehensweise mit dem Mohr'schen Spannungskreis darstellbar. Desweiteren ist es im Rahmen der Ausführungsstatik hinsichtlich einer zuverlässigen und wirtschaftlichen Bauweise vorteilhaft, die Schubspannungsverteilung über die Höhe des Abdichtungssystems zu ermitteln und die Festigkeiten der einzelnen Lagen (zueinander) gezielt einzustellen. Weiterhin kann mit der Darstellung des Mohr'schen Spannungskreises beispielsweise für eine (nach entspr. Eignungsuntersuchungen) aufnehmbare Schubspannung in der Basis und eine aus hydraulischen Gründen notwendige Basisprofilierung die erdstatisch maximal mögliche Böschungsneigung ermittelt werden.

Wenn die Deponiebasis ein Längs- und Quergefälle aufweist, kann die Schubspannung separat für jede Richtung ermittelt und daraus die für die Dimensionierung relevante Resultierende bestimmt werden.

3 Ermittlung der Spreizverformungen

Zusätzlich zu dem Nachweis der in der Deponiebasis aufzunehmenden Spreizspannungen sind die daraus resultierenden Spreizverformungen zu bestimmen und deren Verträglichkeit mit den in der Basis vorgesehenen Komponenten des Dichtungssystems, insbesondere in Höhe der KDB, zu prüfen. Mit den nach Abschn. 2 ermittelten Schubspannungen kann zunächst die Schubverzerrung der Baustoffe selbst infolge der Spreizwirkung über eine kontinuums-mechanische Betrachtung mit einem maximal zulässigen Schubverzerrungswinkel $\gamma \leq 0{,}01$ (DRESCHER, 1994) für die KDB ermittelt werden mit

τ Schubspannung [MN/m²]

G Schubmodul [MN/m²]

$$G = \frac{E}{2\,(1+\nu)}$$

$E_{KDB} \cong 400 \cdot 0{,}8$ [MN/m²]

$\nu \cong 0{,}2$ [1]

$$zul.\gamma = \frac{vorh.\tau}{G} \leq 0{,}01$$

Die zusätzlich infolge der Vertikallasten aus der Aufhaldung auftretenden horizontalen Spreizspannungen und die daraus resultierenden Verformungen der Deponiebasis sind in der Summe als Beurteilungsgrundlage der Dehnungsverträglichkeit heranzuziehen. Überschlägig kann unter der Voraussetzung des elastisch-isotropen Halbraums für ein horizontales Rechteckelement der Basis, das an der Oberfläche gleichmäßig waagerecht durch eine Flächenlast τ_o (Spreizspannung) beansprucht wird, die Schubverformung mit den Formeln von TÖLKE (1969), welche im Grundbau-Taschenbuch, T. 1 veröffentlicht sind, ermittelt werden. Auf die Wiedergabe der komplexen Ausdrücke wird hier verzichtet. Die Ergebnisse der Bestimmungsgleichungen sind durch die erforderliche Wahl von Segmenten und die mehrfache Superposition bei Handrechungen fehleranfällig und sollten deshalb programmiert werden (KOCKEL, 1992).

Desweiteren sind die an den Berührungsflächen der einzelnen Systemkomponenten erforderlichen Verschiebungen für die Mobilisierung der aufzunehmenden Schubspannung zu beachten (s. a. Abschn. 4).

Der vorgenannte kontinuums-mechanische Ansatz für die Ermittlung der Spreizverformungen setzt voraus, daß zwischen den Schichten vollkommener Verbund herrscht, was nachweislich der versuchstechnisch ermittelten Schubspannungs-Verschiebungs-Beziehungen nicht der Fall ist (Bild 7), und daß die Deponiebaustoffe und der Untergrund zusammen durch die Kenngrößen Elastizitätsmodul E und Poisssonzahl ν beschrieben werden könen. Ein zutreffendes Verformungsbild kann anhand einer FE-Berechnung gewonnen werden, indem die Kennwerte der einzelnen Lagen abgebildet werden und der 'Schlupf' an den Berührungsflächen zugelassen wird.

4 Dimensionierung der Bauteile

Bei der Dimensionierung der Bauteile können die Einwirkungen als Sohlschubspannungen infolge der Spreizspannung der Haldendeponie - abgesehen von wenigen Ausnahmen - aus Unkenntnis aktueller und zukünftiger Parameter der Abfälle (Festigkeit und Wichte) lediglich aufgrund von Nennwerten nach Abstimmung mit den Beteiligten im Einzelfall ermittelt werden. Die Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten oder additiven Sicherheitselementen erscheint bisher nicht sinnvoll möglich. Es wird deshalb empfohlen, bis auf weiteres jeweils für die Betriebsphase und den Endzustand ungünstigste Nennwerte in die Berechnungen einzuführen. Beispielsweise sollte bei dem globalen Nachweis (s. Abschn. 2.2) die Wichte im Inneren der Deponie als Einwirkung größer als am Böschungsfuß (Sohlschubwiderstand) gewählt werden. Die tatsächlichen Wichten, die maßgeblich die Beanspruchung der Basis bestimmen, sind neben den geometrischen Bedingungen als einzige Größe auf der Seite der Einwirkungen in der Betriebsphase vergleichsweise zuverlässig im Rahmen der Beobachtungsmethode anhand des Abfallkatasters feststellbar. Die regelmäßige Prüfung der Berechnungsannahmen hinsichtlich der Wichten ist deshalb leicht möglich und für eine ausreichende Zuvelässigkeit der Barriere notwendig. Nach Erfordernis müssen die Wichten eingestellt oder die Schütthöhen modifiziert werden.

Für die überschlägige geotechnische Dimensionierung des Dichtungssystems an der Basis von Haldendeponien (Vorstatik) wird eine Abfallwichte $\gamma_M = 15$ kN/m^3 und ein Wichteunterschied $\Delta\gamma_M = 2$ kN/m^3 vorgeschlagen. Die Wichte der Oberflächenabdeckung und Verkehrslasten müssen i. allg. nur für den unmittelbaren Bereich des Böschungsfußes berücksichtigt werden. Für die Festigkeit von deponiertem Hausmüll im Endzustand des Deponiebauwerkes wird $\varphi'_M = 25°$ vorgeschlagen. Der Ansatz einer (dauerhaften) Kohäsion für die deponierten Abfälle muß im Einzelfall geprüft werden.

Da ein maximaler Bemessungswasserstand (Sickerwassereinstau im Deponiekörper) vorab kaum quantifizierbar ist sollte bei der Dimensionierung der Einstau als der Grenzzustand der Gesamtstandsicherheit und der Grenzverformung bzw. -tragfähigkeit von Konstruktionsteilen in außergewöhnlicher Einwirkungskombination gesehen werden, der während der Funktionszeit des Bauwerkes planmäßig nicht auftritt. Mit den Sicherheiten des LF 3 kann danach der höchstzulässige Einstau ermittelt werden. Dabei ist es jedoch zwingend erforderlich, den Sickerwasserstand regelmäßig zu messen (Beobachtungsmethode) und einen 'Alarmwert' festzulegen sowie ggf. den Wasserstand auf den Bemessungswert einzustellen.

Nach der Festlegung der geotechnischen Zielgrößen (Festigkeitsparameter) anhand der erdstatischen Berechnungen sind vor Beginn der Baumaßnahmen im Rahmen der Eignungsprüfungen der Baustoffe und während der Baumaßnahme im Rahmen der Qualitätssicherung die charakteristischen Werte zu ermitteln. Die charakteristischen Werte werden auf mathematisch-statistischer Grundlage 'auf der sicheren Seite' vom Mittelwert der geotechnischen Größe gewählt, wobei der Abstand vom arithmetischen Mittelwert von der Homogenität des Materials und der Anzahl und Qualität der Untersuchungen abhängig ist. Der Bemessungswert für die erdstatischen Nachweise der einzelnen Grenzzustände ergibt sich dann nach Umwandlung der charakteristischen Werte durch Multiplikation bzw. Division mit Sicherheitsbeiwerten. Für eine Dimensionierung nach dem bisherigen Sicherheitskonzept mit globalen Sicherheiten können die Sicherheitsbeiwerte der EAU und für eine Dimensionierung nach dem neuen Sicherheitskonzept der DIN 1054-100 entnommen werden.

Bei einer Dimensionierung nach dem bisherigen Sicherheitskonzept wird in Anlehnung an die DIN 4084 'Gelände- und Böschungsbruchberechnungen' für den globalen Nachweis (Blockgleiten) im LF 1 nach DIN 1054 eine Sicherheit $\eta \geq 1{,}4$ (Endzustand) und im LF 2 eine Sicherheit $\eta \geq 1{,}3$ (Bau- und Betriebszustand) akzeptiert. Für den lokalen Nachweis erscheint im LF 1 einer Sicherheit $\eta \geq 1{,}3$ (Endzustand) und im LF 2 eine Sicherheit $\eta \geq 1{,}2$ (Bau- und Betriebszustand) tolerabel. Die höheren Gleitsicherheiten von Fundamenten nach DIN 1054 ($\eta \geq 1{,}5$ bzw. 1,35) sind i. allg. für flexible Aufhaldungen nicht erforderlich.

Wesentlicher Aspekt bei der Dimensionierung des Basisabdichtungssystems ist die Prüfung der verformungsabhängigen Schubspannungsaufnahme in den Berührungsflächen der einzelnen Komponenten. Das bedeutet, daß für die Konstruktionsteile und Berührungsflächen jeweils für die Einwirkungen (Spreizspannungen) in situ die zugehörigen Verschiebungen, beispielsweise anhand von Mobilisierungskurven, zu ermitteln sind. Damit planmäßig keine Zugspannungen in die Kunststoffdichtungsbahn eingetragen werden und die potentielle Versagenszone über dem Dichtungssystem liegt, wird i. allg. die Forderung der von oben nach unten im Basisdichtungssystem (in Höhe der KDB) mindestens um den Faktor 1,1 zunehmenden Festigkeit ($\tan \varphi'$) erhoben. Dabei wird vorausgesetzt, daß die Festigkeit der Materialien, respektive das Reibungsverhalten der Baustoffe in den Berührungsflächen, als Bemessungswert nach der vorgenannten Methodik in die Berechnung eingeführt wird.

Der Bemessungswert des Reibungswinkels φ' bzw. δ' wird jeweils aus den maximal aufnehmbaren Schubspannungen (Grenzzustand) der Versuche abgeleitet. Analog der Forderung der DIN 1054-100 darf eine Adhäsion an den Berührungsflächen nur mit gesondertem Nachweis und bei entsprechend überwachter Ausführung angesetzt werden.

Desweiteren ist es nicht zulässig, die in Labor- oder Feldversuchen bei niedrigen Auflasten ermittelten Festigkeitsparameter für das an der Basis von Haldendeponien regelmäßig hohe Spannungsniveau zu extrapolieren. Für eine zuverlässige Dimensionierung ist es unumgänglich, daß Festigkeitsuntersuchungen (Scherversuche) sowohl für die bei Bau- und Betriebszuständen als auch für die im Endzustand zu erwartenden Lasten durchgeführt werden. Versuchstechnisch bestehen diesbezüglich z. Z. allerdings noch erhebliche Unsicherheiten, deren Klärung wünschenswert ist.

Im Bild 6 sind beispielhaft die Ergebnisse von Kastenscherversuchen (30 · 30 cm) für die Berührungsfläche Ton - KDB eingetragen. Unbeschadet der erheblichen Unterschiede zwischen einzelnen Versuchsserien, welche mangels einer einheitlichen und erprobten Versuchsvorschrift in verschiedenen Institutionen mit unterschiedlichen Bedingungen durchgeführt wurden, zeigt das Bild die relative Abnahme der Grenzschubspannungen mit zunehmender Auflast.

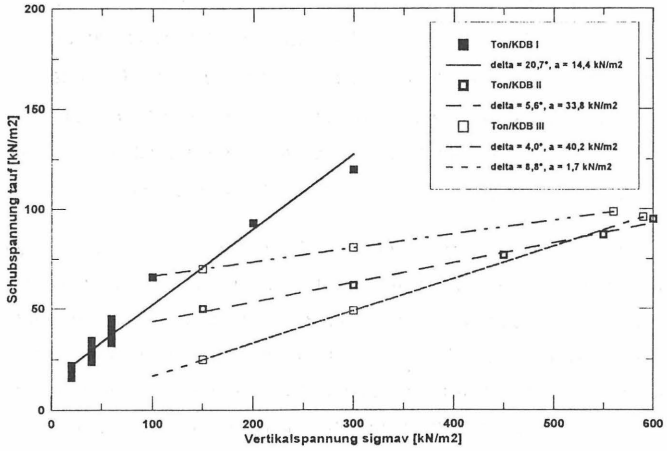


Bild 6: Ergebnisse von Kastenscherversuchen Ton - KDB (30 · 30 cm Geräte)

Eine mögliche Erklärung dieses Effektes - Untersuchungen dazu sind projektiert - ist die Phasenzusammensetzung und Struktur ausgeprägt plastischer Tone in Abhängigkeit von der Verdichtung, respektive der Auflast, und des Einbauwassergehaltes. Bei großer Verdichtung infolge hoher Auflasten und insbesondere bei Einbauwassergehalten über dem optimalen Wassergehalt w_{Pr}, wie sie regelmäßig im Deponiebau angestrebt werden, stellt sich bevorzugt in der Beanspruchungsrichtung der Schubspannungen (im Scherversuch und in situ) eine gleichmäßige Ausrichtung der Tonminerale und damit eine Reduzierung der Scherfestigkeit ein.

Weil insbesondere für die KDB - unbeschadet der unvermeidlichen Dehnungen beispielsweise aus Setzungsdifferenzen - regelmäßig eine planmäßige mehrachsiale Dehnung von $\varepsilon \leq 3$ % zugelassen wird, sind die für die Mobilisierung der Schubspannungen erforderlichen Verschiebungen zu beachten. Nach den Empfehlungen des AK 'Geotechnik der Deponien und Altlasten' (GDA) der DGEG wird die KDB durch Zug beansprucht, falls die übertragbare Schubspannung an der Unterseite der KDB kleiner als an der Oberseite ist und gleichzeitig die Einwirkungen die maximal aufnehmbaren Spannungen überschreiten.

Im Bild 7 sind exemplarisch Schubspannungs-Verschiebungs-Kurven (aus Kastenscherversuchen) für die Systemkomponenten Schutzlage-KDB, KDB-mineralische Barriere und die mineralische Barriere eingetragen. Obwohl die vorgenannte Festigkeitsforderung erfüllt ist, wird die KDB bei der dargestellten Konstellation bereits vor Erreichen der Grenzzustände der maximal aufnehmbaren Schubspannungen durch Zug beansprucht, wenn die KDB bei der für die Mobilisierung der Schubspannung vorh. τ notwendigen Verschiebung s_{KDB} behindert wird. Eine Verformungsbehinderung der KDB ist bei Deponien beispielsweise im Firstbereich des Dachprofiles der Basis und unabhängig davon infolge der Spreizwirkung der Halde entlang der Basis durch lokale Schubspannungs- und Verformungsdifferenzen vorhanden. In diesen Fällen sind die gleichgerichteten maximalen lokalen Schubverformungsdifferenzen der Barriere $\Delta\varepsilon_B$ und der Berührungsfläche KDB-B $\Delta\varepsilon_{KDB}$ für die Dehnungsermittlung zu addieren.

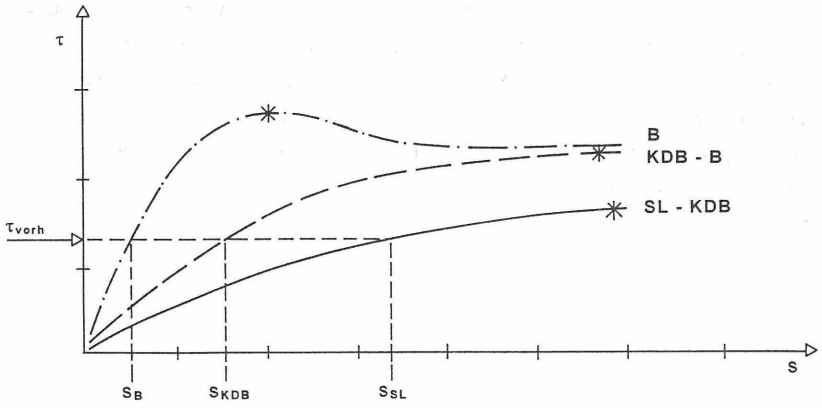


Bild 7: Schubspannungs-Verschiebungs-Kurven von Schutzlage - KDB (SL-KDB), Kunststoffdichtungsbahn - Barriere (KDB-B) und Barriere (B)

5 Zusammenfassung

Für die Standsicherheitsnachweise von Haldendeponien wurde mit klassischen erdstatischen Methoden die Schubspannung infolge der Spreizwirkung der aufgehaldeten Abfälle in der Deponiebasis angegeben. Das Ziel der Spreizspannungsnachweise ist es, für das Abdichtungssystem mit hinreichender Wahrscheinlichkeit auszuschließen, daß durch die Einwirkungen die Grenzzustände der Tragfähigkeit bzw. der Grenzverformung von Konstruktionsteilen oder der Gesamtstandsicherheit erreicht werden. Desweiteren dürfen die Einwirkungen im Gebrauchszustand die Barriere langfristig nicht unbrauchbar werden lassen.

Anschließend an klassische Böschungsbruchuntersuchungen (Gleitkreisverfahren) wurde zunächst als sog. globaler Nachweis der Spreizspannungen das Abgleiten eines Böschungskeiles als 'Blockgleiten' untersucht und daraus die in der Sohle mindestens aufnehmbare Schubspannung ermittelt. Da im Unterschied zu Dämmen oder Abraumhalden wegen des Abdichtungssystems in der Basis von Deponien keine lokalen Plastifizierungen mit Spannungsumlagerungen zulässig sind, wurde zusätzlich zu dem globalen Nachweis die lokale Ermittlung der Spreizspannungen behandelt.

Die Ermittlung der Spreizspannungen und -verformungen hinsichtlich der globalen und lokalen Nachweise sowie die daraus resultierende Dimensionierung der Bauteile mit deponiespezifischen Besonderheiten wurde vorgestellt.

Da der Nachweis der Spreizspannungen bei Haldendeponien erst seit wenigen Jahren geführt wird, stehen praxiserprobte (einfache) Berechnungs- und Untersuchungsverfahren z. Z. noch nicht zur Verfügung. Im Sinne der Beobachtungsmethode und hinsichtlich zuverlässiger Nachweise sind weitere Untersuchungen bezüglich realistischer geotechnischer Bemessungswerte und des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Deponiebauwerken wünschenswert und notwendig.

6 Literatur

Brauns, J. — Spreizsicherheit von Böschungen auf geneigtem Gelände; BAUINGENIEUR 55 (1980), Springer-Verlag

Brendlin, H. — Die Schubspannungsverteilung in der Sohlfuge von Dämmen und Böschungen; Veröffentl. des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau, H. 10 (1962), TH Karlsruhe

Drescher, J. — Oberflächendichtungen von Siedlungsabfalldeponien, Anforderungen und Nachweise; Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau, H. 43 (1994), IGB·TUBS

He, G. — Standsicherheitsberechnungen von Böschungen; H. 43 (1994), IGB·TUBS

Kast, K. — Spreizsicherheit von Böschungen bei geneigtem Gelände und Durchströmung; BAUINGENIEUR 60 (1985), Springer-Verlag

Kockel, R. — Schubbeanspruchung im Basisabdichtungssystem von Haldendeponien; Festschrift anläßlich des 60. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. H. L. Jessberger (1992), Verlag Balkema

Schormann, K. — Ermittlung des erforderlichen Reibungswinkels der Unterlage einer Böschung bei geneigter Grenzfläche und strömendem Grundwasser für kohäsionslose Böden; DER BAUINGENIEUR 47 (1972), Springer-Verlag

Schwarz, E. — Die Ermittlung der Spreizspannungen unter Dämmen mit geneigter Unterlage; DIE BAUTECHNIK 6 (1963)

Rendulic, L. — Der Erddruck im Straßenbau und Brückenbau; Forschungsarbeiten Straßenwesen, Bd. 10 (1938)

Dipl.-Ing. Wolfgang Oltmanns · Dipl.-Ing. Georg Maybaum
PROF. DR.-ING. WALTER RODATZ UND PARTNER
BERATENDE INGENIEURE FÜR GEOTECHNIK GMBH
Rebenring 33 (Technologiepark) · D-38106 Braunschweig

Langzeitstandsicherheit von Böschungen in hochvorbelastetem Ton
- Sonderabfalldeponie Hoheneggelsen -

E. Biczók / O. Beilke
GTU Erdbaulabor, Hannover

1 Einführung

Die Niedersächsische Sonderabfalldeponie Hoheneggelsen GmbH erweitert die Deponie in Hoheneggelsen mit einem Polder nach Westen. Es soll eine geböschte Grube bis rd. 32 m Tiefe mit zwei Zwischenbermen ausgehoben werden. Es war geplant die Böschungen wie im Bereich des Polders Ost, mit Neigungen zwischen ß = 19° und ß = 45° auszuführen.

Bei der Planung des Polders Ost wurde von dritter Seite für den Bauzustand eine ausreichende Sicherheit gegen Böschungsbruch ermittelt. Nach dem Aushub der Grube sind jedoch Rutschungen aufgetreten.

Die Geologie Technologie Umweltschutz GmbH wurde deshalb beauftragt, für den Polder West detaillierte Standsicherheitsuntersuchungen durchzuführen. Bei diesen Untersuchungen sind insbesondere das Langzeitverhalten der anstehenden Tone zu berücksichtigen.

Es werden die Ursachen für ein zeitlich verzögertes Versagen von Böschungen in hochvorbelastetem Ton angegeben und auf dieser Grundlage ein Berechnungsmodell zur Beurteilung der Langzeitstandsicherheit vorgestellt. Beim Materialverhalten des Bodens sind insbesondere die Einflüsse aus der Aushubentlastung und den dadurch auftretenden Porenwasserunterdrücken zu berücksichtigen.

2 Geologische Situation

Im Bereich der Deponie stehen unter einer geringmächtigen quartären Deckschicht hochvorbelastete Tone der Unterkreide an. Es handelt sich überwiegend um Tonmergelsteine mit eingeschalteten Konkretionslagen aus Siderit.

Der Unterkreideton weist im oberen Bereich eine steife Konsistenz auf. Mit zunehmender Tiefe geht der Ton in eine halbfeste und in größerer Tiefe in eine feste Konsistenz über. Laboruntersuchungen zeigen, daß der Ton durchgehend wassergesättigt ist.

Das Einfallen der Schichten beträgt rd. 15° in SO - Richtung, und das Streichen beträgt etwa 50° bis 55°. Die Neigung der südlichen und östlichen Böschungen sind dem Einfallen der Schichten entgegengesetzt. Die westlichen und nördlichen Böschungen sind in Richtung des Einfallens der Schichten geneigt.

Der anstehende Ton ist mit Klüften durchzogen. Es wurden im wesentlichen zwei Kluftscharen beobachtet. Diese stehen nahezu senkrecht aufeinander und weisen ihre Maxima bei 50° - 60° bzw. 130° - 140° auf. Sie sind vornehmlich vertikal ausgebildet. Im ungestörten Zustand sind die Klüfte geschlossen. Bei der bereits hergestellten Grube wurde nach dem Aushub ein Öffnen der Klüfte beobachtet. Dies ist auch bei dieser Grube zu erwarten.

Für die Beurteilung der Grundwasserverhältnisse wurden in unterschiedlichen Tiefen Grundwassermeßstellen installiert. Sie zeigen eine nahezu einheitliche Spiegelhöhe (rd. 2 m unter GOK).

Die Wasserdurchlässigkeit in den homogenen Bereichen des Tones bzw. Tonsteins ist in der Regel sehr gering. Ein Wassertransport findet überwiegend in den Schicht- bzw. Kluftflächen statt.

3 Scherfestigkeitsverhalten von normal- und überkonsolidierten Tonen

Zur Berechnung der Standsicherheiten ist die Kenntnis des Scherfestigkeitsverhaltens von besonderer Bedeutung. Hierbei ist grundsätzlich zwischen dem Verhalten normalkonsolidierter und überkonsolidierter Tone zu unterscheiden.

Normalkonsolidierte Böden

Die Scherfestigkeit für normalkonsolidierte Böden ergibt sich im σ - τ Koordinatensystem zu einer Gerade durch den Nullpunkt. Der Boden weist keine Kohäsion auf ($c' = 0$). Die Neigung der Geraden und damit der wirksame Winkel der inneren Reibung φ'_f hängen vor allem von der mineralischen Zusammensetzung des Tons ab (OLSON, 1974).

Überkonsolidierte Böden

Das Scherfestigkeitsverhalten überkonsolidierter Böden wird durch die Größe der Vorbelastung bestimmt.

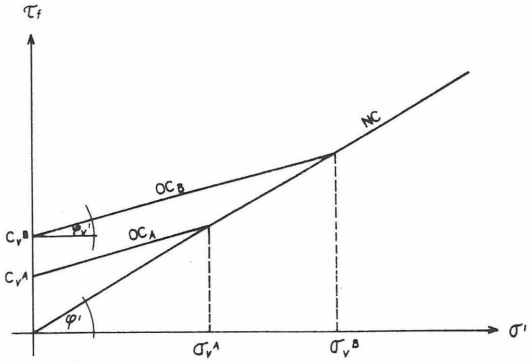


Bild 1 Scherfestigkeit normal- und überkonsolidierter Tone

Die Schergeraden eines unterschiedlich hoch vorbelasteten Tons verlaufen parallel zueinander (Krey-Tiedemann-Linien). Die Größe der jeweiligen Kohäsion ist von der Höhe der Vorbelastung abhängig (Bild 1).

Während bei normalkonsolidierten Böden auf eine Unterscheidung zwischen der Scherfestigkeit im Bruchzustand und der Restscherfestigkeit im Gleitzustand meistens verzichtet werden kann, ergeben sich für überkonsolidierte Böden unterschiedliche Werte für die Scherfestigkeit im Bruchzustand τ_f' und für die Restscherfestigkeit τ_r'. Das typische Schubspannungsverformungsverhalten überkonsolidierter Tone ist in Bild 2 dargestellt. Der starke Abfall der Scherfestigkeit nach Überschreiten einer Bruchverformung auf die Restscherfestigkeit wird als sprödes Materialverhalten bezeichnet. Die Größe des spröden Materialverhaltens kann nach BISHOP (1967) mit dem Index I_B beschrieben werden.

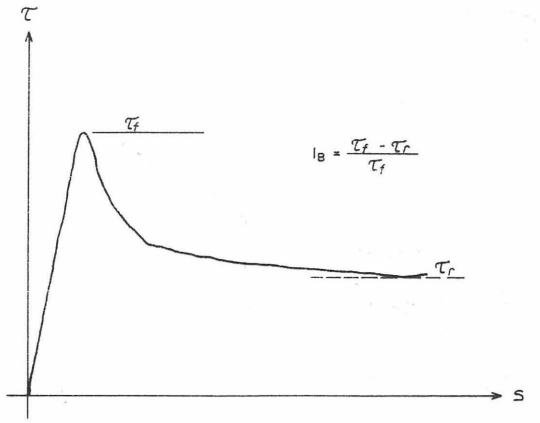


Bild 2 Schubspannungs-Verformungsverhalten vorbelasteter Tone

Bestimmung der maßgebenden Scherparameter

Im Bereich des geplanten Polders ist der Baugrundaufbau sehr einheitlich. Im wesentlichen steht eine Tonart an. In der Tiefe wurde jedoch ein unterschiedlicher Grad der Verwitterung festgestellt. Es können drei Tiefenbereiche unterschieden werden. Der anstehende Ton ist bis in eine Tiefe von 8 m bis 11 m stark verwittert und weist eine steife Konsistenz auf, in dem darunter folgenden Bereich ist der Ton halbfest und ab einer Tiefe von 22 m bis 25 m steht der Ton in fester Konsistenz an.

Da über die Tiefe unterschiedliche Konsistenzen des anstehenden Tones festgestellt wurden, erfolgte die Bestimmung der Scherparameter unter Berücksichtigung der jeweiligen Tiefenlage und der zugehörenden Konsistenzen.

Die Scherparameter für den Bruchzustand wurden an ungestört entnommenen Sonderproben mit Triaxialversuchen bestimmt. Es wurden CU-Versuche mit Porenwasserdruckmessung durchgeführt. Zur Berücksichtigung der tatsächlichen Spannungszustände und Spannungsänderungen wurden sowohl konventionelle Triaxial-Compression-Versuche (TC) als auch Triaxial-Expansion-Versuche (TE) durchgeführt. Mit den TE-Versuchen wurde vor allem die Entwicklung der Porenwasserunterdrücke im Zuge des Bodenaushubs simuliert. Die Triaxialversuche wurden abweichend von der üblichen Praxis mit großen Proben d/h = 10/20 cm durchgeführt. Die entnommenen Sonderproben ø 10 cm wurden unmittelbar in die Druckzelle eingebaut. Damit konnten eine zweite Probenentnahme und eine erneute Störung der Bodenstruktur vermieden werden.

Für die drei Tiefenbereiche wurden die effektiven Scherparameter im Bruchzustand bestimmt (Bild 3).

Zur Beschreibung des Scherfestigkeitsverhaltens im Gleitzustand (Restscherfestigkeit) wurden Rahmenscherversuche durchgeführt. Es hat sich gezeigt,

daß zum Erreichen von Gleitzuständen unter Laborverhältnissen Verformungen um 20 mm erforderlich sind.

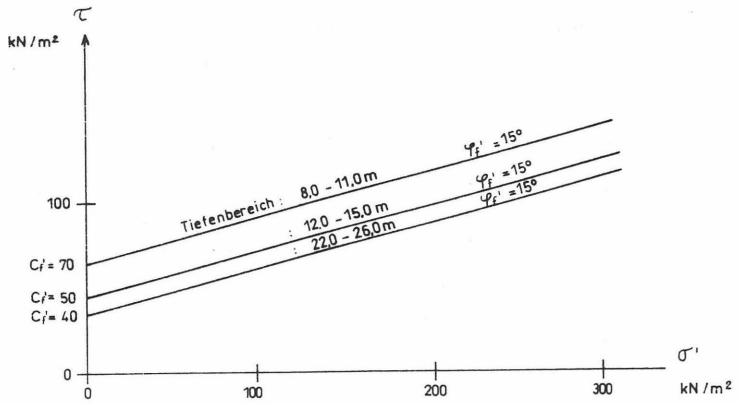


Bild 3 Die Scherfestigkeit des anstehenden Tones

Für den Index I_B nach Bishop ergaben sich Werte zwischen I_B = 0,65 und 0,85, die auf ein ausgeprägt sprödes Materialverhalten hindeuten.

4 Modellvorstellung zum Versagensmechanismus

Die Erfahrung zeigt, daß die Böschungen in vorbelasteten Tonen nicht unmittelbar nach dem Aushub der Grube, sondern später, zu unterschiedlichen Zeitpunkten versagen.

Beim Aushub tiefer Gruben in hochvorbelastetem Ton erfolgt eine Entspannung des Bodens, und es entstehen Porenwasserunterdrücke. Die Böschungen sind infolge dieser Porenwasserunterdrücke in diesem Anfangszustand standsicher.

Das zeitlich verzögerte Versagen läßt sich durch zwei Phänomene beschreiben:

- der Porenwasserunterdruck wird langfristig abgebaut und
- durch die Entlastung tritt eine Entfestigung des Materials ein.

Abbau des Porenwasserunterdrucks

Der zeitliche Verlauf der Porenwasserdrücke ist nach dem Gedankenbild von BISHOP/BJERRUM (1960) in Bild 4 dargestellt. Demnach fällt der Porenwasserdruck beim schnellen Aushub auf negative Werte. Nach dem Erreichen eines Minimums wird der Porenwasserunterdruck mit der Zeit abgebaut, und es stellt sich ein konstanter Wert ein.

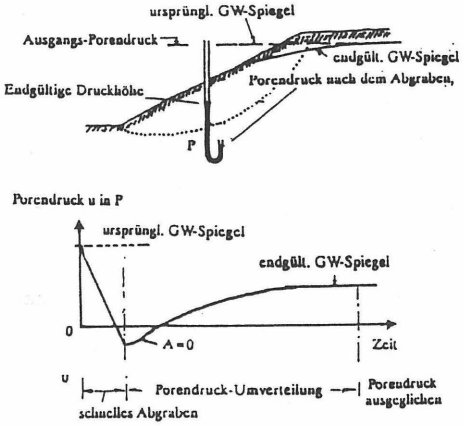


Bild 4 Porendruck-Änderungen während und nach dem Aushub eines Einschnitts

Aus der Rückrechnung von Schadensfällen und durch Messungen hat SKEMPTON (1977) die Größe und den zeitlichen Verlauf der Porenwasserdrücke für den Londoner Ton ermittelt (Bild 5).

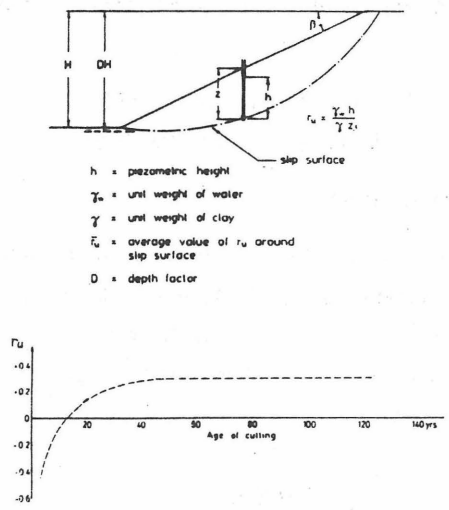


Bild 5 Änderung des Porenwasserdruckverhältnisses r_u nach Skempton

Die Geschwindigkeit des Porenwasserdruckabbaus hängt vor allem von der Wasserdurchlässigkeit des Materials selber und der sogenannten Gebirgswasserdurchlässigkeit der Gesamtstruktur ab.

Solange negative Porenwasserdrücke vorhanden sind ($r_u < 0$), können sich Klüfte und Trennflächen nicht öffnen. Dieser Saug-Effekt hält das Material zusammen, und die Böschung ist standsicher. Die Standsicherheitsuntersuchungen können mit den Scherparametern im Anfangszustand (Bild 3) durchgeführt werden.

Entfestigung

Sobald die Porenwasserdrücke positiv werden ($r_u > 0$), beginnt eine Entfestigung des Bodens. Die Entfestigung ist mit einem langsamen Ausdehnen des Tones verbunden. Zusätzlich öffnen sich Risse, und Wasser dringt verstärkt in

die Bodenstruktur ein. Dadurch wird der Vorgang des Schwellens beschleunigt. Die Entfestigung beginnt an der Oberfläche und setzt sich mit der Zeit bis in größere Tiefen fort. Sie wird zusätzlich durch, z.B. Kriechen, verstärkt.

Der Entfestigungsprozeß dauert erfahrungsgemäß mehrere Jahrzehnte. Nach Untersuchungen von SMOLTCZYK (1985) bleibt der wirksame Winkel der inneren Reibung zunächst konstant, während die wirksame Kohäsion deutlich abnimmt. Das Endprodukt der Entfestigung ist im wesentlichen ein kohäsionsloser Ton, der sich wie ein normalkonsolidiertes Material verhält (Bild 6).

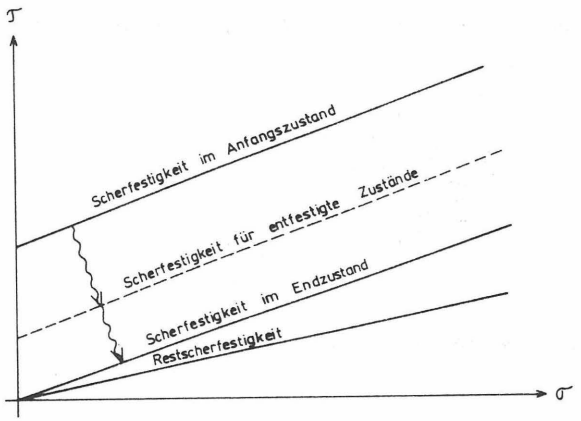


Bild 6 Abnahme der Scherfestigkeit durch Entfestigung

Gleitzustände – Progressiver Bruch

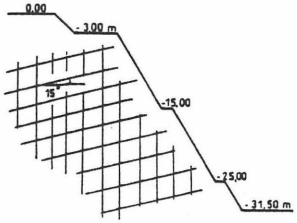
Bei sprödem Scherverformungsverhalten kann ein progressives Versagen auftreten. In dem hochvorbelasteten Ton treten Verformungen bzw. Dehnungen nicht gleichmäßig auf. Sie konzentrieren sich entlang geologisch vorgegebenen Schwächezonen und Trennfugen. Durch die großen Verformungen in den Trennfugen wird in diesen Bereichen der Spitzenwert der Scherfestigkeit über-

schritten, und es steht lokal nur die Restscherfestigkeit zur Verfügung. Das örtliche Versagen führt dann zu einer Überbeanspruchung anderer Bereiche und letztendlich zum Versagen der Gesamtstruktur (CHOWDHURY, 1978).

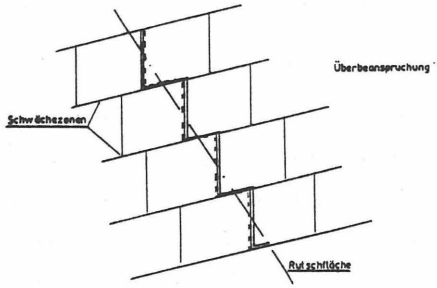
5 Art der Bruchkörper und Berechnungsansatz

Bruchflächen

Feldbeobachtungen haben gezeigt, daß sich in hochvorbelasteten Tonböden kreisförmige oder gekrümmte Rutschflächen nur selten ausbilden. Die Bruchfugen verlaufen entlang der Trennflächen. Das System versagt in Form von Block-Gleitmechanismen.



a) Verlauf der Trennflächen bei der Südböschung im Polder Ost



b) Ausbildung der Rutschfläche

Bild 7 Der Verlauf der Klüftung und Ausbildung einer Rutschfläche

Die Bruchflächen verlaufen zunächst treppenförmig in den Trennflächen, während der Ton in den jeweiligen Blöcken seine Struktur behält (Bild 7). In den vertikalen Klüften werden die übertragbare Scherfestigkeit überschritten und die horizontalen "Aufstandflächen" der Gleitkörper überbeansprucht. Dies führt zum Bruch und zur Ausbildung nahezu ebener, aus mehreren Teilflächen zusammengesetzter, Bruch- bzw. Rutschflächen. Die Lage und die Neigung der Rutschflächen sind im mechanischen Sinne arbiträr, sie werden durch die geologische Struktur bestimmt.

Block-Gleit-Verfahren

Aufgrund der festgestellten Struktur des anstehenden Tones wurde zur Berechnung der Standsicherheit ein Blockgleitverfahren verwendet (KÉZDI, 1970). Die gegebenen geologischen Randbedingungen wurden durch die Annahme von Rutschkörpern aus zwei Elementen berücksichtigt wobei die Erfahrungen der Rutschungen im Polder Ost mit herangezogen wurden.

In der derzeit noch gültigen Fassung der DIN 4084 ist für solche Bruchmechanismen kein erforderlicher Sicherheitsbeiwert definiert. Es wurde ein Sicherheitsbeiwert von $\eta = 1{,}3$ gefordert.

Die auf einen Teilkörper wirkenden Kräfte und das Nachweiskonzept sind in Bild 8 dargestellt. Unter Berücksichtigung eines angenommenen Sicherheitsbeiwertes η kann der für dieses Sicherheitsniveau in Anspruch genommene Materialwiderstand, ausgedrückt durch die Scherparameter φ_a und c_a, bestimmt werden. Das Gewicht G ist bekannt. Die Wasserdrücke (W_l, W_r) ergeben sich aus der Annahme des wirkenden Porenwasserdrucks. Für die Richtung des Erddrucks (E) wird der Mittelwert aus der Neigung der Gleitflächen und der Böschungsneigung angenommen.

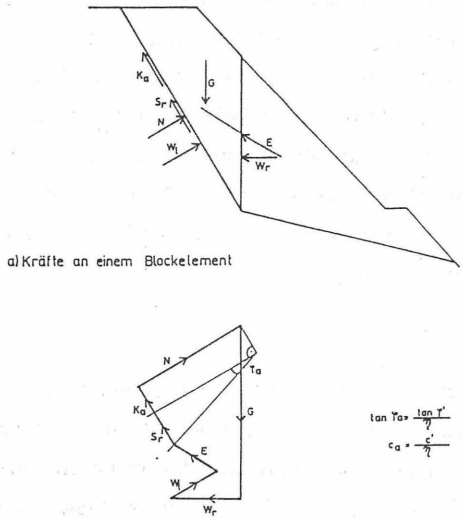


Bild 8 Block-Gleit-Verfahren zur Untersuchung der Standsicherheit

6 Berechnungsergebnisse

Die Berechnungen wurden für verschiedene Verfüllzustände der Grube durchgeführt. Die Höhe der Böschungen ist eine Funktion des jeweiligen Verfüllzustandes und damit eine Funktion der Zeit.

Die Standsicherheitsnachweise wurden jeweils für den Zeitpunkt t = 0 Jahre, t =7 Jahre und t = 14 Jahre durchgeführt. Über die Größe des tatsächlichen Porenwasserunterdrucks und des zeitlichen Abbaus des Porenwasserunterdrucks liegen keine abgesicherten Angaben vor, dementsprechend wurde auf Erfahrungswerte aus der Literatur zurückgegriffen (Bild 5). Diese Annahme ist im Zuge der Bauausführung fortlaufend zu prüfen.

Die sich aus den Berechnungen ergebenden Böschungsneigungen sind in Bild 9 dargestellt.

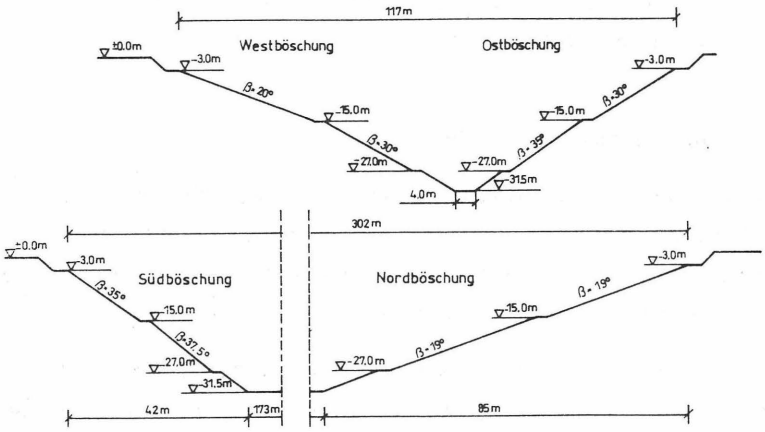


Bild 9 Standsichere Böschungsneigungen

7 Meßtechnische Überwachung

Das Verformungsverhalten und die Entwicklung der Porenwasserdrücke beeinflussen die Standsicherheit der Böschungen maßgeblich.

Für den Abbau des Porenwasserunterdrucks wurden anhand von Literaturangaben Annahmen getroffen. Bereits geringe Abweichungen beeinflussen die rechnerische Standsicherheit erheblich.

Um die tatsächlich wirkenden Porenwasserdrücke zu erfassen und die Prognose der Langzeitstandsicherheit zu verifizieren und ggfs. anzupassen, werden Porenwasserdruckmessungen durchgeführt. Gleichzeitig erfolgen Verfor-

mungsmessungen, um die Verformungsabhängigkeit des Porenwasserdruckabbaus zu prüfen.

Ferner wird durch das Meßprogramm eine ständige in situ Kontrolle der tatsächlichen Standsicherheit gewährleistet.

Installation der Meßinstrumente

Zur **Messung der Porenwasserdrücke** wurden Meßgeber in Bohrlöchern noch vor dem Aushub der Grube installiert. Wegen der besonderen Anforderungen (langfristige Nullpunktstabilität, negative Porenwasserdrücke) wurde ein System mit schwingender Saite gewählt.

Das Wasser drückt auf eine Membran, an der eine Meßsaite befestigt ist (Bild 10). Aufgrund der Durchbiegung der Membran ändert sich die Länge der Saite und damit ihre Eigenfrequenz. Die Änderung der Eigenfrequenz ist direkt proportional zum wirkenden Wasserdruck.

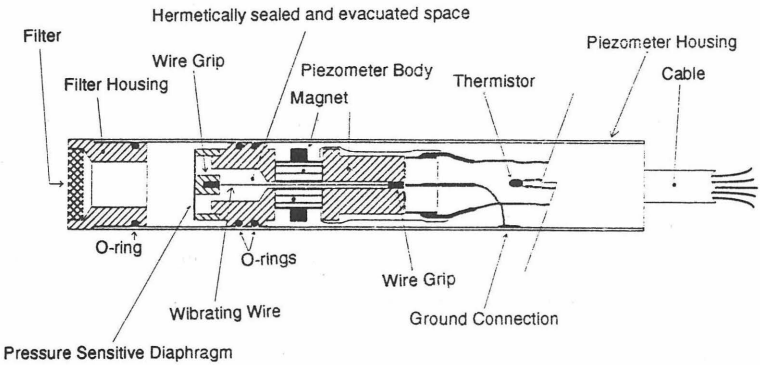


Bild 10 Porenwasserdruckgeber mit schwingender Saite

Die Herstellerfirma Scanrock GmbH, Celle, hat für die Messungen Spezialzellen gefertigt, mit denen die Messung von Porenwasserdrücken entsprechend

der zu erwartenden Größe zwischen $p = -100\ kN/m^2$ und $p = +350\ kN/m^2$ möglich ist.

Es wurden Meßköpfe in der Süd- und in der Westböschung jeweils in drei unterschiedlichen Tiefen eingebaut. Da aus baubetrieblichen Gründen die Grube während der Aushubarbeiten frei gehalten werden muß, wurden die Meßköpfe teilweise in 40 m tiefen Schrägbohrungen installiert.

Wegen des erforderlichen engen Kontaktes zwischen Boden und Meßkopf wurden die Bohrungen mit dem großen Durchmesser (ø 150 mm) vor dem Erreichen der Solltiefe abgebrochen und der letzte Bohrmeter mit einem kleinen Durchmesser (ø 36 mm) fortgesetzt.

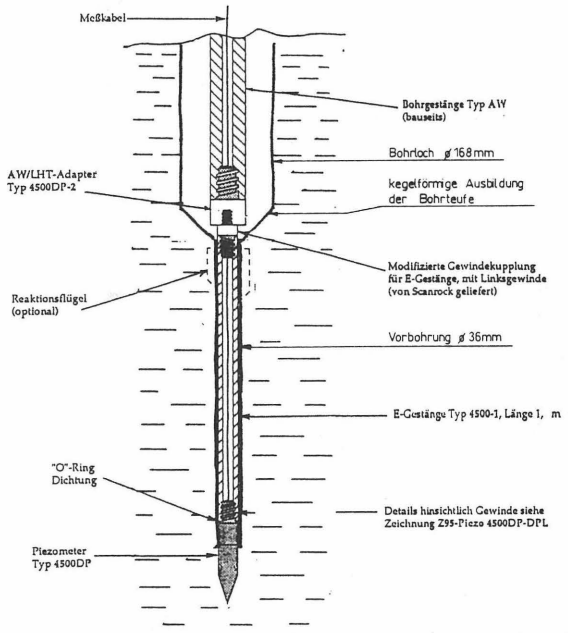


Bild 11 Einbau des Piezometers in Bohrloch

Danach wurde der Meßkopf (ø 35 mm) in das kleine Bohrloch eingeschoben und anschließend das Bohrloch ø 150 mm abgedichtet (Bild 11). Alle Meßköpfe konnten planmäßig eingesetzt werden.

Die horizontalen Verformungen der Böschung werden durch **Inklinometer** gemessen. Dafür wurden in der Südböschung drei und in der Westböschung zwei Meßkanäle eingebaut (Bild 12).

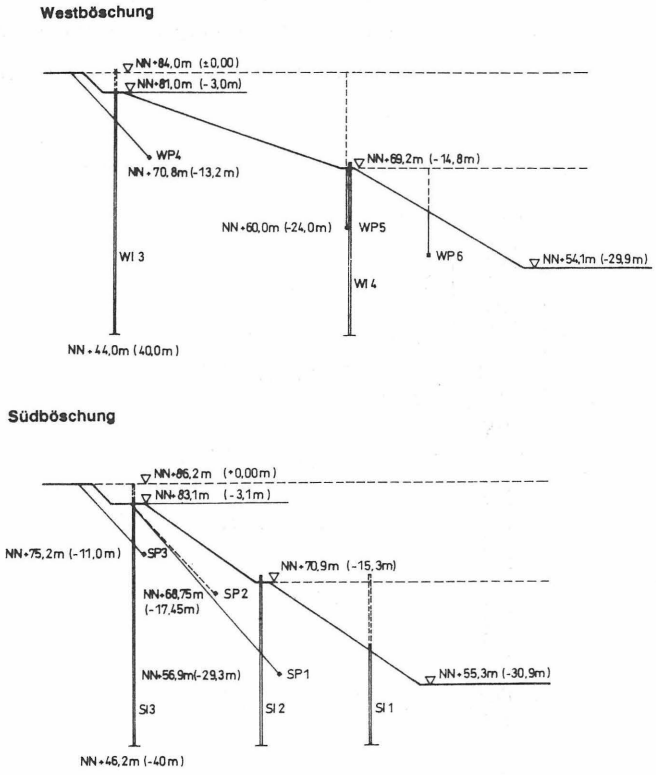


Bild 12 Anordnung der Meßstellen in der Baugrube

Um die Verformungen in den verschiedenen Böschungspunkten messen zu können, wurden die Meßrohre vor Beginn der Aushubarbeiten installiert und während des Bodenaushubs abgeschnitten. Das gewählte Meßsystem ermöglicht eine sehr gute Reproduzierbarkeit der Messergebnisse. Bei Wiederholungsmessungen mit einer Länge der Meßkanäle von 40 m wurden zwischen den einzelnen Messungen nur Abweichungen kleiner 0,5 mm festgestellt.

Die vertikalen Verformungen werden durch Nivellierung von Fixpunkten bestimmt.

Erste Meßergebnisse und Ausblick

Mit den Aushubarbeiten wurde im August 1995 begonnen. In Bild 13 sind beispielhaft die ersten vorliegenden Porenwasserdruckmessungen der Meßstelle SP 2 dargestellt. Es sind die Aushubzustände bzw. die jeweilige Überdeckung des Meßpunktes (Bild 13a), der Verlauf des Porenwasserdrucks (Bild 13b) und das Porenwasserdruckverhältnis r_u (Bild 13c) aufgetragen.

Zwei Phasen lassen sich dabei erkennen. In der 1. Phase, bis Mitte Oktober, erfolgte der Aushub nur oberhalb des Meßpunktes, eine Entspannung war nicht möglich. Die Linie der Überdeckung und des Porenwasserdrucks verlaufen parallel zueinander, der Porenwasserdruckindex war nahezu konstant bei einem Wert von $r_u = + 0{,}4$.

In der 2. Phase erfolgte der Bodenaushub teilweise auch seitlich des Meßpunktes SP2. Dadurch war eine Entspannung des Bodens möglich. Die Abnahme des Porendrucks wurde beschleunigt und es traten negative Porenwasserdrücke auf. Das Druckverhältnis r_u hat negative Werte angenommen.

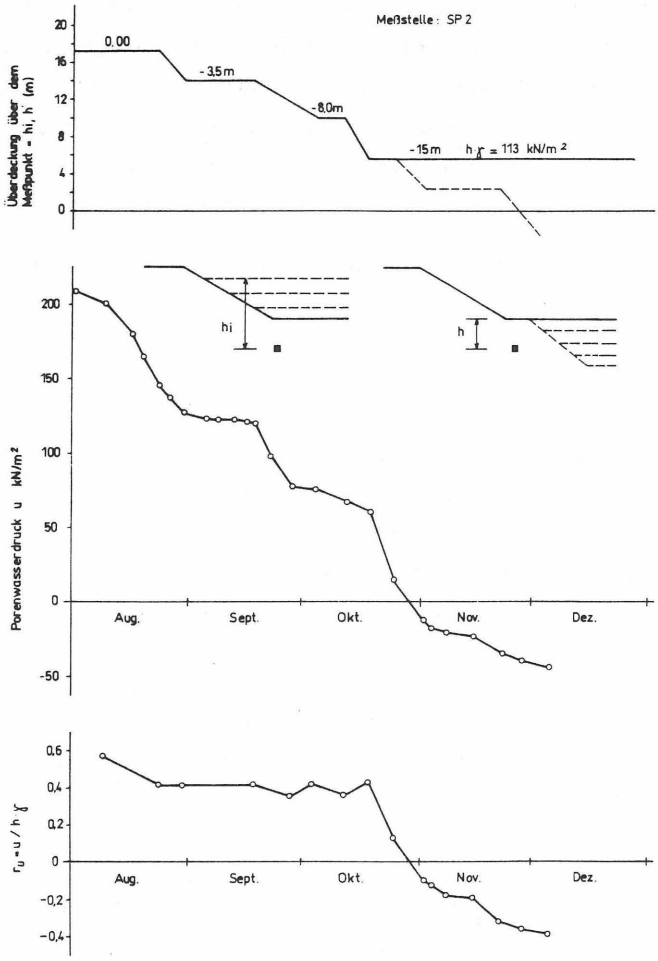


Bild 13 Meßergebnisse der Meßstelle SP 2

Die Inklinometermessungen zeigten bislang nur kleinere Verformungen im oberen Böschungsbereich.

Die ersten Meßergebnisse bestätigen die Annahmen zu Art und Größe der Porenwasserdrücke. Es wurde ebenfalls bestätigt, daß infolge der Porenwasserdruckverhältnisse (Unterdruck) nur geringe Verformungen auftreten.

Eine abschließende Bewertung mit den entsprechenden Schlußfolgerungen ist erst nach des Vorlage weitere Meßergebnisse möglich.

Die Standsicherheitsuntersuchungen sind fortlaufend an die tatsächlich gemessenen Porenwasserdrücke anzupassen und die Prognose der Langzeitstandsicherheit anhand der Meßwerte zu aktualisieren.

7 Zusammenfassung

Im Rahmen der Erweiterung der Sonderabfalldeponie Hoheneggelsen wird eine rd. 32 m tiefe, geböschte Grube in hoch-vorbelastetem Ton der Unterkreide ausgehoben.

Für die Böschungen sind Untersuchungen zur Langzeitstandsicherheit erforderlich, da eine Betriebszeit von rd. 10 bis 15 Jahren vorgesehen ist.

Die Langzeitstandsicherheit wird im wesentlichen durch die im Zuge des Aushubs auftretenden Porenwasserunterdrücke und deren zeitlichen Abbau beeinflußt. Gleichzeitig sind Entfestigungseffekte zu erwarten, diese sind bereits bei einem teilweisen Abbau der Porenwasserunterdrücke zu berücksichtigen.

Die Aushubentlastung kann zu großen Verformungen in den Trennfugen und damit zu progressiven Brüchen der Gesamtstruktur führen.

Zur Durchführung der Standsicherheitsuntersuchungen mußten Annahmen zu den Versagensmechanismen sowie der Art und der Größe des Porenwasserunterdrucks erfolgen.
Diese Annahmen werden baubegleitend durch Porenwasserdruck- und Inklinometermessungen geprüft.

Die ersten Meßergebnisse bestätigen die zu erwartenden Porenwasserunterdrücke und zeigen, daß infolge der Unterdrücke im Anfangsstadium nur geringe Verformungen auftreten.

Literatur

BISHOP, A. W. / BJERRUM, L. (1960): The relevance of the triaxial test to the solutin of stability problems. Proc. Res. conf. Shear Strength Cohesive Soils, ASCE, Boulder, Colorado

KÉZDI, Á. (1970): Handbuch der Bodenmechanik, Akadémiai Kiadó, Budapest

OLSON, R. E. (1974): Shearing Strength of Kaolinite, Illite and Montmorillonite, Journal of the Geotechnical Div., A.S.C.E. Vol. 100. No. GT 11, pp. 1215 - 1229

CHOWDHURY, R.N. (1978): Slope analysis, Elsevier, New York

SMOLTCZYK, U. et al. (1985): Determination of the shear strength of partially decomposed mudstone,
Proc. 11th ICSMFE San Francisco, 2, pp. 1055-1059

MORGENSTERN, N.R. (1990): Instabilitätsmechanismen bei veränderlich festen Gesteinen, Geotechnik 13, S. 123 - 129

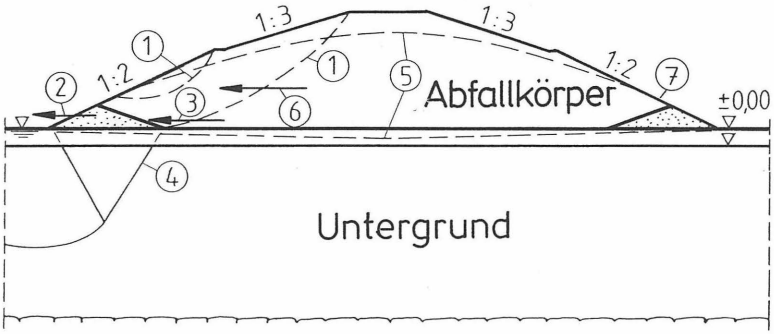
Verbesserung der Standsicherheit im Deponiebau mit Geokunststoffen

Prof. Dr.-Ing. H. Düllmann, Geotechnisches Büro, Aachen

1. Einleitung

Der Nachweis ausreichender Standsicherheit ist eine Grundvoraussetzung für eine langfristig sichere Deponie. In letzter Zeit verstärkt auftretende Schadensfälle lassen jedoch den Schluß zu, daß zunehmend gegen die Prinzipien und Methoden für den Nachweis der Standsicherheit von Deponien verstoßen wird und die Planungen zu häufig von ökonomischen Kriterien dominiert werden. Ziel sollte aber sein, unter Berücksichtigung materialspezifischer Gegebenheiten die Geometrie so festzulegen, daß eine ausreichende Sicherheit gegenüber den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchsfähigkeit nachgewiesen werden kann. Die Standsicherheitsnachweise gehören damit zum Gesamtsicherheitskonzept des Deponieentwurfs. Maßnahmen zur Optimierung der Bauverfahrenstechnik und Qualitätssicherung bei Herstellung der Dichtungssysteme erfüllen ihren Zweck nur dann, wenn auch die Sicherheit im erdstatischen Sinn für das Gesamtsystem und alle Einzelelemente gewährleistet ist. Für Deponiebauwerke sind vor allem folgende Gefährdungen der Standsicherheit (Abb. 1) für alle maßgebenden Bauzustände und für den Endzustand nachzuweisen.

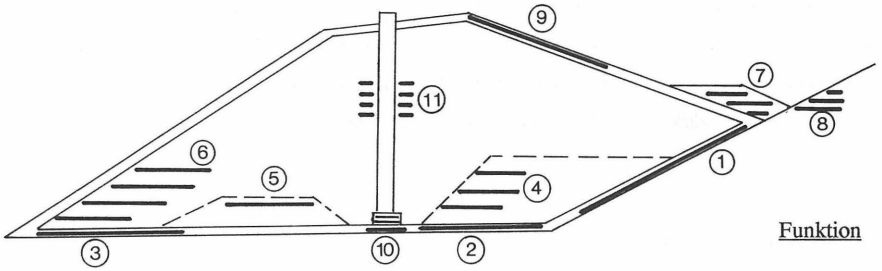
Beim Bau und Betrieb von Abfalldeponien können jedoch Zustände auftreten, die den Einsatz von Bewehrungslagen aus Geokunststoffen erforderlich machen oder diese zumindest als eine wirtschaftliche und technische Alternative zu anderen Maßnahmen erscheinen lassen. Dabei ist zwischen Bewehrungen mit zeitlich begrenzter und solchen mit zeitlich unbegrenzter Funktion zu unterscheiden.



① Innerer und äußerer Böschungsbruch
② Gleiten des Stützdammes
③ Spreizspannungen in der Böschungssohle
④ Grundbruch
⑤ Oberflächen- und Untergrundsetzung
⑥ Gleiten des Abfallkörpers
⑦ Gleiten des Abdichtungssystems

Abb. 1: Groblayout einer Deponie und notwendige Standsicherheitsberechnungen (nach GDA-Empfehlungen)

Typische Einsatzmöglichkeiten für Bewehrungslagen aus Geokunststoffprodukten sind von SCHEU (1996) in Abb. 2 skizziert worden.



		Funktion
①	Bewehrung zur Sicherung der Entwässerungsschicht im Bauzustand	temporär
②	Bewehrung zum Schutz der KDB gegen Zugbeanspruchung aus Spreizkräften	temporär
③	Bewehrung zum Schutz der KDB gegen Zugbeanspruchung aus Spreizkräften	permanent
④	Sicherung von Böschungen des Abfallkörpers während des Betriebes	temporär
⑤	Bewehrung von Betriebs- oder Baustellenstraßen	temporär
⑥	Sicherung der Böschungen des Abfallkörpers	permanent
⑦	oder von Stützdämmen am Fuß des Abfallkörpers	permanent
⑧	Böschungs- und Hangsicherung im Umfeld der Deponie	temporär oder permanent
⑨	Sicherung des Oberflächenabdichtungssystemes an steilen Böschungen	permanent
⑩	Bewehrung einer Bauwerks- (z.B. Schacht) gründung	temporär oder permanent
⑪	Bewehrung zur Reduzierung und Vergleichmäßigung der Einwirkung auf Schächte	temporär oder permanent

Abb. 2: Anwendung von Geokunststoff-Bewehrungslagen im Deponiebau; nach SCHEU (1996)

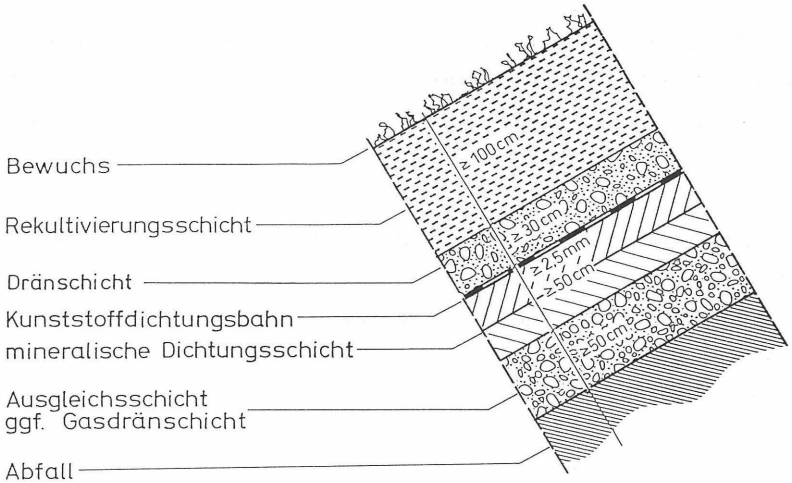
In diesem Zusammenhang ist jedoch kritisch anzumerken, daß ungenügende Informationen über Art und Zusammensetzung des Untergrundes oder einzelner Systemkomponenten sowie die Mißachtung von Entwurfsgrundsätzen oder der Bodenmechanik sich nicht beliebig durch zusätzliche oder stärkere Geokunststoffe ausgleichen lassen.

2. Abdichtungssysteme

Stand der Technik sowohl für Oberflächen- als auch Basisabdichtungssysteme ist eine Kombinationsdichtung, bestehend aus einer mineralischen Dichtungsschicht mit direkt aufliegender Kunststoffdichtungsbahn. Die einzelnen Elemente des Abdichtungssystems sind in Abbildung 3 schematisch dargestellt.

Die Regelwerke lassen alternativ gleichwertige andere, i.d.R. aber ebenfalls aus mehreren Komponenten bestehende Abdichtungssysteme zu. Es ist jedoch festzuhalten, daß zumindest Basisabdichtungssysteme der Deponieklasse II sowie Oberflächen- und Basisabdichtungen von Sonderabfalldeponien bis auf weiteres als wesentliches Element Kunststoffdichtungsbahnen enthalten, die nach den derzeit gültigen Entwurfsgrundsätzen nicht planmäßig auf Zug beansprucht werden dürfen. Können Zugspannungen aufgrund geometrischer, materialspezifischer oder sonstiger Randbedingungen nicht vermieden werden, müssen diese von speziellen Bewehrungslagen aufgenommen werden. Diese von Bewehrungslagen aufzunehmenden Kräfte sind aus Gleit- und/oder Spreizsicherheitsnachweisen abzuleiten, die nachfolgend näher beschrieben werden.

Oberflächenabdichtungssystem



Basisabdichtungssystem

(Grubenböschung)

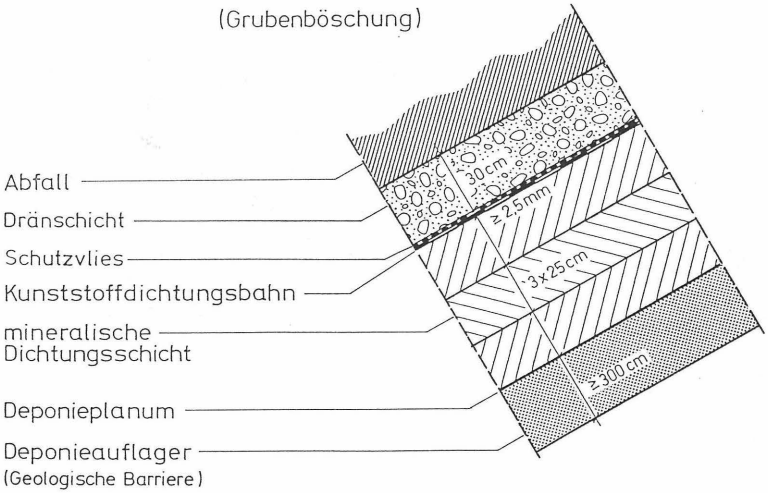


Abb. 3: Schematische Darstellung eines Oberflächen- und Basisabdichtungssystems nach den Anforderungen der TA Siedlungsabfall

2.1 Gleitsicherheitsnachweis, Sicherheitsdefinition

Beim Nachweis der Gleitsicherheit ist zu zeigen, daß die böschungsparallel nach unten gerichteten Kräfte in jeder Gleitfuge innerhalb und zwischen den einzelnen Elementen des Abdichtungssystems aufgenommen und schließlich in die standsichere Böschung abgeleitet werden können.

Der Nachweis ist für jedes Dichtungselement und jede Berührungsebene zu führen (siehe Abb. 4). Die aufnehmbaren Schubkräfte sind i.w. von den Scherparametern (φ', c' bzw φ_u, c_u) der einzelnen Schichten bzw. von den Verbundparametern (δ', a') in den Schichtgrenzen abhängig.

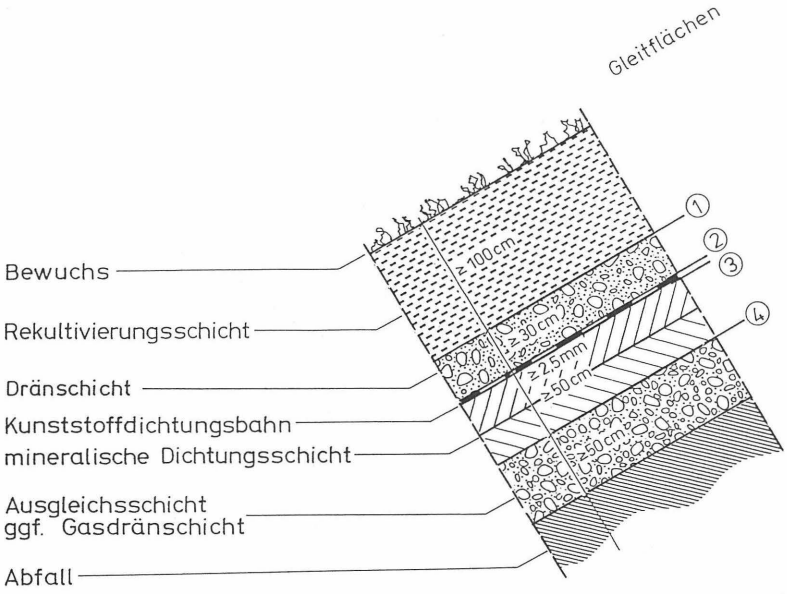


Abb. 4: Nachzuweisende Gleitflächen (Beispiel)

Bei dem Nachweis ist zu berücksichtigen, daß

- die Standsicherheit der Böschung selbst gewährleistet ist und
- die Kunststoffdichtungsbahn lediglich zur Übertragung von Schubspannungen und nicht zur planmäßigen Aufnahme von Zugspannungen herangezogen wird.

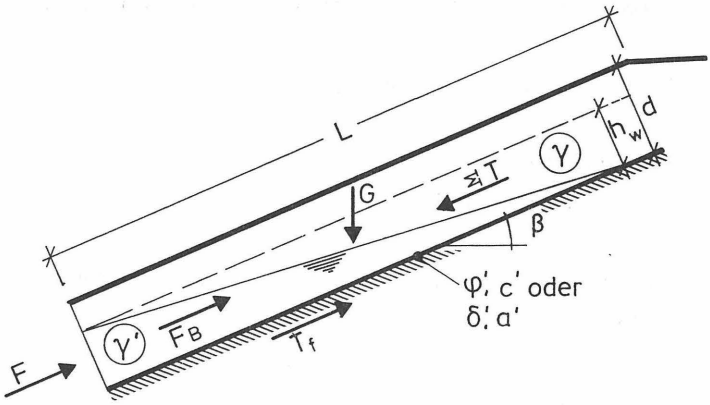


Abb. 5: Gleitsicherheitsnachweis für ein bewehrtes Abdichtungssystem endlicher Länge L

Die globale Sicherheit η einer Bodenschicht der Länge L und der Dicke d gegen Abgleiten ist wie folgt definiert (s.a. Abb. 5):

$$\eta = \frac{\sum \textit{haltende Kräfte}}{\sum \textit{treibende Kräfte}} \tag{1}$$

$$= \frac{T_f + F_B + F}{\sum T} \tag{2}$$

2.1.1 Haltende Kräfte

Reibungswiderstand T_f:

$$T_f = G \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi' + L \cdot c' \quad \text{bzw.}$$

$$G \cdot \cos \beta \cdot \tan \delta' + L \cdot a' \qquad (3)$$

Bei teilweise durchströmtem Böschungsquerschnitt ist für die Gewichtskraft G der Bodenschichten oberhalb der Kunststoffdichtungsbahn der Auftrieb zu berücksichtigen:

$$G = (\gamma \cdot (d - 0{,}5 \cdot h_w) + \gamma' \cdot 0{,}5\, h_w) \cdot L \qquad (4)$$

mit:

γ = Feuchtwichte [kN/m³]

γ' = Wichte unter Auftrieb [kN/m³]

Für Gleitflächen unter der Kunststoffdichtungsbahn ist dagegen γ' durch γ_r (Wichte des gesättigten Bodens) zu ersetzen.

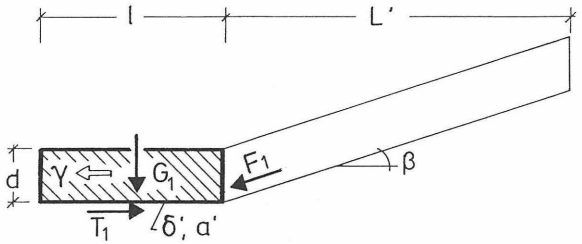
Erdwiderstandskräfte F:

Bei Ansatz einer "unendlich langen Böschung" nach LANG/HUDER (1982) kann ein Erddruck bzw. der stützende Erdwiderstand F auf die betrachtete Bodenscheibe vernachlässigt und die Berechnungslänge L auf die Elementlänge $\Delta x = 1$ m (s. DÜLLMANN/SEPPEL-FRICKE, 1993) reduziert werden. Bei unregelmäßigen oder kurzen Böschungen kann jedoch eine Stützkraft F in der Böschung oder am Böschungsfuß (s. Abb. 6) berücksichtigt werden.

Aktivierbare Zugkraft einer Bewehrung F_B:

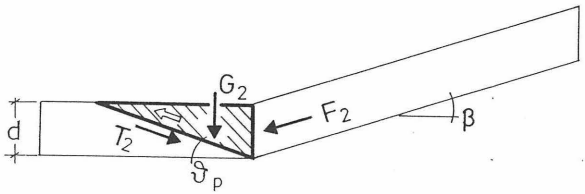
Bei nicht ausreichendem Sicherheitsniveau ($\eta < \eta_{erf}$) kann die Gleitsicherheit des Abdichtungssystems durch hochzugfeste Kunststoffelemente (Geogitter), die in der Dränschicht verlegt werden und zusätzliche Zugkräfte F_B aufnehmen, vergrößert werden.

1) Scherwiderstand in der Berme



$$F_1 = (\gamma \cdot d \cdot l \cdot \tan \delta' + a' \cdot l) \cdot \cos \beta$$

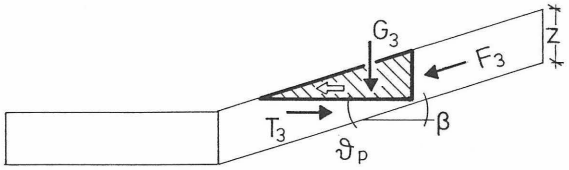
2) passiver Erddruck am Böschungsfuß



$$F_2 = \tfrac{1}{2} \cdot \gamma \cdot d^2 \cdot K_p \cdot \cos \beta$$

K_p = Erdwiderstandsbeiwert = f (φ')

3) passiver Erddruck in der Böschung



$$F_3 = \tfrac{1}{2} \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot K_p \cdot \cos \beta$$

Abb. 6: Aktivierung von Widerstandskräften F bei kurzen Böschungen

Für den Bemessungswert F_B der Zugkraft der Bewehrung sind mindestens folgende typische Lastfälle zu unterscheiden (SCHEU, 1996):

a) Bauzustand: Abdichtungssystem einschl. Entwässerungsschicht fertiggestellt, Belastung durch Baugeräte, Strömungskraft infolge Regen,

b) Basisabdichtung: Betriebszustand ohne Müllauflast, Abdichtungssystem einschl. Entwässerungsschicht fertiggestellt, Strömungskraft infolge Regen,

c) Oberflächenabdichtung: Endzustand mit Verkehrslast und Sickerströmungskraft unter Berücksichtigung der Speicherung und des Rückhalt der Bodenschichten oberhalb des Entwässerungssystems.

Kriechvorgänge, Beschädigungen bei Transport, Einbau und Verdichtung sowie spezielle Deponiebedingungen (Temperatur, Chemischer Angriff etc.) beeinflussen die Festigkeit von Geokunststoffen in nicht vernachlässigbarem Maße. Um den Bemessungswert F_B zu ermitteln, ist die Kurzzeitfestigkeit F_O durch Beiwerte A_i entsprechend abzumindern. Im allgemeinen Fall gilt unter Berücksichtigung einer Partialsicherheit γ:

$$F_B = F_O / (A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \gamma) \qquad (5)$$

mit:

A_1 = Beiwert zur Erfassung von Kriechen und Zeitstandfestigkeit.
Für Vorentwürfe und wenn keine Versuchsergebnisse vorliegen, können näherungsweise die in Tabelle 1 angegebenen Werte für A_1 verwendet werden.

Tabelle 1: Beiwerte A_1 für Kriechen

Rohstoff	A_1
Polyethlyen	4,0
Polypropylen	4,0
Polyamid	2,5
Polyester	2,5

A_2 = Beiwert für Beschädigung der Geokunststoffe beim Transport, beim Einbau und bei der Verdichtung. Für Vorentwürfe gelten die Werte der Tab. 2 in Abhängigkeit von Rohstoff und Bodengruppe (DIN 18196):

Tabelle 2: Beiwerte A_2 für Beschädigungen der Geokunststoffe beim Transport, beim Einbau und bei der Verdichtung

Rohstoff	**Bodengruppe nach DIN 18196 GE;GW;GI;GU;GT**	**Bodengruppe nach DIN 18196 SE;SW;SI;SU,ST**
Polyethylen	1,5	1,3
Polypropylen	1,5	1,3
Polyamid	1,7	1,5
Polyester	1,7	1,5

A_3 = Beiwert zur Berücksichtigung der Verarbeitung (Fugen oder Überlappung, Nähte, Anschlüsse)

A_3 = 1,0 bei Fehlen von Fugen, Überlappungen, Nähten etc.,

A_4 = Beiwert zur Erfassung von Umwelteinflüssen (Witterung, Chemikalien, Mikroorganismen, Tiere). Der Beiwert ist in Abhängigkeit von den örtlichen Bedingungen festzulegen; bei Fehlen von Umwelteinflüssen ist $A_4 = 1{,}0$ zu setzen,

γ = Partialsicherheitsbeiwert; üblicherweise gleich 1,75 gesetzt.

2.1.2 Treibende Kräfte Σ T

Die treibende Kraft T setzt sich aus nachfolgend beschriebenen Einzelkomponenten zusammen:

Gewichtskraft T_G:

$$T_G = G \cdot \sin \beta \tag{6}$$

Strömungskraft T_S:

$$T_S = 0{,}5 \cdot \gamma_w \cdot i \cdot h_w \cdot L \tag{7}$$

mit:

γ_w = Wichte des Wassers

i = hydraulischer Gradient = sin β

β = Böschungsneigung gegenüber der Waagerechten

h_w = Überstauhöhe (s. Abb. 7) am Böschungsfuß

= $r_{T,n} \cdot L' \cdot (1-\psi) / k \cdot \sin \beta$ bzw.

$r_{T,n} \cdot L \cdot \cos \beta \, (1-\psi) / k \cdot \sin \beta$

$r_{T,n}$ = Bemessungsregenspende,

T = maßgebende Regendauer (z.B. T = 15 min)

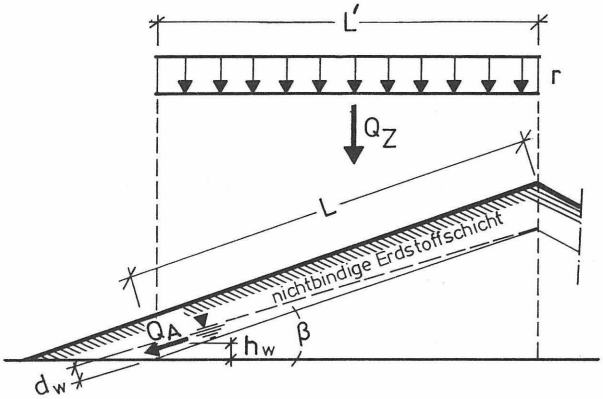
n = Überschreitung pro Jahr (z.B. n = 2)

ψ = Abflußbeiwert, meist = o gesetzt

L = Beregnete Böschungslänge

L' = Beregnete Böschungslänge (horizontale Projektion) = $L \cdot \cos \beta$

K = Durchlässigkeitsbeiwert der Dränschicht, $\geq 1 \cdot 10^{-3}$ m/s



Ermittlung der maßgebenden Wassereinstauhöhe h_w:

zuströmende Wassermenge für 1 m Böschungsbreite:

$$Q_Z = r_{T,n} \cdot L' \cdot (1 - \psi)$$

abströmende Wassermenge für 1 m Böschungsbreite:

$$Q_A = k \cdot i \cdot A = k \cdot \sin \beta \cdot h_w \cdot \cos \beta$$

$$\Rightarrow \quad h_w = r_{T,n} \cdot L' \cdot (1 - \psi) / k \cdot \tan \beta$$

$$d_w = r_{T,n} \cdot L' \cdot 1 - \psi) / k \cdot \sin \beta$$

Abb. 7: Berechnung der Einstauhöhe h_w infolge eines Bemessungsregens $r_{T,n}$

Zusatzlasten aus Bau- oder Betriebsgeräten,
Verkehrslasten T_P:

$$T_P = P \cdot \sin \beta \tag{9}$$

mit:

P = Bemessungswert der Vertikallast

2.1.3 Sicherheiten η_{erf}

Nach DIN 4084 sind für die Lastfälle 1-3 (nach DIN 1054) die in Tabelle 3 zusammengestellten Werte nachzuweisen. Wird keine Kohäsion/Adhäsion in Ansatz gebracht, gelten die Werte der Spalte 3.

Tabelle 3: Sicherheiten η_{erf} nach DIN 4084 und Lastfälle nach DIN 1054

Lastfall	η	η_r	η_r/η_c
1	2	3	4
1	1,4	1,3	0,75
2	1,3	1,2	
3	1,2	1,1	

2.2 Sicherheit gegen Spreizkräfte

2.2.1 Allgemeines

Bei den Standsicherheitsnachweisen müssen auch die Spreizkräfte an der Deponiebasis unter Böschungen (s.a. Abb. 1) des Deponiegutes berücksichtigt werden. Der Spreizwiderstand verhindert eine unzulässige Horizontalverschiebung des Schüttgutes, andererseits kann ein zu hoher Scherwiderstand oberhalb der Dichtungsbahn tiefer liegende Fugen überbeanspruchen und zu einer unzulässigen Zugbeanspruchung in der Dichtungsbahn führen. Die Größe der Spreizkräfte ist im einfachsten Fall allein abhängig von der Scherfestigkeit der Schüttung, dem Böschungswinkel der Schüttung und der Neigung der Aufstandsfläche. Im Rahmen der Standsicherheitsnachweise ist zu zeigen, daß der Scherwiderstand in allen Fugen größer ist als die um den Sicherheitsbeiwert erhöhte Spreizkraft. Der geringste Kontaktflächenwiderstand des Schichtpaketes begrenzt damit die zulässige Böschungsneigung der Müllschüttung. Stärkere Neigungen sind nur möglich, wenn der Spreizwiderstand durch flächenhaft angeordnete dehnsteife Elemente (z.B. Geogitter) erhöht wird.

2.2.2 Rechenansätze

Wenn die Schüttung (φ'_N) auf einer horizontalen Schicht geringer Scherfestigkeit (φ'_B) auflagert, ist der Druck der Schüttung auf seine Unterlage unter dem Winkel δ schräg gerichtet (Abb. 8). Der Größtwert von δ unter dem Böschungsfuß darf den Reibungswinkel φ''_B des unterlagernden Bodens B nicht unterschreiten (mit: $\tan \varphi''_B = \tan \varphi'_B / \eta\varphi$). Für $\delta_{max} = \varphi'_B$ ist gerade das Grenzgleichgewicht ($\eta = 1{,}0$) gegeben. Die Indizierung N und B wurde dabei willkürlich gewählt.

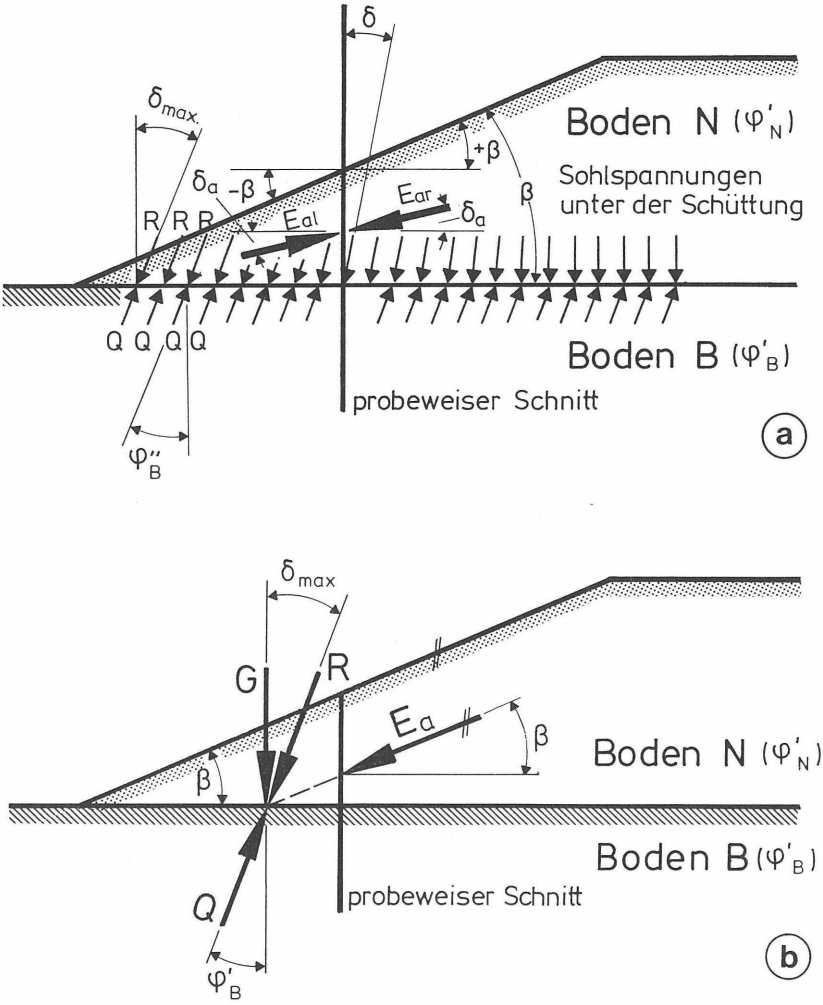


Abb. 8: Gleitsicherheit des Böschungsfußes einer Schüttung auf glatter Unterlage

a) Zunahme des Winkels δ zum Böschungsfuß hin

b) vereinfachter Ansatz

Der Winkel δ kann z.B. nach der Erddrucktheorie berechnet werden, indem man genauer für lotrechte Schnitte durch die Böschung mit der Engesser-Parabel die Neigung δ_a des Erddrucks E_a von rechts (steigende Böschungsoberfläche) und von links (fallende Geländeoberfläche) unter der Bedingung ermittelt, daß beide Drücke einander gleich sind (Abb. 8 a) oder näherungsweise das Gewicht des widerstehenden Böschungsteils (links) bestimmt und mit dem Erddruck zu einer Resultierenden R zusammensetzt (Abb. 8 b).

Im Falle einer horizontalen Aufstandsfläche kann nach RENDULIC (1938), BRENDLIN (1962) und BRAUNS (1979) der erforderliche Sohlreibungswinkel δ_{erf} (für $\eta = 1{,}0$) mit Formel (10) berechnet werden:

$$\tan\delta_{erf} = \frac{\sin\varphi'_N \cdot \sin\left[\arcsin\left(\frac{\sin\beta}{\sin\varphi'_N}\right) - \beta\right]}{1 + \sin\varphi'_N \cdot \cos\left[\arcsin\left(\frac{\sin\beta}{\sin\varphi'_N}\right) - \beta\right]} \qquad (10)$$

Die Sicherheitsdefinition lautet:

$$\eta = \frac{\tan\varphi'_B}{\tan\delta_{erf}} \qquad (11)$$

oder:

$$\eta = \frac{\tan\delta'}{\tan\delta_{erf}}$$

mit:

φ'_N	=	Reibungswinkel der Schüttung ($c' = 0$)
φ'_B	=	Reibungswinkel der Auflagerschicht ($c' = 0$)
δ'	=	Verbundreibungswinkel ($a' = 0$) (z.B. zwischen einem Geotextil und einer Dichtungsbahn)
η	=	vorhandene Sicherheit

Für den Fall einer geneigten Aufstandsfläche (ϵ = Winkel gegen die Horizontale) kann nach BRAUNS (1979) geschrieben werden:

$$\tan\delta_{erf} = \frac{\sin\varphi_N' \cdot \sin\left[\arcsin\left(\frac{\sin\beta}{\sin\varphi_N'}\right) - \beta + 2\varepsilon\right]}{1 + \sin\varphi_N' \cdot \cos\left[\arcsin\left(\frac{\sin\beta}{\sin\varphi_N'}\right) - \beta + 2\varepsilon\right]} \qquad (12)$$

Eine genaue Verteilung der Normal- und Scherspannungen längs der Gleitfuge erhält man durch Aufteilung des Gleitkörpers in Lamellen. Wenn man diese unendlich schmal macht, ergibt sich das Verfahren von RENDULIC. Hierbei wird die Richtung der an der Lamelle angreifenden inneren Erddruckkräfte unter den folgenden Voraussetzungen bestimmt:

1. Die Begrenzung der Lamellen ist lotrecht; $\alpha = 90°$.

2. Die Gleitfuge wird zunächst waagerecht angenommen: $\vartheta = 0$.

3. Zu beiden Seiten der Lamelle ist der Grenzwert des aktiven Erddrucks vorhanden, da beim Abrutschen die Lamellen auseinanderrücken.

4. Die Richtung δ der beiden Erddruckkräfte ist bei unendlich schmaler Lamelle die gleiche, aber entgegengesetzt.

Waagerechte Gleitfuge:

Bei $\vartheta = 0$ und $\alpha = 90°$ läßt sich δ mit Hilfe der Engesser-Parabel für den aktiven Erddruck einfach bestimmen. Man führt die Konstruktion für den linken Erddruck auf eine lotrechte Trennfläche (Abb. 9) durch. Die Richtung des Erddrucks wird so gewählt, daß die Größe beider Erddrücke dieselbe ist (Abb. 10). Es handelt sich links um den Erddruck für eine Böschungsneigung $-\beta$ und rechts für eine Böschungsneigung $+\beta$. Beide sind nur bei einem

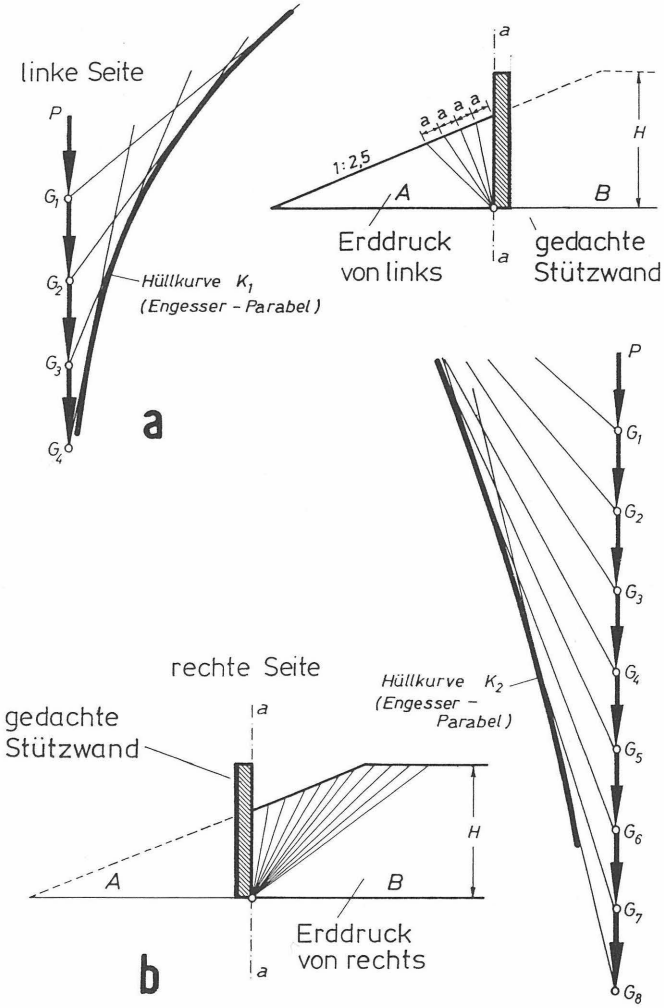


Abb. 9: Engesser-Parabel in einer Böschung

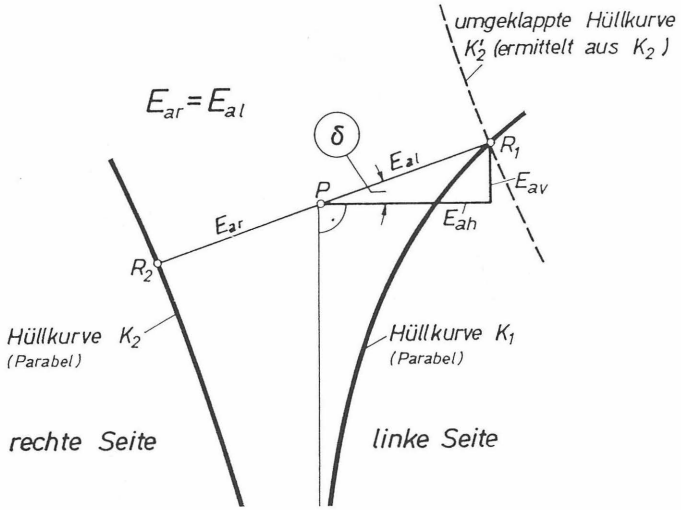


Abb. 10: Bestimmung der Erddruckneigung δ

Wandreibungswinkel δ einander gleich. Aus der Größe von E_a für das gefundene δ_a erhält man (Abb. 11):

$$E_{ah} = E_a \cdot \cos\delta \qquad \text{(Kurve 1)}$$

$$E_{av} = E_a \cdot \sin\delta_a \qquad \text{(Kurve 2)} \tag{13}$$

Wenn man durch Wiederholung des Verfahrens die Größe und Richtung der Schnittkräfte für den Bruchzustand (Auseinanderfließen der Böschung) auf diese Weise festgestellt hat, lassen sich die Gleichgewichtsbetrachtungen an einer Lamelle (Abb. 12) nach SCHULTZE (1969) die Schubspannungen und Normalspannungen längs der geraden Gleitfuge, z.B. längs der waagerechten Unterlage der Schüttung, wie folgt berechnen:

$$\tau_e = \frac{d\,E_{ah}}{d\,x} \qquad \textit{(Kurve 3)} \tag{14}$$

$$\sigma_e = \frac{d\,E_{ah}}{d\,x} + \gamma \cdot h \quad \textit{(Kurve 4)} \tag{15}$$

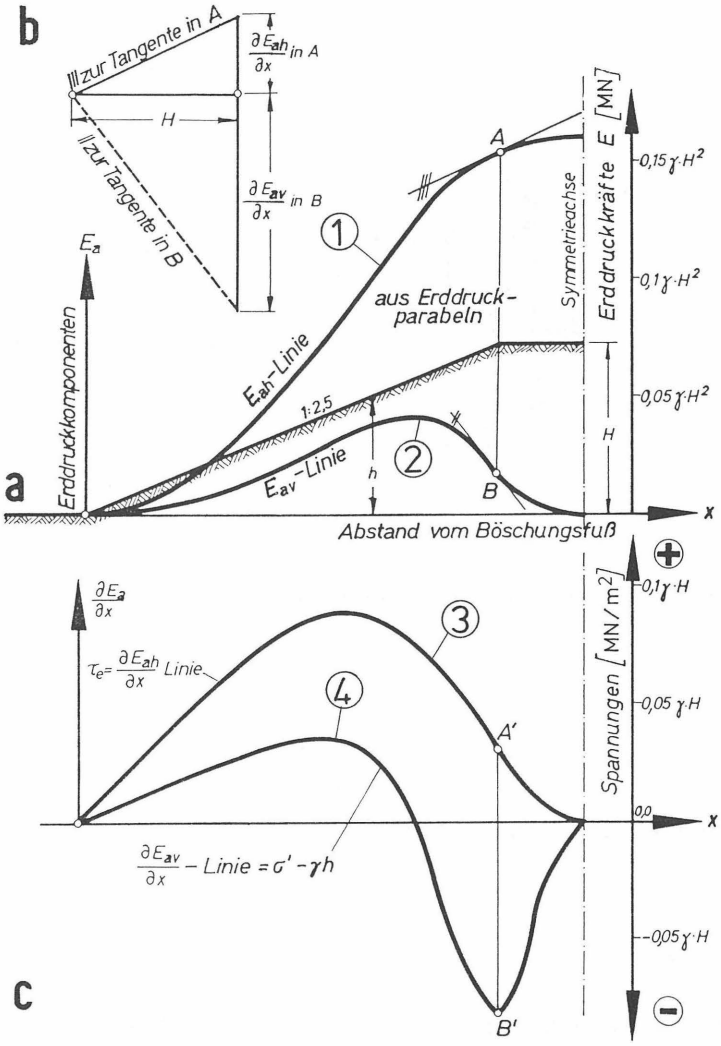


Abb. 11: Ableitung der Verteilung der Spannungen unter einem Damm

a) waagerechte (E_{ah}) und lotrechte Komponenten (E_{av}) des Erddrucks auf lotrechte Schnitte

b) Hilfskonstruktion zum Auffinden der Druckänderung längs der Sohlfuge

c) Normal- und Schubspannungen

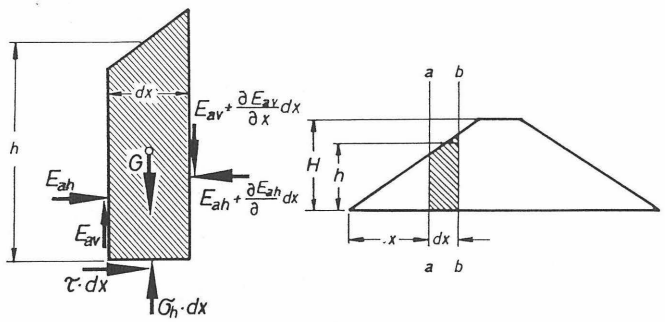


Abb. 12: Spannungsbild an einer Lamelle

Man ermittelt aus den Ergebnissen für die verschiedenen Schnitte die E_{av}- und die E_{ah} Linie (Abb. 11 a), aus ihren Tangenten die Differentialkurven dazu (Abb. 11 b) und dann nach obigen Gleichungen die Verteilung der Normal- und der Schubspannungen.

Schräge Gleitfugen:

Das vorstehende Verfahren ist auch auf geneigte Gleitfugen ($\vartheta \neq 0$, $\alpha = 90°$) anzuwenden (SCHWARZ 1963, SCHUBERT 1961, SCHORMANN 1972). Eine Anwendung zeigt Abb. 13 für den allgemeinen Fall einer Schüttung.

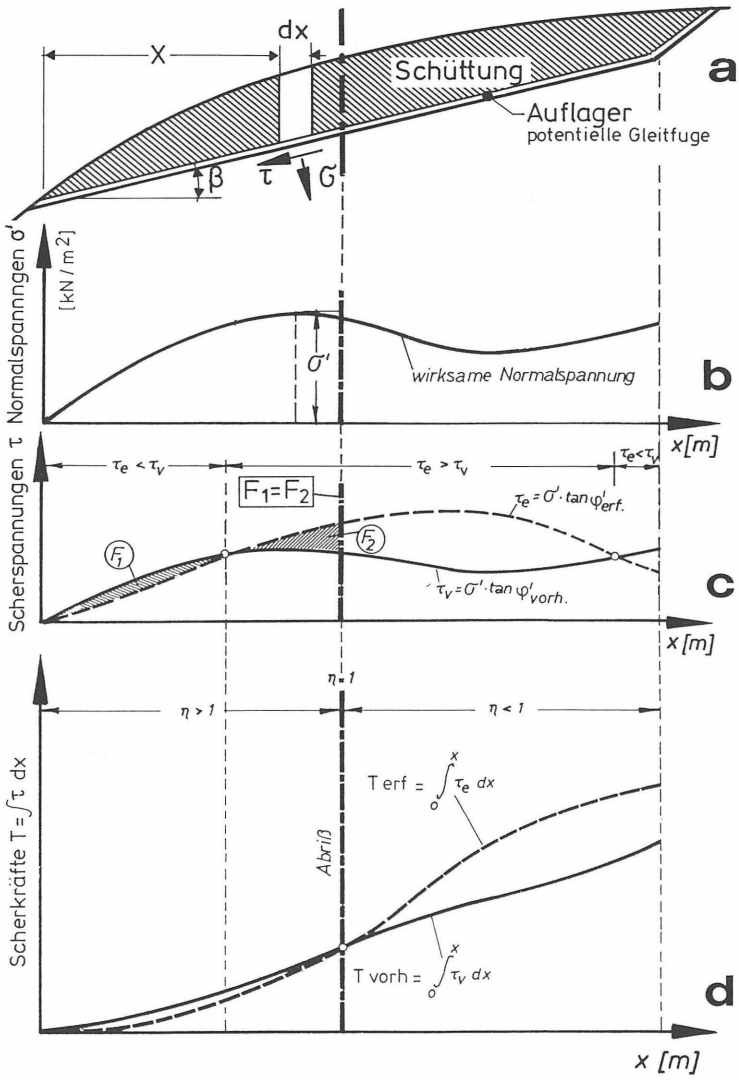


Abb. 13: Standsicherheit einer Schüttung auf geneigter Unterlage

a) Querschnitt

b) Spannungsverteilung in der Gleitfuge

c) erforderliche und vorhandene Reibungsbeiwerte (φ'_e, φ'_v)

d) Sicherheiten

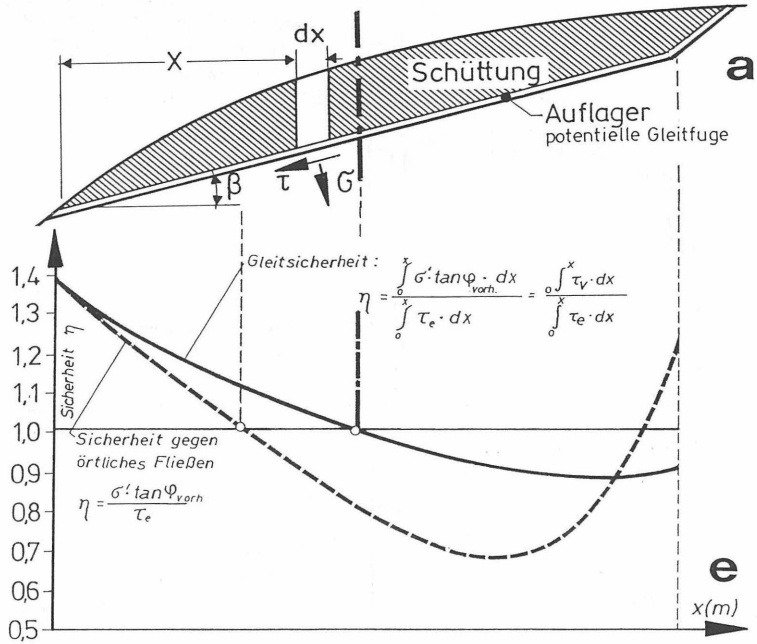


Abb. 13: Standsicherheit einer Schüttung auf geneigter Unterlage

(Fortsetzung)

a) Querschnitt

e) Summenlinien der Scherspannungen - Scherkärfte

2.2.3 Sicherheiten

Wenn die Verteilung der Normal- und Scherspannungen längs der potentiellen Gleitfuge bekannt ist, läßt sich die Sicherheit für folgende Fälle berechnen:

a) örtliches Fließen
Ab irgendeiner Stelle der Gleitfuge wird das zulässige Verhältnisse $\tau/\sigma = \tan \varphi'$ unterschritten

b) Gleiten
Vom Abrißpunkt an wird das zulässige Verhältnis der Resultierenden $T/N = \tan \varphi'$ unterschritten, mit:
T = Scherkraft vom unteren Ende der Gleitfuge bis zum Abrißpunkt
N = Normalkraft für den gleichen Abschnitt.

Da örtliches Fließen noch nicht zum Bruch führen muß, ist es richtiger das Kriterium nach b) anzuwenden. Hierbei werden die Spannungsflächen = Scherkräfte untereinander verglichen.

Im allgemeinen Fall erhält man die Sicherheit zu:

$$\eta = \frac{\int_0^x [\sigma - u) \tan \varphi' + c'] \, dx}{\int_0^x \cdot \tau_{erf} \cdot dx} = \frac{T_{vorh}}{T_{erf}} \qquad (16)$$

mit:

x = Entfernung des untersuchten lotrechten Schnitts vom Fuß der Gleitlinie
σ = totale Normalspannung ($\sigma' + u$)
u = Porenwasserdruck
σ' = wirksame Normalspannung

Derjenige Schnitt, bei dem die Gleitsicherheit $\eta = 1$ wird, ist die maßgebende Abrißfläche. Dort reißt die Böschung ein und ihr vorderer Teil gleitet ab (Abb. 13e).

Eine Böschung ist hinsichtlich des Spreizkriteriums standsicher, wenn kein Abrißpunkt vorliegt.

Bildet sich ein Abrißpunkt aus aufgrund nicht ausreichender Scherfestigkeit (φ', c' oder δ', a') oberhalb der Dichtungsbahn, bleibt die Dichtungsbahn selbst von der Instabilität unberührt, sie erfaßt ausschließlich die Schüttung und die oberen Komponenten des Dichtungssystems (Filterschicht, Schutzvlies). Dieser Fall unterscheidet sich nicht grundsätzlich von dem Gleitsicherheitsnachweis nach Abschnitt 2.1. Die Dichtungsbahn wird lediglich auf Schub beansprucht. Erst wenn sich ein Abriß ausbildet aufgrund nicht ausreichender Scherfestigkeit in einer potentiellen Gleitfuge unterhalb der Dichtungsbahn wird diese unzulässig auf Zug beansprucht.

Mögliche Maßnahmen zur Erhöhung der widerstehenden resultierenden Scherkraft ist der Einbau eines Geogitters, z.B. entsprechend Abb. 2 (② und ③).

Die Größe des erforderlichen Bemessungswertes F_B für eine Bewehrung mittels Geogitter läßt sich durch Erweiterung von Gl. (16) ableiten zu:

$$\eta = \frac{T_{vorh} + F_B}{T_{erf}} \tag{17}$$

bzw:

$$F_B = \eta_{erf} \cdot T_{erf} - T_{vorh} \tag{18}$$

Hinsichtlich der Ermittlung des Bemessungswertes gelten die Ausführungen zu Abschn. 2.1.1.

Die auf Zug beanspruchten Geokunststoffelemente müssen ausreichend sicher verankert werden. Dabei ist sowohl das Zugelement und die Übertragbarkeit der Normal- und Schub-

kräfte in die angrenzenden Erdstoffe als auch ein ausreichender Verankerungskörper nachzuweisen. Bemessungsvorschläge finden sich zu dieser Problematik u.a. bei ALEXIEW, 1994; BLÜMEL/BRUMMERMANN, 1995; DÜLLMANN/SEPPELFRICKE, 1993; SCHEU, 1996). Bei den Nachweisen muß auch die Abhängigkeit der aufnehmbaren Zug- und Schubkräfte von den Verformungen und Verschiebungen berücksichtigt werden.

3. Schlußbemerkungen

Korrekt, nach den bewährten Methoden der Erdstatik geführte Standsicherheitsnachweise sind Grundvoraussetzungen für eine Deponieplanung. Dabei sind alle maßgebenden Bauzustände und der Endzustand zu erfassen. Bei nicht in ausreichender Höhe nachweisbarer Sicherheit können Geogitter geeignete Bewehrungselemente darstellen. Vor ihrem Einsatz sollten jedoch alle anderen grundbautechnischen Möglichkeiten ausgeschöpft werden. Die Mißachtung von Grundsätzen des Entwurfs oder der Bodenmechanik lassen sich nicht beliebig durch Geokunststoffe kompensieren. Werden Geokunststoffe verwendet, ist das spezielle Verhalten der Geokunststoffe einzeln und im Verbund mit Erdstoffen besonders zu berücksichtigen.

Literatur:

ALEXIEW, D. (1994) - Bemessung geotextiler Bewehrungselemente für Dichtungssysteme auf geneigten Flächen. 10. Fachtagung "Die sichere Deponie", SKZ Würzburg,

BRAUNS, J. (1979) - Spreizsicherheit von Böschungen auf geneigtem Gelände. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik (IBF), Universität Karlsruhe,

BRENDLIN (1962) - Die Schubspannungsverteilung in der Sohlfuge von Dämmen und Böschungen. Veröff. Institut GB der Universität Karlsruhe,

BLÜMEL, W./BRUMMERMANN, K. (1995) - Standsicherheit von Dichtungssystemen - Grundlagen der Berechnung. 11. Fachtagung "Die sichere Deponie", SKZ Würzburg,

DÜLLMANN, H., SEPPELFRICKE, C. (1993) - Standsicherheitsnachweise für Deponie-Dichtungssysteme. 9. Fachtagung "Die sichere Deponie", SKZ Würzburg,

GDA-Empfehlungen des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponie und Altlasten". GDA, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag. W. Ernst & Sohn,

LANG, H.-J., HUDER J. (1982) - Bodenmechanik und Grundbau, Springer Verlag,

RENDULIC (1938) - Der Erddruck im Straßenbau und Brückenbau, Berlin,

SCHEU, C. (1996) - Verbesserung von Standsicherheiten durch den Einsatz von Geokunst stoffen in Deponien. Seminar Abfalldeponien, Haus der Technik, Wuppertal,

SCHORMANN, K.-H. (1972) - Ermittlung des erforderlichen Reibungswinkels der Unterlage einer Böschung bei geneigter Grenzfläche und strömendem Grundwasser für kohäsionslose Böden, Bauingenieur 47,

SCHUBERT (1961) -Beitrag zur Standsicherheit von Tagebaukippen im Lausitzer Braunkohlengebiet unter besonderer Berücksichtigung der Belastungsgeschwindigkeit. Wiss. Zeitschrift Hochschule für Bauwesen Cottbus 4,

SCHULTZE, E. (1969) - Grundbau, Lehrstuhl für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik (VGB) der TH Aachen,

SCHWARZ (1963) - Die Ermittlung der Spreizspannungen unter Dämmen mit geneigter Unterlage. Eine Erweiterung des Rendulicschen Verfahrens, Bautechnik 40.

Stand der Technik bei Setzungsberechnungen, Auswirkungen von Inhomogenitäten

Th. Schulz

Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig

1 Einleitung

2 Allgemeine Grundlagen zur Setzungsberechnung

2.1 Elastizitätstheorie

2.2 Erforderliche Parameter und daraus resultierende grundsätzliche Unsicherheiten

3 Sinn und Zweck von Setzungsberechnungen für Deponiebauwerke

3.1 Allgemeines

3.2 Unterschiede herkömmliches Ingenieurbauwerk - Abfalldeponie

3.3 Verformungen an der Deponieoberfläche

3.4 Setzungen an der Deponiebasis

4 Inhomogenitäten in den Baustoffen und im Untergrund

5 Berechnungsmöglichkeiten

6 Vergleichsberechnungen zur Feststellung beeinflussender Faktoren

6.1 Vorstellung des verwendeten EDV-Programmes (PEGASUS)

6.2 Beschreibung der Musterdeponie für Vergleichsberechnungen

6.3 Berechnungsbeispiele

6.3.1 Allgemeines zu variierten Randbedingungen

6.3.2 Kompressiblere Bodenschichten in verschiedenen Tiefen

6.3.3 Austausch der technischen Barriere durch ein weicheres Material, gröbere/feinere Diskretisierung der Kubatur

7 Bewertung der Ergebnisse / Schlußfolgerungen für die Praxis

8 Zusammenfassung

9 Literatur

1 Einleitung

Als „Setzung“ wird eine vertikale Bewegung einer Oberfläche oder eines Punktes im Inneren eines Materials infolge einer Kompression bezeichnet. Diese Kompression wird durch eine Spannungsänderung oder Spannungsumlagerung, wie sie z.B. durch ein Gebäude oder durch Aufschüttungen hervorgerufen werden, verursacht.
Bei Deponiebauwerken werden die Verformungen des Untergrundes unterhalb der Deponie häufig unterschätzt, obwohl sie das Barrieresystem in seiner Wirkung beeinflussen und sogar zu einem Versagen führen können.

Die Funktionsfähigkeit einer Abfalldeponie ist im großen Maße durch ein intaktes Deponiebasisabdichtungssystem bedingt. Zur Sicherstellung der Standsicherheit und zum Schutz der Umwelt wird für den Bau und den Betrieb von Deponiebauwerken u.a. gefordert, daß Mindestabstände zwischen der Deponiebasis und dem Grundwasserspiegel eingehalten werden, daß die Sickerwasserdrainagen durch ein ausreichendes Längs- und Quergefälle dauerhaft funktionstüchtig bleiben und daß die absoluten Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen nicht zu Schäden am Basisabdichtungssystem führen.

Um diesen Anforderungen zu genügen, werden Setzungsprognosen im Vorfeld der Baumaßnahme verlangt. Die Setzungsberechnungen für Deponien beruhen auf den Erfahrungen und Theorien des konventionellen Ingenieurbaus. Für die großflächigen und vergleichsweise hohen Lasten ist jedoch von besonderen Parametern und speziellen Anforderungen auszugehen, die zu einigen Modifikationen der Berechnungsansätze des herkömmlichen Grundbaus führen.

Die Setzungen werden entweder nach DIN 4019 mit Hilfe geschlossener Formeln, über lotrechte Bodenspannungen auf Grundlage der Spannungstheorie oder unter Zuhilfenahme der Methode der Finiten Elemente berechnet. Bei diesen Berechnungen müssen die Eingangsparameter z.T. im voraus abgeschätzt werden, so daß die Größenordnung der errechneten Setzungen und deren „Richtigkeit“ auf diesen Schätzungen beruhen. Treten im Untergrund zuvor nicht erkannte Inhomogenitäten auf oder werden beim Einbau des Barrieresystems aus baubetrieblichen oder sonstigen Gründen die Vorgaben nicht eingehalten, können gravierende Abweichungen zu den vorab berechneten Setzungsdaten entstehen.

Im folgenden werden zunächst einige wichtige Grundlagen für Setzungsberechnungen reflektiert, wobei auch deren spezifische Notwendigkeit für Deponiebauwerke näher erläutert wird. Es werden die Unterschiede zwischen den konventionellen Ansätzen der Setzungsberechnungen und den für Deponiebauwerke anzuwendenden Betrachtungen aufgezeigt. Dabei wird anhand von Rechenbeispielen der Einfluß von Inhomogenitäten auf die Genauigkeit der Setzungsprognosen demonstriert. Letztlich werden die in der Praxis zu erwartenden Auswirkungen von Berechnungsungenauigkeiten und Inhomogenitäten auf die Funktionsfähigkeit der Drainage zusammengestellt und Vorschläge zur Vorgehensweise abgegeben.

2 Allgemeine Grundlagen zur Setzungsberechnung

2.1 Elastizitätstheorie

Setzungen werden zum einen durch Formänderungen, zum anderen durch Volumenänderungen der Erdstoffe im Baugrund verursacht. Die ohne Volumenänderungen ablaufenden Formänderungen sind u.a. durch Scherspannungen an den betrachteten Bodenelementen bedingt. Die Volumenänderungen entstehen durch reine Kompression. Form- und Volumenänderungen sind demzufolge von den Stoffgesetzen des Bodens und dem betrachteten Spannungsbereich abhängig. Hierbei werden bei Setzungen rein elastische, elastoplastische oder rein plastische Anteile unterschieden.

Die Berechnungsansätze für die durch Auflasten bedingte Kompression im Baugrund beziehen sich auf die Spannungs-Dehnungsbeziehungen aus der Elastizitätstheorie, deren Grundlage der elastisch-isotrope Halbraum ist. Der elastisch-isotrope Halbraum weist folgende Eigenschaften[17] auf:

- der Halbraum ist homogen, der Elastzitätsmodul E und die Querdehnungszahl μ sind bei gleichbleibender Richtung in jedem Punkt des Halbraums gleich groß,
- der Halbraum ist isotrop, E und μ sind in jeder Richtung gleich groß,
- der Halbraum ist elastisch, das Hook'sche Gesetz gilt hier ohne Einschränkungen; es können auch Zugspannungen aufgenommen und einzelne Lastfälle überlagert werden,
- das Eigengewicht des Halbraumes wird bei der Ermittlung der Lastspannungen nicht berücksichtigt.

Ein natürlich anstehender Erdstoff entspricht aufgrund seiner Anisotropie und Heterogenität der Bodenmatrix jedoch nicht einem rein elastischem Medium. Vielmehr zeigen Erdstoffe im allgemeinen ein weitgehend elastoplastisches Verhalten.
Desweiteren spricht gegen den starren Gebrauch der Elastizitätstheorie, daß weder der Steifemodul noch die Querdehnungszahl über die gesamten betrachteten Bodenschichten und Lastbereiche von konstanter Größe sind.

2.2 Erforderliche Parameter und daraus resultierende grundsätzliche Unsicherheiten

Nach DIN 4019 Teil 1 müssen für Setzungsberechnungen folgende Unterlagen vorhanden sein:

- Angaben über Gründungstiefe, Abmessungen und Durchbildung des Bauwerkes,
- Werte und zeitlicher Verlauf der Belastungen der Gründungskörper, getrennt nach ständigen und kurzfristigen Lasten,
- Baugrundaufschlüsse und -darstellungen: zulässige Belastung des Baugrunds, Schichtenverlauf, Bodenkenngrößen,
- Angaben zum Spannungs-Verformungsverhalten von Böden: durch Auswertung von Setzungsbeobachtungen,
- Maßgebende Rechenwerte der Zusammendrückbarkeit des Bodens.
- Angaben zur Grenztiefe

Ebenso müssen Lastannahmen, Lastfälle und Sohlspannungen bekannt sein.

Wie aus den oben aufgeführten Punkten zu ersehen ist, sind zur Setzungsermittlung genaue Kenntnisse der Spannungsverteilung im Boden infolge der Auflast sowie die bodenmechanischen Kennziffern des Untergrundes erforderlich. Hierin liegen die Schwierigkeiten für Spannungs- bzw. Setzungsberechnungen. Die Angabe über die Größe der Lasten beruht bei Deponiekörpern auf Schätzungen. Weiterhin basieren die Unsicherheiten bei den Setzungsprognosen vor allem auf den ungenauen und teilweise unzutreffenden Angaben der bodenmechanischen Kennwerte. So können z.B. die Steifemoduln über die Tiefe oftmals nur geschätzt werden, wobei vor allem für größere Tiefen höhere Steifemoduln, die durch den wachsenden Überlagerungsdruck bedingt sind, mit Überschlagsformeln (siehe Grundbau Taschenbuch T.1 [20]) nur abgeschätzt werden. Konsolidations- bzw. Überkonsolidationszustände

werden teilweise ungenügend berücksichtigt. Weiterhin sind die rechnerischen Bodenkenngrößen für die Zusammendrückbarkeit nur für vergleichsweise wenige Stellen des Baugrunds aus bodenmechanischen Versuchen ermittelt worden. Die angesetzten Rechenwerte sind stets aus Kenndaten eines Prüfrasters gemittelt.[8]

Die auf dieser Problematik beruhende Unsicherheit und die sich daraus ergebende Konsequenz bei der Berechnung von Setzungen wird bereits in DIN 4019 wie folgt zusammengefaßt:

„Wegen der vereinfachten Annahmen und der oft notwendigen Mittelbildungen können derartige Berechnungen nur zu Schätzungen der Setzungen führen , die nicht selten bis zu 50 % unterschritten, in Ausnahmefällen auch überschritten werden. Aus diesem Grund sind Setzungsberechnungen in möglichst einfacher Form ohne überflüssigen Arbeitsaufwand und ohne übertriebene Genauigkeit durchzuführen."[8]

3 Sinn und Zweck von Setzungsberechnungen für Deponiebauwerke

3.1 Allgemeines

Anhand von Setzungsprognosen wird abgeschätzt, inwieweit sich der Deponiekörper bzw. seine einzelnen Elemente verformen werden. Deformationen beeinflussen die Wirkungsweise aller Deponieelemente. Sie können somit die Funktionsfähigkeit der gesamten Deponie in Frage stellen. Bei den Abschätzungen der Verformungsänderungen von Deponiekörpern unterscheidet man die Setzungseinflüsse an der Deponieoberfläche und an der Deponiebasis. Die Verformungseinwirkungen lassen sich aufgrund von rechnerischen Prognosen und meßtechnischen Verfahren ermitteln. Für die Planungsphase kommen i.d.R. nur rechnerische Nachweise zur Anwendung, die hilfsweise mit den anerkannten erdstatischen Ansätzen geführt werden.

3.2 Unterschiede herkömmliches Ingenieurbauwerk - Abfalldeponie

Die Ansätze der Setzungsberechnungen beruhen auf Erfahrungen aus dem konventionellen Tiefbau. Da jedoch eklatante Unterschiede zu Deponiebauwerken bestehen, kann auf diese Erfahrungen nicht bedingungslos zurückgegriffen werden.

Die Deponie inklusive ihrer Basisabdichtung stellt ein sogenanntes „schlaffes Bauwerk" mit „schlaffen Gewerken" oberhalb der Gründungssohle dar. Die Spannungsverhältnisse in der Sohle sind qualitativ mit denen aus dem Dammbau vergleichbar. Bei ideal schlaffen Lasten werden die Kräfte aus dem Fundament ohne Biegemomente in eine Setzungsmulde übertragen. Die vergleichsweise aufwendigen Verfahren zur Bestimmung der Sohldruckverteilung (z.B. Verfahren nach Boussinesq, Steifemodulverfahren, Bettungsmodulverfahren [20]) können vernachlässigt werden, da die Flächenlasten und der daraus resultierende Sohldruck in jedem Punkt der Sohlfläche im Gleichgewicht stehen.

Die Berücksichtigung des Einflußbereiches der Spannungen über die Tiefe erfolgt nach dem Kriterium der Grenztiefe. Diese ist wie folgt definiert: „ Die Mächtigkeit der zusammendrückbaren Schicht kann von einigen Ausnahmen abgesehen... dort begrenzt werden, wo die lotrechte Gesamtspannung den Überlagerungsdruck um 20 % überschreitet. Das ist gewöhnlich in einer Tiefe z = b bis z = 2b der Fall."[8] Hierbei bezeichnet b die Bauwerksbreite.
Die Untersuchungen zur Grenztiefenermittlung, welche der DIN zu Grund liegen, erfolgten seinerzeit mit Hilfe von Fundamenten kleiner Abmessungen. Jedoch weisen Deponien in der Regel Grundflächen von mehreren tausend Quadratmetern auf und übertreffen somit in ihren „Fundamentabmessungen" konventionelle Ingenieurbauten deutlich. Nach oben aufgeführtem Ansatz würden hohe Grenztiefen mit vergleichsweise großen Setzungsanteilen entstehen. Die Grenztiefe sollte daher abweichend von DIN 4019, T.1 gewählt werden. Drescher (1992) [9] gibt folgenden Berechnungsansatz für die Erkundungs- und Bohrtiefe für Setzungsberechnungen bei Deponiebauwerken an, sofern sich durch den Untergrundaufbau z.B. gering kompressible Böden oder tiefreichende hochkompressible Schichten nicht Änderungen ergeben:

$$t = \frac{2 \cdot P_z}{\gamma_B}$$

mit: t = Bohrtiefe [m]
P_z = $\gamma_M \cdot h$ = Müllauflast [kN/m²]
γ_M = geschätzte Wichte des Mülles [kN/m³]
γ_B = (gemittelte) Wichte des Bodens [kN/m³]

Ein weiterer Unterschied zu herkömmlichen Ingenieurbauten resultiert aus der Zusammensetzung des Baugrunds. Für das Deponieauflager wird nach TA-Abfall (1991) u.a. ein natürlicher Untergrund mit einer geringen Durchlässigkeit von $k \leq 1 * 10^{-7}$ m/s und einer Mindestmächtigkeit von 3 m gefordert. Nichtbindige Lockergesteine erfüllen diese Anforderungen bzgl. der Durchlässigkeit in der Regel nicht. Wohingegen sich Erdstoffe mit einem hohen Tonmineralanteil hier als geeignet erweisen. Bei diesen bindigen Böden muß zusätzlich ein Setzungsanteil aus der Konsolidation berücksichtigt werden, so daß auch die Zeit als ein bedeutender Einflußfaktor zu berücksichtigen ist.

3.3 Verformungen an der Deponieoberfläche

Innerhalb des Deponiekörpers finden infolge aerober und anaerober Bedingungen mikrobielle Umsetzungsprozesse in den eingelagerten Abfällen statt, die zu Setzungen oder Sackungen führen. Zum anderen entstehen z.B. durch den plötzlichen Zusammenbruch eingelagerter Hohlkörper (Fässer etc.) Sackungen. Der Großteil der Oberflächenverformungen von Deponien entsteht durch Volumenänderungen der abgelagerten Stoffe, deren Größe man in Abhängigkeit von den einzulagernden Stoffen nur abschätzen kann. Ein weiterer, jedoch vergleichsweise geringer Einfluß ergibt sich aus den auflastbedingten Setzungen der geologischen Barriere an der Basis und der mineralischen Dichtung.

Die Gesamtverformungen an der Deponieoberfläche können zu einem Ausfall der Oberflächenabdichtung führen. Versagensmöglichkeiten einer Deponieoberflächenabdichtung durch Setzungen und Sackungen sind in Abbildung 1 zusammengestellt.

Schwerpunktmäßig sollen in diesem Bericht die Setzungen an der Deponiebasis und die relevanten bodenmechanischen Aspekte untersucht werden. Weitere Angaben über das Setzungsverhalten innerhalb des Deponiekörpers sowie die Auswirkungen des Ausfalls der Deponieoberflächenabdichtung sind der entsprechenden Literatur zu entnehmen.

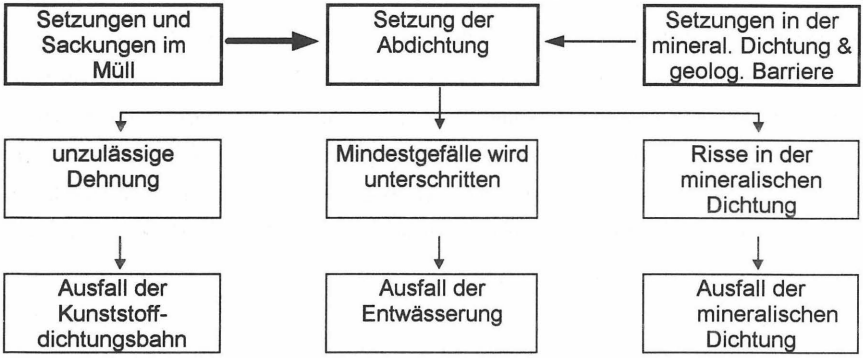


Abb. 1: Versagensmöglichkeiten einer Deponieabdichtung durch Setzungen

3.4 Setzungen an der Deponiebasis

Die Verformungseinwirkungen auf das Deponiebasisabdichtungssystem resultieren überwiegend aus der Kompression des Untergrundes unterhalb des Deponiekörpers. Weitere Anteile ergeben sich aus Verformungsänderungen der Barriere - und Dichtungselemente, wobei diese aufgrund ihrer vergleichsweise geringeren Mächtigkeit i.d.R. einen kleineren Setzungsanteil ergeben.

Überschreiten Setzungen oder Setzungsdifferenzen benachbarter Punkte ein bestimmtes Maß, kommt es durch unzulässige Dehnungen, Unterschreitung des Mindestgefälles oder Risse in der Mineralischen Dichtung zum Ausfall eines oder mehrerer Basisabdichtungs- bzw. Barriereelemente (vgl. Abb. 1).

Die Entwässerungsrohre in der Deponiebasis werden sowohl durch die Auflast des Deponiekörpers und durch Spreizspannungen belastet als auch durch die im Untergrund und der Basis aufgetretenen Verformungen beeinflußt. Nach TA-Siedlungsabfall muß die Basisüberhöhung so gewählt werden, daß nach Abschluß der Auflagerverformungen für die Oberfläche der Dichtungsschicht ein Mindestgefälle (längs = 1 %, quer = 3 %) eingehalten wird. Nach dem Runderlaß des Niedersächsischen Umweltministeriums[18] bzw. dem Deponiehandbuch [3] ist ein Längsgefälle von mindestens 1,5 % erforderlich. Sind die auftretenden Verformungen so groß,

daß die geforderte Neigung der Rohre nicht mehr eingehalten wird, kommt es zu einem Versagen der Entwässerungskonstruktion, welches wiederum einen Aufstau des Sickerwassers oberhalb der Basisabdichtung bedingt. Erhöhte Emissionen durch einen größeren hydrostatischen Druck auf die Basisdichtung, eine verringerte Standsicherheit (Gleitfugen und Auftrieb) innerhalb des Deponiekörpers und Probleme im Gashaushalt der Deponie (gegenseitige Behinderung von Gas- und Sickerwasser) sind die Folge.[22]

Zur Sicherstellung eines ausreichenden Gefälles der Entwässerungsrohre an der Basis sollten bereits in der Planungsphase möglichst realistische Setzungsprognosen insbesondere in allen maßgeblichen Schnitten erstellt werden.

4 Inhomogenitäten in den Baustoffen und im Untergrund

Aufgrund von Inhomogenitäten, die im natürlich anstehenden Untergrund oder innerhalb der Abdichtung und Barriere anzutreffen sind, können sich zusätzliche Setzungen oder Setzungsdifferenzen ergeben, die in der Planungsphase nicht berücksichtigt wurden.

Ursachen für Inhomogenitäten im Untergrund sind Klüfte und Risse, die Anisotropie des Bodens aber auch Schichten mit streuenden Bodenkennwerten. Im Beiblatt 1 zur DIN 4019, T.1 zu Abschnitt 1 wurde bereits hierauf hingewiesen: „wegen der auftretenden Inhomogenitäten eines jeden Baugrundes und der begrenzt plastischen Verformungen unter Bauwerkslasten lassen sich die Bauwerkssetzungen nicht exakt berechnen. Nur in einem als schichtweise homogenen und elastisch-idealisierten Baugrund ist es möglich, für einfache Belastungsfälle die Bodenverformungen rechnerisch zu erfassen.“ [8]

Für Deponiebasisabdichtungen sind „homogene“ mineralische Materialien zu verwenden, damit die erforderlichen barriere- und dichtungsspezifischen Anforderungen im fertigen Gewerk erreicht werden können.
In der Praxis ist die Grenze zwischen homogenen und inhomogenen Materialien fließend. Hinweise zur eindeutigen Begriffsbestimmung werden vom LWA NRW [13] angegeben. Ein Dichtungs- oder Barrierematerial weist i.d.R. bereits in der Kornverteilung, in der Tonmineralogie, im Kalkgehalt, in den organischen Anteilen etc. Schwankungen auf. Oftmals steht ein homogenes Bodenmaterial für ein Projekt nicht in der erforderlichen Quantität zur Verfügung,

weshalb auf andere Materialien zurückgegriffen werden muß. Weiterhin sind Schwankungen im Wassergehalt und der Vergütung von mineralischen Baustoffen ebenfalls zu berücksichtigen.

Durch die oben genannten Maßnahmen wird die Homogenität der Barriere bzw. des Dichtungssystems beeinflußt. Es gestaltet sich als schwierig, solche Parameter mit einem Rechenprogramm zu berücksichtigen, da die Abweichungen in situ z.T. nicht genau lokalisiert werden können bzw. die in die Berechnung eingehenden bodenmechanischen Kenngrößen ungenau sind.

5 Berechnungsmöglichkeiten

Setzungsprognosen basieren auf verschiedenen Berechnungsverfahren. Grundsätzlich werden zwei Verfahren unterschieden [8] :

- Setzungsermittlung mit Hilfe geschlossener Formeln
  Einfacher Berechnungsansatz auf Grundlage des Hooke'schen Gesetzes, wobei Setzungsbeiwerte bei verschiedenen Methoden variiert werden, z.B. Schiel, Fischer [vgl. 20]
- Setzungsberechnung mit Hilfe lotrechter Spannungen im Boden
  Ermittlung von lotrechten Spannungen und eines Maßes für die Zusammendrückbarkeit des Bodens unter Auflasten, wobei die Spannungsfläche zum mittleren Steifemodul einer Schicht ins Verhältnis gesetzt werden. Die Berechnungsverfahren variieren dabei u.a. durch einen über die Tiefe konstanten oder veränderlichen Steifemodul (z.B. Kany, Steinbrenner [20]).

Auf der Grundlage dieser Berechnungsverfahren wurden EDV-Programme entwickelt. Die Programme unterscheiden sich hauptsächlich durch die folgenden Kriterien:

- Berechnungsansatz
- mögliche Anzahl und Form der Lastflächen
- Anzahl der Schichten, mit denen der Baugrund modelliert werden kann
- Anzahl der Einzelfundamente, mit denen der Ablagerungsbereich nachgebildet werden kann
- Ausgabe der Ergebnisse

Um den Ansprüchen einer wirklichkeitsnahen Annäherung von Modellen und den daraus resultierenden Berechnungsansätzen an die Realität zu genügen, wurden EDV-Programme entwickelt, mit denen unter Zuhilfenahme der Methode der Finiten Element Setzungsprognosen erstellt werden können.

Der Grundgedanke der FEM ist, ein Kontinuum rechnerisch in viele kleine aber endliche Elemente (finite Elemente) aufzuteilen. Bei diesem Vorgang - Diskretisierung - lassen sich für jedes Element entsprechende Eigenschaften definieren. Benachbarte Elemente werden mittels ihrer Randknoten gekoppelt, wobei die Elementränder verträglich sein müssen. Die möglichen Knotenfreiheitsgrade der Verschiebungen und Verdrehungen gehen in die FE-Berechnung als Unbekannte ein.

Für die Diskretisierung des Baugrundes benötigt man neben der geometrischen Form der Elemente weitere Rand- und Übergangsbedingungen sowie Eingangsparameter, die einen entscheidenden Einfluß auf das Berechnungsergebnis haben. Dazu gehören lastabhängige Steifemoduln sowie die Querdehnung. Wie bereits beschrieben, stehen diese Parameter jedoch nicht in der erforderlichen Qualität und Quantität zur Verfügung, um den Baugrund bzw. Erdstoff vollständig und physikalisch korrekt in einem Modell darzustellen.

Hierin sind auch die Grenzen bei der Anwendung der FEM zu sehen, da bereits bei der Wahl der Eingabeparameter Unsicherheiten vorliegen. Eine weitere Ungenauigkeit besteht in der fehlerhaften Interpretation von vorhandenen Meßdaten und deren Aufbereitung. Ein weiterer Gesichtspunkt, der zu beachten ist, wird von Köngeter und Forkel beschrieben. „Die in jedem Modell enthaltenen Ungenauigkeiten und Fehlerquellen können von einem erfahrenen Modellierer leider auch gezielt benutzt werden, um Modellergebnisse und -aussagen so zu manipulieren, wie sie von wem auch immer gewünscht werden.“ [11] Die Möglichkeit für eine Manipulation von Ergebnissen wird in ihrem Bericht anhand eines praktischen Beispieles aufgeführt.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß Berechnungen mit FE - Programmen nur dann empfehlenswert sind, wenn genügend Erfahrungen mit dem jeweiligen Programm vorliegen. Zudem ist die Analyse der Ergebnisse in jedem Fall mit kritischem Ingenieurverstand zu interpretieren und ggf. als eine Art Qualitätskontrolle mit den Ergebnissen „konventioneller“ Berechnungsmethoden zu überprüfen. Zur Überprüfung der FE-Berechnung ist eine umfangreiche Dokumentation zwingend erforderlich. Hierzu gehören die Angabe der angesetzten Bodenparameter sowie die verwendeten Stoffgesetze.

Setzungsberechnungen eines konventionellen EDV-Programmes wurden u.a. von Mumberg[14], Schumann[19] und Rumohr[17] mit Setzungsberechnungen mittels eines FE-Programmes verglichen. Hierbei wurde gezeigt, daß die mit einem FE-Programm mit höherer Rechengenauigkeit und größerem Rechenaufwand ermittelten Maximalsetzungen in den gleichen Größenordnungen lagen wie die von Vergleichsberechnungen. Bei den Berechnungen wurden gleiche Randparameter vorausgesetzt. Aussagen über die Genauigkeit des ermittelten Setzungsverlaufes sowie der Randsetzungen konnten nicht getroffen werden, da für die Berechnungen keine Verformungsmessungen an der Deponiebasis als Kontrolle vorlagen.

6 Vergleichsberechnungen zur Feststellung beeinflussender Faktoren

6.1 Vorstellung des verwendeten EDV-Programmes (PEGASUS)

Für die nachfolgenden Setzungsberechnungen wird ein am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig entwickeltes EDV-Programm [12] verwendet. Mit dem Programm können Setzungen für beliebige Punkte des elastisch - isotropen Halbraumes berechnet werden. Die Setzungen werden aus den vertikalen Bodenspannungen und den spannungsabhängigen Steifemoduln bestimmt, wobei die Berechnungen mit Hilfe der lotrechten Spannungen im Boden nach dem Ansatz von Tölke (1969) durchgeführt werden. Es können geneigte Schichten unterschiedlicher Mächtigkeit mit sowohl schichtweise veränderlichem, als auch horizontal in einer Schicht unterschiedlichem Steifemodul verarbeitet werden. Desweiteren ist eine automatische Berücksichtigung der Grenztiefe möglich.

Als Eingangsparameter können die Lage der Bohrprofile mit ihren zugehörigen bodenmechanischen Parametern eingegeben werden. Die Kubatur des Deponiekörpers (Last) wird mit horizontal liegenden Quadern angenähert.

Die Ergebnisse der Berechnungen können tabellarisch und/oder graphisch u.a. als Setzungslinie ausgegeben werden. Eine Spannungsdetailuntersuchung zur Ermittlung von Setzungen und Spannungen im Boden an einem beliebigen Punkt ist ebenfalls möglich.

6.2 Beschreibung der Musterdeponie für Vergleichsberechnungen

Für die Vergleichsberechnungen wird eine geometrisch stark vereinfachte „Musterdeponie" mit einer ebenen Grundfläche von 250 m x 250 m gewählt. Die verwendeten bodenmechanische Kenndaten werden in Anlehnung an die vom IGB·TUBS betreuten Deponieprojekte gewählt (Abb. 2). Als Böschungsneigung des Deponiekörpers wird ein Verhältnis von 1:3,5 angesetzt. Die aus der Oberflächenabdichtung resultierenden Lasten wurden vereinfachend nicht weiter berücksichtigt, sondern näherungsweise in die Müllauflast integriert.

Die Eignung eines Standortes als Deponiefläche ist vor allem von den geologischen Standortbedingungen abhängig. Im Normalfall wird ein bindiger Boden mit einer geringen Durchlässigkeit empfohlen. In dem fiktiven Beispielfall wird als Untergrund ein homogener Tonstein gewählt, der bis in eine Tiefe von 250 m ansteht. Der Grundwasserspiegel wird mit 5 m unter der Basisabdichtung angesetzt. Für alle Schichten wird ein horizontaler Schichtverlauf vorausgesetzt

Der Tonstein weist einen mit der Tiefe zunehmenden, stufenförmig idealisierten Verlauf des Steifenmoduls auf, um die aus der geologischen Geschichte resultierende Vorbelastung zu berücksichtigen. Weiterhin findet Berücksichtigung, daß der Steifemodul bei höherer Auflast ansteigt. Die Laststufen werden für die Berechnung wie folgt unterteilt:

Laststufe 1:	0 - 100 kN/m²
Laststufe 2:	100 - 200 kN/m²
Laststufe 3:	200 - 400 kN/m²
Laststufe 4:	400 - 800 kN/m²

In der nachfolgenden Tabelle sind die Eingangsparameter für die Berechnungen aufgeführt, wobei für die Steifemoduln nur beispielhaft Laststufe 1 und 4 aufgelistet sind.

Schicht	Bodenaufbau	Tiefenbereich [m]	Wichte $\gamma_{B/M}$ [kN/m²]	Wichte γ_B' [kN/m²]	Steifemodul E_S Laststf.1 [MN/m²]	Steifemodul E_S Laststf.4 [MN/m²]
-	Müll	+40,0 - +4,0	15,0	-	-	-
1	mineralische Dichtung	+4,0 - +3,0	20,5	10,0	2,0	8,1
2	technische Barriere	+3,0 - 0,0	21,0	9,0	9,0	37,0
3	Tonstein	0,0 - 5,0	21,0	11,0	5,7	18,5
4	Tonstein	5,0 - 10,0	21,0	11,0	10,0	20,0
5	Tonstein	10,0 - 20,0	21,0	11,0	20,0	35,0
6	Tonstein	20,0 - 50,0	21,0	11,0	40,0	40,0
7	Tonstein	50,0 - 100,0	21,0	11,0	75,0	75,0
8	Tonstein	100,0 - 250,0	21,0	11,0	165,0	165,0

Abb. 2: Kennziffern für Müll und homogenen Bodenaufbau der Musterdeponie

6.3 Berechnungsbeispiele

6.3.1 Allgemeines zu variierten Randbedingungen

Für das gegebene System werden Setzungsberechnungen für die Deponiebasis durchgeführt. Um Inhomogenitäten zu modellieren, werden zum einen in unterschiedlichen Tiefen weiche Schichten im Deponieuntergrund eingefügt, zum anderen wird für Teilbereiche der Deponiebasis ein anderes Material als das ursprünglich angegebene angesetzt. Hierbei wird besonders berücksichtigt, inwieweit die jeweilige Inhomogenität im Untergrund die Funktion der Sickerwasserdrainage beeinflußt.

6.3.2 Kompressiblere Bodenschichten in verschiedenen Tiefen

Das oben beschriebene Modell des Untergrundes wird soweit variiert, daß für verschiedene Tiefen jeweils eine weichere Bodenschicht mit einer Mächtigkeit von 10 m angesetzt wird. Im ersten Berechnungsschritt befindet sich die kompressiblere Schicht zunächst in einer Tiefe von

10 m und wird anschließend im Abstand von 10 Metern bis in eine Tiefe von 100 m angesetzt. Die Steifemoduln der weicheren Schicht sind in Abhängigkeit von der Tiefe in der folgenden Tabelle aufgelistet.

Tiefenlage der weicheren Schicht [m]	Steifemodul E_S			
	Laststufe 1 [MN/m²]	Laststufe 2 [MN/m²]	Laststufe 3 [MN/m²]	Laststufe 4 [MN/m²]
10 - 20	4,0	6,3	7,5	8,8
20 - 50	10,0	10,0	10,0	10,0
50 - 100	18,8	18,8	18,8	18,8

Abb. 3: Steifemoduln der weicheren Schicht in Abhängigkeit von der Tiefenlage

Für die Berechnungen wird im Rahmen der Grenztiefenbedingung sowohl der Ansatz nach DIN 4019 [8] als auch der Ansatz von Drescher [9] zugrunde gelegt. Hierbei liefert der Ansatz $z = b$ eine Grenztiefe von t_{gr} = 250 m und der Ansatz von Drescher eine Grenztiefe von $t_{gr} \approx 55$ m.

Der Punkt der größten Setzung befindet sich in der Mitte der Deponie unter der maximalen Auflast. Anhand von Spannungsdetailuntersuchungen werden die Maximalsetzungen, die sich bei einem homogenen Bodenaufbau sowie bei den Variationen infolge Einfügen einer weichen Schicht ergeben, in der nachfolgenden Tabelle (Abb. 4) aufgelistet.

Erwartungsgemäß vergrößern die insbesondere im oberen Bereich eingefügten weichen Schichten die Gesamtsetzungen. In der Praxis üben also nicht erkannte, oberflächennahe weichere Schichten einen vergleichsweise großen Einfluß auf die Maximalsetzung aus. In Abhängigkeit von der gewählten Grenztiefenbedingung erhöht sich die Maximalsetzung für dieses Modell um bis zu 43 %. Bei einer tieferliegenden weicheren Schicht liegt die Erhöhung in einer Größenordnung von ca. 10 %.

t' [m]	Grenztiefe t_{gr} = 250 m		Grenztiefe t_{gr} = 55 m		Δ [%]
	Gesamtsetzung s [mm]	δ [%]	Gesamtsetzung s [mm]	δ [%]	
keine	1290	-	1000	-	-22,5
10 - 20	1725	+33,7	1433	+43,3	-16,9
20 - 30	1615	+25,2	1324	+32,4	-17,8
30 - 40	1589	+23,2	1298	+29,8	-18,3
40 - 50	1564	+21,2	1272	+27,2	-18,7
50 - 60	1423	+10,3	1032	+3,2	-27,5
60 - 70	1412	+9,5			
70 - 80	1401	+8,6			
80 - 90	1392	+7,9			
90 - 100	1383	+7,2			

t': Einfügen einer kompressiblen Schicht in einer Tiefe von (z.B. 10 - 20m)
δ: Differenz in % der Setzung des homogenen Bodenaufbaus zu dem Bodenaufbau mit weicher Schicht
Δ: Unterschied in % zwischen den Maximalsetzungen nach dem Grenztiefenansatz: DIN - Drescher

Abb. 4: Gesamtsetzungen und deren Abweichungen infolge Einfügen von weichen Schichten

In Abbildung 5 sind die Setzungen des Deponiemittelpunktes über die Tiefe bei verschiedenen Bodenverhältnissen dargestellt. Deutlich wird hier nochmals der hohe Anteil der Gesamtsetzung im oberen Bereich und somit die Wichtigkeit von eindeutigen und zutreffenden Aussagen über bodenmechanische Kenndaten der betreffenden Bodenschichten. Die in der Grafik auftretenden Knicke entstehen durch sprunghafte Wechsel der Steifemoduln.

Infolge weicherer Schichten im Untergrund verändern sich sowohl die Größe als auch die Krümmung der Setzungslinie. In den Randbereichen der Deponie und im Übergangsbereich zur konstanten Auflast (Geometrieänderungen des Lastbildes) vergrößern sich die Neigungen. Mit zunehmender Tiefe der kompressibleren Schicht wird dieser Einfluß deutlich geringer.

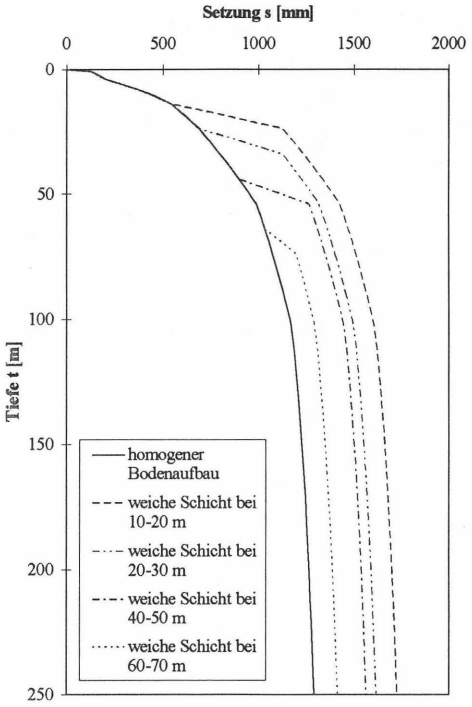


Abb. 5: Unterschiedliche Setzungen über die Tiefe bei Annahme einer weicheren Schicht in verschiedenen Tiefen

6.3.3 Austausch der technischen Barriere durch ein weicheres Material, gröbere/feinere Diskretisierung der Kubatur

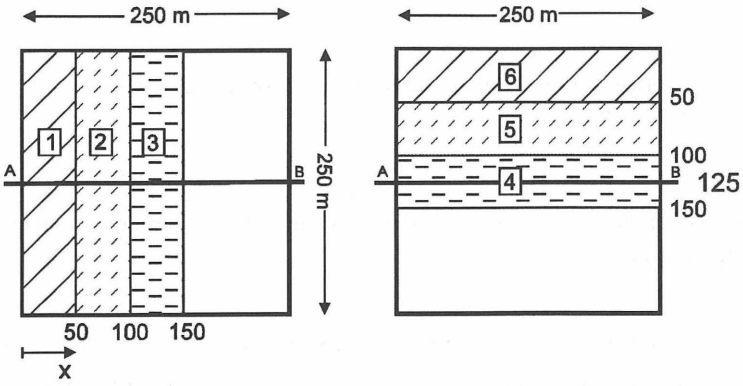
Für diese Berechnungsvariation wird in Teilbereichen der technischen Barriere ein weicheres Material (Schluff) angesetzt. Die Steifemoduln der weicheren Technischen Barriere werden wie folgt gewählt:

Technische Barriere	Steifemodul E_S			
	Laststufe 1 [MN/m²]	Laststufe 2 [MN/m²]	Laststufe 3 [MN/m²]	Laststufe 4 [MN/m²]
ursprünglich	9,0	16,0	28,0	37,0
verändert	4,5	8,0	14,0	18,5

Abb. 6: Steifemoduln der technischen Barriere

Die weiche Schicht erstreckt sich über die volle Deponielänge bei einer Schichtbreite von 50m. Die Schichtdicke beträgt 3 m und entspricht somit der Mächtigkeit der technischen Barriere. Die Lage der weichen Schicht im Grundriß wird variiert. Zunächst wird sie am Deponierand angesetzt und für die weiteren Berechnungsgänge jeweils um 50 m versetzt bzw. verdreht (Abb. 7). So ergeben sich insgesamt sechs verschiedene Berechnungsfälle, wenn die Setzungslinie in der Deponiemitte vom westlichen zum östlichen Deponierand ermittelt wird.

In weiteren Berechnungsschritten wird die Kubatur des Deponiekörpers jeweils durch einen gröberen und einen feineren Diskretisierungvorschlag angenähert.



a) weiche Schicht quer zum Berechnungsschnitt

b) Weiche Schicht längs zum Berechnungsschnitt

Abb. 7: Lage einer bereichsweise weicheren technischen Barriere im Grundriß (6 Berechnungsfälle)

Die Setzungslinie (Schnitt $\overline{AB}$, Abb. 7) nimmt beim ursprünglichen Bodenaufbau einen parabelförmigen Verlauf an. Durch örtlich begrenzte, weichere Schichten wird dieser Verlauf „gestört".

Die Ergebnisse der Setzungsprognosen sind für die verschiedenen Berechnungsfälle in der nachfolgenden Tabelle aufgelistet, wobei die Setzungen am Deponierand beginnend in Schrittweiten von 30 m aufgeführt werden. Zusätzlich werden die maximalen Gefälle, die bei einem Untersuchungsraster von 10 m und 1 m auftreten, dargestellt. Die Berechnungsfälle 5 und 6 (s. Abb. 7) liefern die gleichen Setzungsanteile in dem durchgeführten Schnitt wie der ursprüngliche Bodenaufbau und werden deshalb nicht weiter berücksichtigt.

Untersuchungspunkt bezogen auf x [m]	ursprünglicher Bodenaufbau s [mm]	Setzungen im Berechnungsfall 1 s [mm]	2 s [mm]	3 s [mm]	4 s [mm]
0	72	75	72	72	73
30	357	383	357	357	372
60	607	607	652	607	630
90	806	806	858	806	832
125	1000	1000	1000	1070	1035
Untersuchungsraster	maximales Gefälle [%]				
10 m	0,98	1,04	1,30	1,31	1,02
1 m	1,3	1,4	1,7	1,8	1,3

Abb. 8: Ergebnisse der Setzungsberechnungen im ursprünglichen und abgeänderten Bodenaufbau

Für den homogenen Bodenaufbau und die Berechnungsfälle 1 bis 4 werden die Neigungen, die sich aufgrund der Auflast einstellen, in Abbildung 9 aufgelistet. Diese beziehen sich jeweils auf zwei Untersuchungspunkte auf der Setzungslinie $\overline{AB}$ im Abstand von 10 Metern.

Bereich der untersuchten Setzungslinie im Schnitt $\overline{AB}$	Neigungen [%]					
	Kubatur der Lastfläche bei homogenem Bodenaufbau		Berechnungsfall lt. Abb. 7			
	einfache Näherung	feine Näherung	1	2	3	4
0 - 10 m	0,98	0,93	1,04	0,93	0,93	1,00
20 - 30 m	1,03	0,98	1,02	0,98	0,98	1,02
40 - 50 m	0,99	0,90	0,60	0,90	0,90	0,94
60 - 70 m	0,84	0,79	0,79	0,86	0,79	0,82
80 - 90 m	0,55	0,40	0,40	0,41	0,40	0,39
100 - 110 m	0,65	0,67	0,67	0,67	1,31	0,70
120 - 130 m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Abb. 9: Neigungen der Setzungslinie bei Berechnungen im Abstand von 10 Metern

7 Bewertung der Ergebnisse / Schlußfolgerungen für die Praxis

Auf Grundlage der durchgeführten Berechnungen können folgende Schlußfolgerungen gezogen werden:

- Unterhalb des Deponiekörpers bildet sich eine parabelförmige Setzungsmulde aus. Infolge von sogenannten „Mitnahmesetzungen" beginnt die Setzungslinie bereits außerhalb der Deponiefläche und fällt bis zum Tiefpunkt der Mulde in der Mitte der Deponie ab. Aufgrund des symmetrischen Deponieaufbaues steigt sie anschließend gleichartig an. Die „Mitnahmesetzungen können die Funktion der Drainage beeinflussen und müssen im Einzelfall untersucht werden.

- Werden Aussagen über die Maximalsetzung verlangt, ist eine einfache Diskretisierung der Auflast, d.h. ein mit relativ wenig „Ersatzlastflächen" simuliertes Deponiemodell, ausreichend. Bereits eine grobe Annäherung an die Kubatur des Deponiekörpers liefert hierfür vergleichbare Ergebnisse zu einer feineren Diskretisierung.

- In Bereichen, in denen die Setzungslinie nicht linear, sondern gekrümmt verläuft (Randbereich, Übergang von steigender zur konstanten Auflast) liefern unterschiedliche Diskretisierungsvorschläge des Lastkörpers verschiedene Gefälle. Besonders deutlich wird dieses Verhalten in Größe und Verlauf der Setzungslinie im Randbereich der Deponie, bei der sich bei feinerer Unterteilung der Kubatur geringere Gefälle ergeben.
  Die o.g. Verformungsdifferenzen müssen bei der statischen Bemessung der Sickerwasserrohre besonders berücksichtigt werden, da hauptsächlich die Setzungen im Randbereich der Deponie zu einer Verdrehung der Drainagerohre führen können. Bei Aussagen über Gefälle bzw. Gefälleänderungen der Entwässerungsrohre sollte deshalb besonders der Randbereich des Lastkörpers im Vorfeld feiner diskretisiert werden.

- In Abhängigkeit von der Unterteilung der Setzungslinie können für dieses Modell nach Abschluß der Setzungen bereits bei einem homogenen Bodenaufbau Gefälle von über 1 % auftreten. Dabei erhält man bei einer feineren Unterteilung der Setzungslinie in Teilbereichen größere Gefälleneigungen (z.B. Änderung des Lastbereiches).
  Das Planum muß also bereits im Vorfeld mit einem ausreichenden Gefälle hergestellt werden, damit die durch Setzungen entstehenden Gefälle auch kleinflächig kompensiert werden können und das Mindestgefälle an jeder Stelle eingehalten wird.

- Befindet sich im Untergrund eine nicht erkannte weiche Bodenschicht, steigen sowohl die Gesamtsetzungen als auch die Gefälle zwischen zwei Untersuchungspunkten an. Die auftretenden Neigungen liegen für dieses Deponiemodell um bis zu 30 % über den Werten eines homogenen Untergrundaufbaus. An einigen Untersuchungspunkten beträgt das Gefälle infolge der Setzungen fast 2 %. Für geringmächtige, weiche, linsenartige Ausbreitungen ist dies analog gültig. Eine begrenzte, 1 m mächtige, weiche Linse ergibt damit ein Setzungsgefälle von ca. 0,2 % gegenüber der ursprünglichen Planung. Dieser Einfluß ist besonders im Randbereich feststellbar. Liegt die weichere Schicht in größeren Tiefen wird der Einfluß geringer.

- Beim Einbau eines weicheren Materials unterhalb des Deponiekörpers steigen in dieser Sektion die Setzungsanteile an. Entsprechend ändern sich die Neigungen in diesem Bereich. Besonders im Übergangsbereich von der planmäßigen zur weicheren Schicht sind größere Gefälledifferenzen benachbarter Punkte feststellbar. Aus diesem Grund sollten die Übergänge von Materialien mit unterschiedlichen Steifemoduln behutsam abgestuft erfolgen, um durch abrupte Gefälleänderungen Knicke in den Entwässerungsleitungen zu vermeiden.

Nach dem heutigen Stand der Technik werden Sickerwasserleitungen mit einem konstantem Gefälle über die gesamte Ausdehnung der Deponie geführt. Nach Abschluß der Setzungen müssen alle Drainagerohre die geforderten Quer- und Längsgefälle aufweisen. Im weiteren ist eine Aufteilung der gesamte Entwässerungsstrecke in zwei Bereiche sinnvoll. Dabei wird die Deponie zum einen vom Startpunkt der Entwässerungsleitung (örtlicher Hochpunkt) bis zur Deponiemitte (im folgenden: Bereich 1), zum anderen von der Deponiemitte bis zum örtlichen Tiefpunkt (im folgenden: Bereich 2) unterteilt. Die auftretenden Setzungsunterschiede wirken sich in diesen Bereichen in folgender Form auf die Funktionsfähigkeit der Drainage aus:

- Das nach Abschluß der Setzungen resultierende Gefälle vergrößert bei einem homogenen Bodenaufbau im Bereich 1 die zuvor eingebaute Neigung. Ein Material mit einem geringeren Steifemodul vergrößert das Gefälle weiterhin. In Bereichen, in denen das geplante Gefälle der Rohre der Richtung des Gefälles der Setzungslinie folgt, kann also ein derartiger Austausch eines Materials mit geringerem Steifemodul ohne größere Probleme hinsichtlich der Funktionsfähigkeit der Drainung durchgeführt werden, insoweit sich der Austausch über den gesamten Bereich erstreckt.

- Für den Bereich 2 ist mit einer Abnahme des sich einstellenden Rohrgefälles im Vergleich zur vorweg bestehenden Neigung zu rechnen. Das bestehende Gefälle wird durch den Materialwechsel innerhalb des Barrieresystems verringert. In diesem Bereich, in dem das Gefälle der Setzungslinie entgegengesetzt zum geplanten Rohrgefälle verläuft, hat der Materialwechsel zum weicheren Material einen negativen Einfluß in Bezug auf die sich einstellende Neigung der Rohre. Hier sind Zweifel an der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Sickerwasserrohre angebracht. Entsprechende Ausgleichsmaßnahmen sollten in Erwägung gezogen werden.

- Im Bereich 2, bei dem die Setzungen einen negativen Einfluß auf des Gefälle ausüben, ist bei der Baugrunderkundung ein engeres Untersuchungsraster zu wählen, damit Heterogenitäten im Untergrund sicherer erkennbar sind.

- Für die Bereiche der untersuchten Sickerwasserrohre, bei denen die Mindestanforderungen an das Gefälle nicht erfüllt werden, sind Ausgleichsmaßnahmen vorzusehen. Es zeigt sich , daß ein weicheres Materials überhöht eingebaut werden sollte, um die geforderten Gefälle im Endzustand einzuhalten.

Eine zu starke Überhöhung kann zeitweise jedoch auch zu Gefälleunterschreitungen führen. Hierbei ist stets im voraus zu klären, ob die Möglichkeit der Entwässerung zu jedem Zeitpunkt gegeben ist.

- Bei einer Vermörtelung unterhalb des Deponiekörpers ist mit einer Umkehrung der oben genannten Untersuchungspunkte zu rechnen.

Weiterhin müssen bei einem Materialaustausch die Dehnungen in der KDB (BAM) und Risse in der Mineralischen Dichtung [6] berücksichtigt werden.

Im folgenden werden relevante Untersuchungspunkte bzw. Fragestellungen formuliert, die vor der Durchführung eines Materialaustausches und damit der Schaffung einer örtlichen Inhomogenität im Vorfeld diskutiert und beachtet werden sollten, um die Funktion der Drainage zu gewährleisten:

- wie verändern sich die bodenmechanischen Kennwerte durch einen Bodenaustausch oder eine Vermörtelung?
- welche Mächtigkeit besitzt die Austauschschicht?
- wie groß sind die Belastungen, die auf die Austauschschicht wirken?
- in welchem Bereich vergrößert oder verringert sich das Gefälle durch einen Bodenaustausch
- in den Bereichen, bei denen sich infolge von Untergrundveränderungen ungünstige Gefälleänderungen ergeben, ist ein feineres Untersuchungsraster bei der Baugrunderkundung vorzusehen
- im gesamten Verlauf des Rohres ist darauf zu achten, daß infolge des Materialaustausches kein abrupter Wechsel im Verformungsverhalten des Barrieresysrems entsteht
- die Übergänge zwischen großer Schichtdicke weichen Materials und geringer Schichtdicke weichen Materials sind sehr behutsam abgestuft auszubilden, um allzu große Abflachungen des Rohrgefälles in diesem Bereich zu vermeiden
- die durch Auflasten und Inhomogenitäten hervorgerufenen differierenden Setzungen sind bereits bei der Herstellung des Planums zu berücksichtigen

Abb. 10: Relevante Untersuchungspunkte und Fragestellungen für die Drainage bei Durchführung eines Materialaustausches

8 Zusammenfassung

Die dauerhafte Funktionsfähigkeit von Deponiebasisabdichtungssystemen ist durch Setzungen im Untergrund und in den Dichtungselementen gefährdet. Um diese Verformungen konstruktiv bereits bei der Planung berücksichtigen zu können, werden im Vorfeld Setzungsprognosen verlangt.

Die Qualität der rechnerischen Setzungsprognosen hängt überwiegend von der korrekten Annahme der bodenmechanischen Kennwerte und der Last ab, die in der Regel nur geschätzt werden. Zudem sind die Ansätze für die Berechnungen aus den Theorien für den konventionellen Tiefbau hergeleitet. Bei Deponien müssen jedoch z.T. andere Randbedingungen berücksichtigt werden.

Durch Inhomogenitäten im Untergrund oder im Dichtungs- und Barrieresystem können sich zusätzliche Setzungen oder Setzungsdifferenzen ergeben, die in der Planungsphase nicht berücksichtigt wurden. Anhand von exemplarischen Berechnungen wurde aufgezeigt, inwieweit potentiell unerkannte, aber auch planmäßige Inhomogenitäten die Verformungen der Basis und damit die Gefälle der Entwässerungsleitungen beeinflussen.

Es wurden Empfehlungen abgegeben, welche Aspekte bei der Untersuchung des Untergrundes bzw. der Baustoffe hinsichtlich der Genauigkeit der Setzungsberechnung und der Gefährdung der Funktion der Drainagen zu beachten sind.

9 Literatur

[1] BMU: TA Abfall, Teil 1: Gesamtfassung der zweiten allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz vom 12.03.1991. Herausgegeben von dem Bundesminister für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit. Erschienen im gemeinsamen Ministerialblatt, 42. Jahrgang, Heft 8, Verlag Carl Heymanns 1991.

[2] BMU: Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall), Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstige Entsorgung von Siedlungsabfällen. Bundesanzeiger Verlag-Ges. mbH, Köln 1993.

[3] Bräcker, W.: Deponiehandbuch. Hrsg.: Niedersächsisches Landesamt für Ökologie, Hildesheim 1994.

[4] Bruns, S.; Knoll A.: Inhomogene Materialien im Deponiebau - Qualitätssicherung. Entsorgungspraxis Heft 1-2/96, Bertelsmann Verlag, Gütersloh 1996.

[5] Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau / Arbeitskreis „Geotechnik der Deponien und Altlasten", GDA, Empfehlung des Arbeitskreises, Dt. Ges. für Erd- und Grundbau e.V., Berlin 1993.

[6] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik / Arbeitskreis „Geotechnik der Deponien und Altlasten", GDA, Empfehlungen des Arbeitskreises z.T. als Entwürfe in der Bautechnik 71,72, Heft 9, Ernst & Sohn, Berlin 1994/1995.

[7] DIN 4018: Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen, 1974.

[8] DIN 4019 Teil 1, Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung, 1979.

[9] Drescher, J.: Ermittlung von Basisdaten für die Stabilitäts- und Verformungsnachweise von Deponien. In: Standsicherheiten im Deponiebau. Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 37, S. 11-27, 1992.

[10] Gertloff, K.-H.: Setzungsmessungen auf Deponien. In: Standsicherheiten im Deponiebau. Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 37, S. 137-149, 1992.

[11] Köngeter, J., Forkel, C.: Grundwassermodellierung - Anspruch und Wirklichkeit. Vortrag zum Seminar Deponien und Altlasten, 24./25. Januar 1996 in Aachen.

[12] Krista, M. : Programm zur Ermittlung und graphischen Ausgabe von Spannungen und Setzungen. Unveröffentlichte Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, 1991.

[13] Landesamt für Wasser und Abfall NRW: Mineralische Deponieabdichtungen, Abfallwirtschaft NRW. Richtlinie Materialienband Nr. 18, 1993.

[14] Mumberg, C.: Setzungsberechnungen von Deponiebauwerken; Vergleich von unterschiedlichen Berechnungsmethoden - vorläufige Betrachtung. In: Deponieplanung - Deponiebau, 2. Oldenburger Deponieseminar 1995.

[15] N.N.: Grundbau und Bodenmechanik I +II, Studienunterlagen des IGB·TUBS, Braunschweig 1990.

[16] Oeltzschner, H.: Anforderungen an die Geologie, Hydrogeologie und Geotechnik beim Bau von Deponien. Beitrag in „Abdichtung von Deponien und Altlasten", herausgegeben von K. J. Thomé-Kozmiensky, EF-Verlag für Energie und Umwelttechnik, Berlin 1992.

[17] Rumohr, P.: Spannungs-Verformungsuntersuchungen für den Untergrund von Haldendeponien. Unveröffentlichte Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, 1993.

[18] Runderlaß des Niedersächsischen Umweltministers (RdErl. d. MU) zur Abdichtung von Deponien für Siedlungsabfälle. Niedersächsisches Umweltministerium, Referat für Umweltberichterstattung und Öffentlichkeitsarbeit, Hannover 1988.

[19] Schumann, H.: Standfestigkeitsberechnungen für Hausmülldeponien - praktische Erfahrungen. In: Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 30 Fortschritte in der Deponietechnik, Berlin 1989.

[20] Smoltczyk, U. (Hg.): Grundbau-Taschenbuch, vierte Auflage Teil 1, 1990.

[21] Tölke: Spannungs- und Verschiebungszustände im Halbraum nach der linearen Elastizitätstheorie. Unveröffentlichtes Manuskript, Stuttgart 1969; siehe GBT Teil 1, Kapitel 1.7, 1990.

[22] Turk, M.; Wittmaier, M.; Collins, H.-J.; Harborth, P.; Hanert, H.H.: Maßnahmen zur Erhaltung der Entwässerungsfunktion von Deponien. In: BMBF-Verbundforschungsvorhaben Weiterentwicklung von Deponieabdichtungssystemen, BAM, 3. Arbeitstagung, 1995.

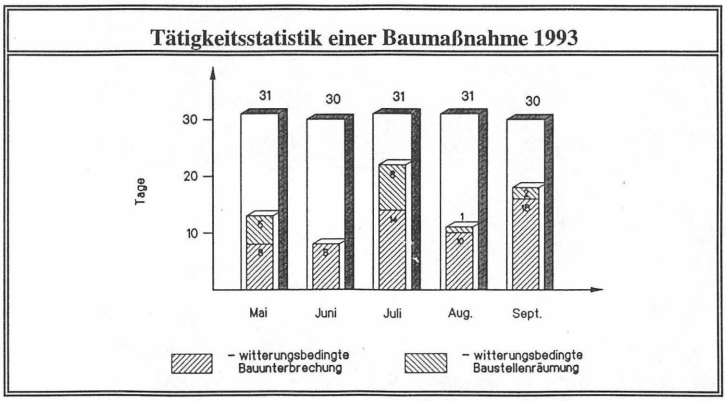
Spezielle Fragen der Qualitätssicherung für den Winterbau unter Zeltschutz

R. Schicketanz, Ingenieurbüro Schicketanz, Aachen

1. Einleitung

Die Entwicklung der Deponiebasis- und Oberflächenabdichtung zu Barrieresystemen mit aufeinander abgestimmten Schichtungen unterschiedlicher Materialien hat zu einer erheblichen Witterungsabhängigkeit dieser Bauweise geführt. Dadurch werden die im Kalenderjahr nutzbaren Zeitperioden für den Bau derartiger Dichtungen stark eingeschränkt und führen zu Zusatzmaßnahmen, wie z.B. einer Wintersicherung, da häufig eine Fertigstellung der ausgeschriebenen Deponiebaumaßnahme im geplanten (Sommer-)Zeitraum nicht möglich ist.

Aus der Statistik einer Baumaßnahme in 1993 geht hervor, daß in der Zeit von Mai bis September 47% der nutzbaren Bauzeit durch Bauunterbrechungen infolge Witterungseinfluß ausfielen. Dieses mag gegenüber den Erfahrungen von 1994 und 1995 extrem erscheinen, wobei andererseits festzustellen ist, daß 1994 und 1995 aufgrund außergewöhnlich langer Schönwetterperioden eine nicht unerhebliche Anzahl von Baumaßnahmen in der geplanten (Jahres-)Zeit fertiggestellt werden konnten.



Die Jahreszeit ab dem Monat November ist bei vielen Baugewerken schon traditionell die Zeit des "Schlechtwettergeldes", der Kurzarbeit oder gar zeitlich befristeter Entlassungen.

Umso positiver sollte es erscheinen, wenn durch geeignete Witterungsschutzmaßnahmen kontinuierliche Bauarbeiten sowohl im Sommer- als auch im Winterhalbjahr möglich werden, wobei sich auch die Ausführungsgüte witterungsabhängiger Arbeiten deutlich verbessern könnte.

Über die Erfahrungen von Baustellen unter Zeltschutz insbesondere auch im Winterhalbjahr und hierbei auftretende spezielle Fragen der Qualitätssicherung soll hier berichtet werden.

2. Ausgangssituation

Bisher wurden dem Verfasser nur zwei Deponiebaumaßnahmen bekannt, in denen großflächige Zeltbauten als Witterungsschutz über eine längere Zeit eingesetzt und in denen Dichtungsbauarbeiten z.T von der mineralischen Aufstandsfläche an komplett bis zum Einbau der mineralischen Brechkornschutzschicht ausgeführt wurden. Der einschränkende Grund dürfte in dem erheblichen Kostenaufwand bei zumeist reduzierter Bauleistung zu suchen sein.

Die Notwendigkeit eines Zeltschutzes in der Baumaßnahme "A" war bedingt durch einen drohenden "Müllnotstand", verbunden mit einem daraus erforderlichen kostenaufwendigen Export auf benachbarte Deponien aufgrund erheblicher Verzögerungen vorhergehender Abbaumaßnahmen und dem Konkurs eines mit Vorbereitungsarbeiten beauftragten Bauunternehmens. Durch eine Winterbaumaßnahme sollte dieser Notstand vermieden werden.

Bei der zweiten Baumaßnahme "B" sah der Bauherr das Motiv mehr in der Kontinuität der Bauarbeiten mit Einhaltung der Vertragstermine sowohl im Winter- als auch im Sommerhalbjahr. Auch in dieser Maßnahme wurden mineralische Dichtungsschichten und polymere Dichtungslagen unter Zeltschutz eingebaut.

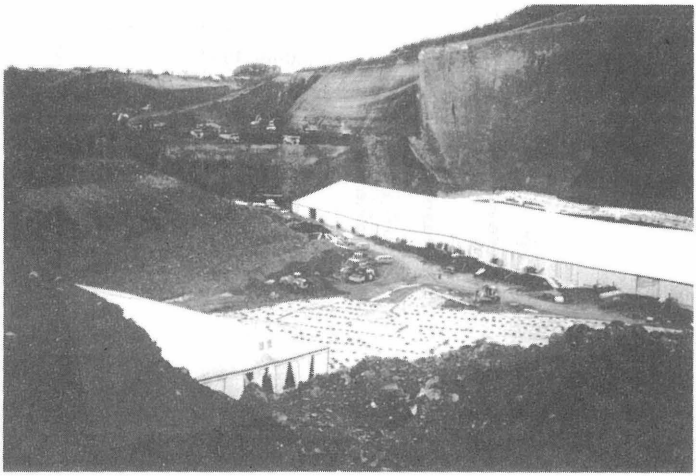


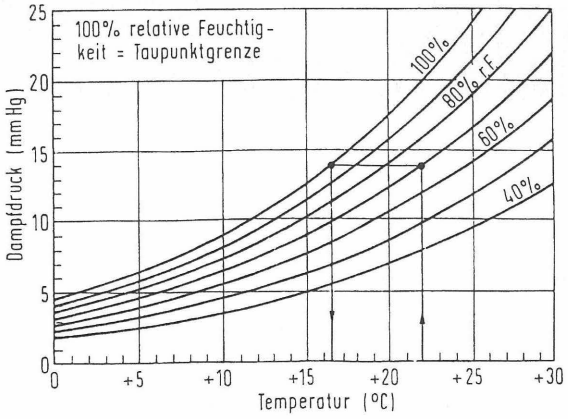
Bild 1: Zeltbauwerke Baumaßnahme "A"

Im ersten Fall war es erforderlich, den stark witterungsempfindlichen Abdichtungsbau insbesondere in den Wintermonaten durchzuführen, wobei erhebliche Witterungsschutzkosten und ein reduzierter Baufortschritt in Kauf genommen werden mußten. Diesen Kosten standen andererseits eine gewährleistete Entsorgungssicherheit und entfallende Zusatzaufwendungen gegenüber [1].

Tabelle 1

Begrenzende verlegetechnische Randbedingungen	
Verlegeperiode: (Regelfall ohne Zeltschutz)	April bis Ende Oktober
Umgebungstemperatur:	≥ + 5°C
Luftfeuchte:	< 83 % rel. Feuchte
Taupunktabstand:	> 3°C
Temperaturdifferenz: (Tag/Nacht o.ä. für Glattlage)	ca. 10°C (ΔT)
Witterung: (ausschließende Bedingungen)	Niederschlag, Nebel, Dunst (s.a. Taupunkttabelle)

Taupunkttabelle



Einem Freilandbau in der witterungsungünstigen Jahreszeit von November bis März stehen sowohl einzuhaltende Einbauparameter der mineralischen Dichtungskomponente als auch erforderliche Randbedingungen bei Verlegung und Schweißung der Kunststoff-Dichtungsbahnen entgegen.

Als Beispiel seien hier die Randbedingungen beim Einbau von **Dichtungsbahnen** aufgezeigt (s.a. [3] und Tabelle 1).

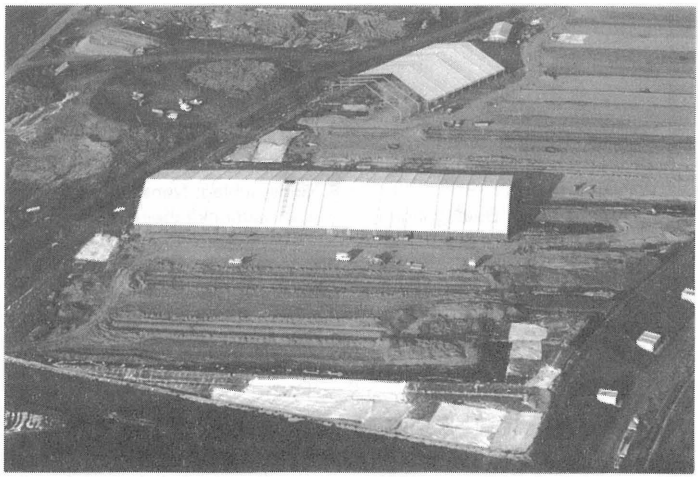


Bild 2: Zeltbauwerke Baumaßnahme "B"

3. Anforderungen an den Witterungsschutz im Baufeld

Zunächst muß beachtet werden, daß Witterungsschutz nur Mittel zum Zweck ist, nämlich, den Dichtungsbau

- zeitlich zu straffen oder überhaupt ausführbar zu machen und
- stark witterungsabhängige Arbeiten in einer Ausführungsqualität gemäß dem Stande der Technik (zumeist niedergelegt in einem Qualitätssicherungsplan [2]) ohne wesentliche Nacharbeiten auszuführen.

Unter Beachtung einer akzeptablen Arbeitsleistung ergeben sich aus dem Arbeitsablauf der Verlegearbeiten von Dichtungsbahnen nachfolgende Grundforderungen (s.a. [1], [4]):

- **Einbau der mineralischen Dichtungskomponenten entsprechend den technischen Vorgaben:**

  - **großflächige, seitlich umschlossene Überdachungen** ohne Zwischenstützen mit einer Traufhöhe von mindestens 3,75 m, um die üblichen Erdbaugeräte wirksam einsetzen zu können,

  - Transporte über mehrere **breite und hohe Zugänge**, verteilt über die Längsseite des Schutzbauwerkes, um Material- und Gerätebereitstellungen entsprechend dem Baufortschritt vornehmen zu können,

  - Wahl des Umhausungssystems in **Rasterformat**, mit der Möglichkeit von **Teilabschottungen** zwecks Anpassungsmöglichkeit an die geometrischen Gegebenheiten des Planums und des Baufortschrittes,

  - Fassung und Ableitung des **Niederschlagwassers** über Regenrinnen und Fallleitungen mit Entsorgung; **Schneeauflasten** sind bei üblichen Leichtbauweisen zumeist nicht zulässig und müssen durch Innenbeheizung verhindert werden,

  - Verhinderung von seitlichem **Oberflächenwasserzulauf** aus schon fertiggestellten oder noch zu bearbeitenden Abdichtungsflächen, um eine Vernässung der in Arbeit befindlichen Dichtungsflächen unbedingt zu vermeiden,

  - Verhinderung von **Kondensatabtropfungen** durch Taupunktunterschreitung von der Dachfläche mittels Tuchabhängungen oder Luftführung,

  - ausreichender **Luftaustausch**, um unzulässige Konzentrationen der Abgase von Baufahrzeugen zu vermeiden,

  - wirkungsvolle **Beleuchtung** der Arbeitsfläche,

  - Auf- und Abbau sowie **Verankerung** der Schutzkonstruktion so, daß fertiggestellte Abdichtungsflächen nicht in Mitleidenschaft gezogen werden,

  - bei Außenfrost **Beheizungsmöglichkeit** zur möglichst gleichmäßigen Temperierung des Zeltinnenraums.



Bild 3: Einbau der mineralischen Dichtungsschicht

- **Einbau der Kunststoff-Dichtungsbahnen sowie der geotextilen und mineralischen Schutzschichten**

  neben den vorgenannten Anforderungen für den mineralischen Dichtungsbau gewinnen drei Maßnahmen zusätzlich an Bedeutung:

  - die **strikte Verhinderung jedweden seitlichen Wasserzulaufs** aus Niederschlägen oder Kondenswasserbildung unterhalb und oberhalb der Kunststoff-Dichtungsbahnen,

  - die **zugfreie Abschottung** des Verlegebereichs, insbesondere an den Umhausungswänden,

  - eine an den Baufortschritt anpaßbare **Regelung der Raumbeheizung**, um einerseits eine Austrocknung der mineralischen Dichtungsoberfläche (Rißbildung!) zu vermeiden, andererseits aber eine ausreichende Erwärmung der ausgelegten Dichtungsbahnen zu ermöglichen, um über eine gezielte Temperaturabsenkung nach der Verschweißung und Fixierung die erforderliche Planlage zu erzielen.



Bild 4: Verlegte Kunststoffdichtungsbahnen vor Aufbau der Schutzschichten; Zelt mit Zwischenabschottung

Bei der Beschreibung der Anforderungen an die Umhausung selbst wurde bisher die **Bauperipherie**, d.h. das umliegende Baufeld sowie die Lagerung und der Transport der Materialien, noch nicht betrachtet.

Hierzu folgende Erfahrungen:

- Gewinnung, Transport und Zwischenlagerung auf der Baustelle können -insbesondere bei Mineralstoffen - bei schlechter Witterung oder im Winterhalbjahr zu erheblichen Problemen führen:

  - durch **unzulässige Vernässung oder Durchfrostung** des Baumaterials bei Gewinnung und Lagerung,

  - durch **tiefgründige Aufweichung** der Baustraßen auf der Gewinnungs- und Baufläche,

  - durch **Frosteinwirkung** auf die teilfertiggestellte, jedoch nicht mehr umhauste Kombinationsabdichtungsfläche,

  - durch **Unterläufigkeit** (ganzer Abdichtungsbereiche) bei unzweckmäßiger Einbindung oder sorgloser Absicherung der Dichtungsbahnränder.

Insbesondere bei Winterbaumaßnahmen unter Zuhilfenahme von Umhausungen werden erhöhte Anforderungen an Logistik und Koordination der bauausführenden Firma gestellt. Dabei gilt es, Materiallieferungen, Dichtungsbauarbeiten und Auf- bzw. Abbauarbeiten der Umhausungen terminlich genau aufeinander abzustimmen, um Baustillstände so weit wie möglich zu vermeiden.

4. Ausgewählte Themen zur Qualitätssicherung

Allgemeine baupraktische Erfahrungen über eine größere Zeitperiode liegen - soweit bekannt - bisher nur mit **Zeltbauwerken** als Witterungsschutz in zwei Baumaßnahmen vor.

Eingesetzt wurden dabei Großzelte in 20 und 40 m stützenloser Spannbreite, die beliebigen Längen angepaßt werden konnten. Die größte erforderliche Arbeitslänge betrug über 200 m. Zudem wurden für örtlich begrenzte Arbeiten begehbare Klein- oder Schlauch-Zelte eingesetzt, die sich durch Gestänge oder einen leichten Warmluftüberdruck abstützen.

Die Traufhöhen betrugen 3,75 bzw. 4,0 m mit Firsthöhen bis 12,0 m, ausreichend für den Einsatz auch großer Baumaschinen (z.B. Dumper).

Die Zeltstützen bestanden aus speziellen Aluminiumprofilen, die zu selbsttragenden Rahmen zusammengebaut wurden und die Stützweite ergaben. Sie waren durch Windverbände gegeneinander verspannt, die Dachflächen wurden abgeplant. Die Seitenwände bestanden aus festen Seitenelementen, z.B. aus Kunststoffprofilplatten.

Schwierigkeiten bestanden in der Anpassung der Zeltbauwerke an geneigten Flächen, da keine unterschiedlich hohen Traufstützen zur Verfügung standen. Eine Neigung der Zeltbauwerke nach der Seite von ca. 10° und in Achsrichtung von höchstens 2° bis 3° wird noch als zulässig angesehen.

Zeltverankerung

Ein besonderes Problem stellte die **Stützenverankerung** dar. Die Profilrahmen mußten über Fußplatten befestigt werden, die in einem Fall anfänglich zur Erreichung der erforderlichen Standsicherheit gegen Winddruck durch Erdnägel bis zu 1 m Länge im Planum verankert wurden. Später erfolgte die Stützverankerung auf speziell hergestellten Betonblöcken, in die besondere Fußplatten mit Anschlußösen eingegossen waren. Diese Betonblöcke wurden im Überlappungsbereich der Dichtungsfläche auf ausreichend dicke Schichtpolster aus mineralischem Schutzschichtmaterial (Granulat 0/2 mm) gebettet.

Im anderen Fall wurden die seitlichen Stützen auf großen Stahlplatten von ca. 2 m^2 Fläche verankert und zudem auf diesen Platten abgestrebt. Eine Verankerung durch Erdnägel entfiel somit.

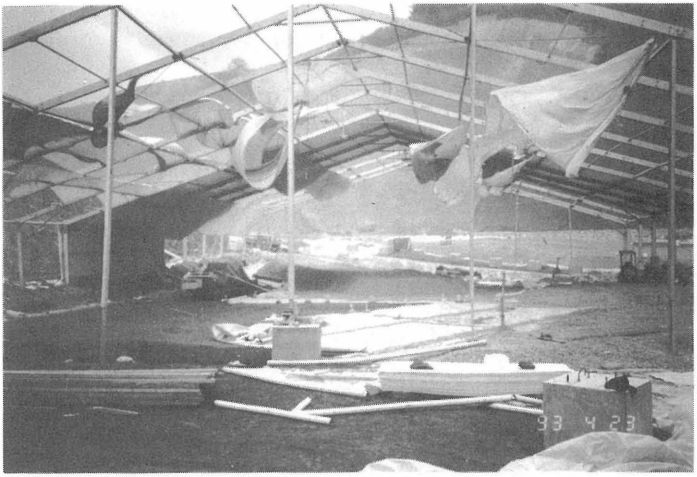


Bild 5: Schaden durch starke Windböen; gut zu erkennen: die Betonblockanker

Diese Verankerungsarten brachten es mitsich, daß bei höheren Windgeschwindigkeiten (Sturmböen etc.) die Zelte nicht mehr begangen werden durften.

Gleiches gilt für die Beschränkung der Firsthöhen auf ca. 12 m, so daß eine stützenfreie Breite von 40 m derzeit als gut beherrschbar gilt.

Fazit: Es bestehen seitens der Zeltverleihfirma Möglichkeiten, auf die sonst übliche Verankerung mittels Erdnägeln zu verzichten und stattdessen Methoden zu wählen, die das erbaute Dichtungssystem nicht beschädigen.

Aufgrund der geringen Möglichkeit, Zeltbauwerke neigungsmäßig dem Verlauf des Planums anzupassen, sind hierfür Grenzen gesetzt.

Unterläufigkeit

Durch fehlende Erfahrung und sorglose Handhabung der Oberflächenwasserhaltung kam es bei Dichtungsarbeiten unter Zeltschutz zu mehreren Unterläufigkeiten.

Diese waren zum einen darauf zurückzuführen, daß nur unzureichende Vorkehrungen getroffen worden waren, Niederschlagswasser aus schon gedichteten Flächen an den Außenseiten des Zeltschutzes abzuleiten (z.B. durch einen Schottstreifen aus Dichtungsbahnmaterial, einem Tondamm o.ä.) und zum anderen durch Wasserströmungen unterhalb der schon verlegten und mit der mineralischen Schutzschicht ballastierten Dichtungsbahnen durch Einbindungsfehler der - z.T. weiter entfernt liegenden - Dichtungsbahnränder.



Bild 6: Sanierung einer Unterläufigkeit unter Zeltschutz

Während das Oberflächenwasser auf der Dichtungsbahnfläche wieder abgesaugt oder abgepumpt werden konnte (solange nicht das Wasser zwischen die zunächst lose aufliegenden Dichtungsbahnen und die Mineralstoffdichtung gelaufen war), war die Beseitigung eines "Wasserkissens" mit erhöhtem Aufwand verbunden. Neben einem flächigen Rückbau der Schutzschichten und der Dichtungsbahn in dem betroffenen Bereich einschließlich Austausch der aufgeweichten Tonschicht, mußte zur Sanierung im Regelfall ein separater Zeltschutz errichtet werden.

Fazit: Gerade bei Bauarbeiten unter Witterungsschutz ist seitens des Bauunternehmers auf eine sorgfältige und vorausschauende Wasserhaltung zu achten. Diese Leistung sollte auch Bestandteil der Ausschreibungsunterlage sein.

Zeltumbau

Aufgrund anfänglich fehlenden Know-how's bei den Zeltverleihfirmen im Deponiebaubereich waren erhebliche Zeitaufwendungen erforderlich, den Zeltschutz planmäßig von einem Standort auf den anderen umzusetzen.

Zu Beginn wurden die Profilrahmen aus Aluminium vor Ort liegend von Hand zusammengebaut, mittels eines Staplers o.ä. aufgerichtet und feldweise gegenseitig verspannt. Danach folgte die Einziehung der Abdeckplanen und der Einbau der Seitenverkleidung.

Durch Einsatz von schweren Hebegeräten und Umsetzung ganzer Rahmenmodule konnten diese Unterbrechungszeiten im Laufe der Baumaßnahmen deutlich reduziert werden, so daß z.B. ein Zelt in der Größe 40 x 100 m (B x L) innerhalb von maximal 5 Tagen ab- und wieder aufgebaut wurde.

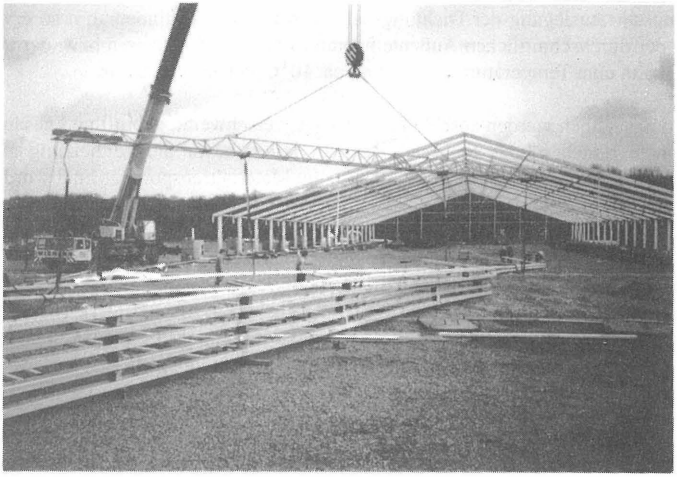


Bild 7: Zeltbau mittels schwerem Hebegerät

Durch den Einsatz von Zwischenabschottungen der Zeltbauten konnte auch beim Ab- oder Umbau von Teilbereichen der Dichtungsbau unter temperiertem Zeltschutz weitergeführt werden.

Bei der Festlegung der einzusetzenden Zeltbreiten und -längen sind neben der zu überdeckenden Planumsgeometrie auch die geplanten Verlegungslängen der Dichtungsbahnen und im Randbereich eine ausreichende Überlappungszone zu beachten. In der Praxis haben sich Breiten der Überlappungszone von $\geq$ 2,5 m bewährt.

Fazit: Nach anfänglich längeren Umrüstzeiten wurden von den Zeltverleihfirmen Methoden entwickelt, die Umbauarbeiten zügig durchführen zu können. Durch den Einsatz von Zwischenabschottungen konnten Umbauarbeiten modulweise bei parallel weiterlaufenden Dichtungsarbeiten durchgeführt werden.

Erzielung der Planlage von Kunststoffdichtungsbahnen

Die erforderliche Planlage von Dichtungsbahnen bei einer Kombinationsabdichtung ist heute unumstritten. Die Wege zu ihrer Realisierung sind jedoch noch nicht allseits bekannt.

Durch geschickte Nutzung der physikalischen Eigenschaften, insbesondere des hohen

geometrien jedoch immer erzielbar, wenn ein Temperaturgefälle zwischen dem Zeitpunkt der Auslegung der Dichtungsbahnen und ihrer späteren Ballastierung vorliegt (s.a. Tabelle 1).

In der Baumaßnahme "A" wurde aus diesem Grunde schon von Anfang an darauf geachtet, daß eine ausreichende Heizkapazität für das Zeltinnere und eine geeignete Temperaturregelung zur Verfügung standen.

Vor Beginn der Auslegung der Dichtungsbahnen wurde der Zeltinnenraum so erwärmt, daß zwischen der durchschnittlichen Außentemperatur und dem Zeltinneren bzw. der ausgelegten Dichtungsbahn eine Temperaturdifferenz von ca. 10 °C sichergestellt war.

Die Dichtungsbahnen wurden anschließend verlegt, verschweißt, geprüft und gesäubert sowie an markanten Enden mittels Sandsack-Riegeln fixiert, bevor die Zeltheizung auf Kaltluft umgeschaltet und die Zugangstore des Zeltbaus zum Materialtransport geöffnet wurden, um die erforderliche Temperaturdifferenz zu realisieren.

Nach der Planlage der Dichtungsbahnfläche wurde nach Auflage der geotextilen Schutzlage die Schutz-Brechkornschicht eingebaut und die Dichtungsbahnen damit ganzflächig ballastiert.

Fazit: Die erforderliche Planlage der Kunststoffdichtungsbahnen ist durch Innenraumtemperierung und angepaßte Temperaturregelung auch unter großflächigem Zeltschutz gut realisierbar.

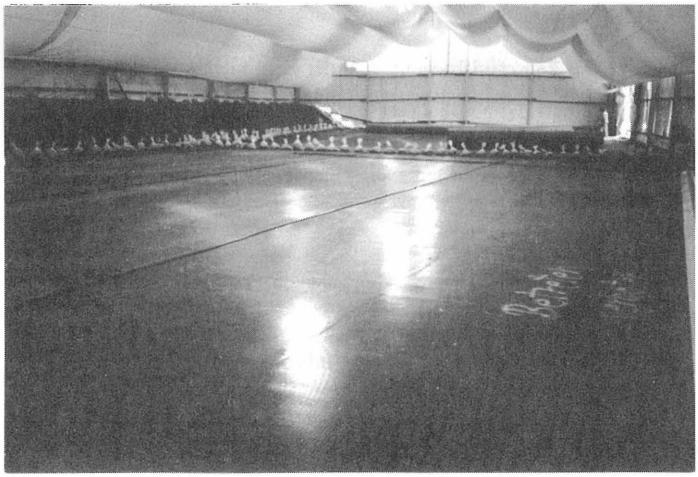


Bild 8: Planlage der Kunststoffdichtungsbahnen nach Temperaturabsenkung

Lagerung und Transport von Materialien

Wie schon erwähnt, kommt neben dem eigentlichen Witterungsschutz des Baufeldes auch der (Zwischen-)Lagerung und dem Transport der Materialien zum Baufeld eine gleichgroße Bedeutung zu. Gerade mineralische Stoffe sind vor Vernässung oder Durchfrostung zu schützen, damit sie in einbaufähigem Zustand an das umhauste Baufeld geliefert werden können.

In der Baumaßnahme "A" wurde z.B. vorausblickend ein Zwischenlager unter Zeltschutz für das mineralische Dichtungsmaterial eingerichtet, um zum einen einen Puffer vorzuhalten, der Engpässe bei der Lieferung durch ungünstige Witterungsverhältnisse an der Gewinnungsstelle ausgleicht und zum anderen das Material bei der Lagerung vor Vernässung oder Durchfrostung zu schützen.

Kies und Brechkorn wurden nicht unter Zeltschutz gelagert und zeigten während einer Frostperiode Zusammenbackungen durch Frost. Ein Einbau war erst nach einer Auftauzeit möglich. Ein besonderer Aspekt war die Befahrbarkeit der Zuwegungen nach längerem Regen aufgrund tiefgründiger Vernässung. Die Anlage geeigneter Baustraßen unter Berücksichtigung der Vernässungsproblematik hätte dem Bauunternehmer einige Mühen erspart.

Fazit: Neben der Planung des eigentlichen Witterungsschutzes des Baufeldes sind auch Maßnahmen zur Gewinnung, Zwischenlagerung und Beförderung der benötigten Materialien während ungünstiger Witterungsperioden zu berücksichtigen. Eine im Detail durchdachte Ablaufplanung unter dem Gesichtspunkt der Minimierung möglicher Ausfallzeiten erweist sich als dringend erforderlich.

5. Zusammenfassung

In zwei Deponiebaumaßnahmen wurden in den Zeiträumen 1992/93 und 1994 Bauarbeiten unter Zeltschutz durchgeführt. Von den daraus gewonnenen Erfahrungen zu Fragen der Qualitätssicherung wird hier berichtet.

Nach anfänglichen Schwierigkeiten beim Ablauf der Maßnahmen (Zeltauf- und abbau, Beheizung, Dichtungsbauarbeiten, Anlieferung und Transport etc.) wurden bautechnische und logistische Methoden gefunden, das Bauvorhaben noch zufriedenstellend abzuwickeln.

Probleme traten aufgrund des fehlenden Know-how's für derartige Baumethoden in den verschiedenen Bereichen auf. Die Bauwerksqualität wurde davon in einem noch akzeptablen Rahmen tangiert.

Als Kosten gelangten nachfolgende Daten zur Kenntnis:

Tabelle 2

Kostenabschätzung für ein Zelt 40 x 100 m		
	Kostenrahmen	Bemerkung
Zeltmiete	10,- bis 15,- DM/m² pro Monat *	Vorhalten, Betreiben und Warten des Zeltbaus
Auf- und Abbau, Transport	15,- bis 20,- DM/m² pro Umbau *	Umsetzung des Zeltbaus achsparallel, bei verwundener Geometrie Erschwerniszuschläge
Heizanlage	8,- bis 15,- DM/m² pro Monat *	Vorhalten, Betrieb und Wartung der Anlage
Energie	5,- bis 15,- DM/m² pro Monat *	Heizölverbrauch je nach Außentemperatur im Winterhalbjahr

* Zeltfläche

Bei beiden Bauvorhaben hat sich die Herstellung zumindest eines Teils der Kombinationsbasisabdichtungen als technisch machbar erwiesen. Angesichts der bekanntgewordenen Kosten und des beobachteten reduzierten Arbeitsfortschritts bleibt der Einsatz derart großflächiger Witterungsschutzmaßnahmen für Sondersituationen vorbehalten.

Literatur

[1] Krath, U. und Schwarz, T.
Kombinationsdichtungsbau im Winter am Beispiel der Zentralen Mülldeponie Eiterköpfe;
Müll und Abfall 5/93, Erich Schmidt Verlag

[2] Schicketanz, R.
Der Qualitätssicherungsplan für die Herstellung von Kombinationsabdichtungen als Instrument der Zusammenarbeit von Eigenprüfern, Fremdprüfern und behördlicher Überwachung;
Fortschritte der Deponietechnik 1992, Erich Schmidt Verlag

[3] Richtlinie für die Zulassung von Kunststoffdichtungsbahnen als Bestandteil einer Kombinationsabdichtung für Siedlungs- und Sonderabfalldeponien sowie für Abdichtungen von Altlasten;
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, 07/1992

[4] Sasse, T.
Vorkehrungen beim Herstellen von Deponieabdichtungen in ungünstigen Witterungsperioden;
Fachtagung "Die sichere Deponie" 1990, Seite 145 bis 167, Süddeutsches Kunststoff-Zentrum

[5] N.N.
Prospektunterlagen und Bildmaterial;
Röder Umweltservice, Zeltverleih

[6] N.N.
Prospektunterlagen und Bildmaterial;
De Boer GmbH, Internationaler Zeltverleih

[7] N.N.
Prospektunterlagen und Bildmaterial;
F. C. Trapp GmbH & Co., Bauunternehmung

Bodenmechanisches Verhalten und Prüfungen vergüteter Bodenmaterialien

M. Bachmann, S. Bruns
Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig

1 EINLEITUNG

2 VERGÜTUNGSMATERIALIEN

2.1 Übersicht über Vergütungsmaterialien

2.2 Hydraulisch reagierende Vergütungsmittel

2.3 Nicht hydraulisch reagierende Vergütungsmittel

2.4 Mischprodukte

3 AUSWIRKUNGEN DER BODENVERGÜTUNG AUF DAS BODENMECHANISCHE VERHALTEN

3.1 Auswirkungen bei Verwendung hydraulisch reagierender Vergütungsmittel
3.1.1 Zeitlicher Verlauf der chemischen Reaktionen
3.1.2 Wassergehalt
3.1.3 Wasserdurchlässigkeit
3.1.4 Festigkeitseigenschaften
3.1.5 Verdichtbarkeit

3.2 Auswirkungen bei Verwendung nicht hydraulisch reagierender Vergütungsmittel
3.2.1 Zeitlicher Verlauf der chemischen Reaktionen
3.2.2 Wassergehalt
3.2.3 Wasserdurchlässigkeit
3.2.4 Festigkeitseigenschaften
3.2.5 Verdichtbarkeit

4 AUSWIRKUNGEN DER BODENVERGÜTUNG AUF BAUBETRIEB UND QUALITÄTSPRÜFUNG

4.1 Ermittlung der Korngrößenverteilung

4.2 Probleme bei der Beurteilung des Verdichtungsgrades bei hydraulisch reagierenden Vergütungsmitteln
4.2.1 Bezugsproctor
4.2.2 Dichtebestimmung
4.2.3 Verdichtungsgrad

4.3 Änderung des Spannungs-Verformungsverhaltens beim Einsatz hydraulisch reagierender Vergütungsmittel

5 QUALITÄTSSICHERUNG

5.1 Maßnahmen bei Verwendung hydraulisch nicht reagierender Vergütungsmittel

5.2 Maßnahmen bei Verwendung hydraulisch reagierender Vergütungsmittel

6 ZUSAMMENFASSUNG

1 Einleitung

An mineralische Abdichtungsmaterialien im Deponiebau werden Anforderungen sowohl hinsichtlich ihrer Zusammensetzung als auch in bezug auf ihre bodenmechanischen Eigenschaften gestellt. Eine für die Herstellbarkeit wesentliche Forderung ist die Einhaltung materialspezifischer Grenzen für den Wassergehalt des zu verwendenden Bodens.

Das Vorliegen von zu niedrigen Wassergehalten kann durch Wasserzugabe ausgeglichen werden und bereitet somit aus bautechnischer Sicht keine Probleme. Ist der Boden jedoch zu naß, so bieten sich prinzipiell 3 verschiedene Möglichkeiten zur Reduzierung des Wassergehaltes. Die einfachste Möglichkeit besteht in der zumeist zeit- und somit auch kostenintensiven Trocknung des Materiales. Neben dem Zeitfaktor ist die Witterungsabhängigkeit dieses Verfahrens ein entscheidender Nachteil. Die zweite Möglichkeit besteht in dem Untermischen relativ trockener Bodenmaterialien, was jedoch deren Verfügbarkeit in größeren Mengen voraussetzt und sich somit häufig als schwierig erweist. Die dritte Möglichkeit besteht in der Zugabe von Vergütungsmaterialien zur Reduzierung des Wassergehaltes. Neben den zunächst für den Bauablauf günstigen Auswirkungen ist eine Vergütung jedoch auch immer mit einer Veränderung der Zusammensetzung und der bodenmechanischen Eigenschaften des Ausgangsmaterials verbunden [2].

Einige der vielfältigen Auswirkungen einer Vergütung auf die Qualität, Prüfung und die Bewertbarkeit der Dichtungsmaterialien werden in dieser Arbeit näher erläutert. Da die derzeitigen Richtlinien und Vorschriften die Prüfbarkeit und Bewertung vergüteter Bodenmaterialien im Deponiebau nicht oder nur indirekt berücksichtigen, werden hier einige Vorschläge zur Verbesserung des derzeitigen Qualitätssicherungsstandards aufgezeigt.

2 Vergütungsmaterialien

2.1 Übersicht über Vergütungsmaterialien

Die Bodenvergütung ist ein im Erdbau häufig angewandtes Verfahren. Durch Zugabe eines Vergütungsmittels werden die Eigenschaften des Ausgangsmateriales gezielt so verändert, daß sie als Baustoff für das zu errichtende Bauwerk besser geeignet sind. Auch im Deponiebau kommt das Verfahren der Bodenvergütung gerade in der jüngsten Vergangenheit verstärkt zum Einsatz. Als Zusatzstoff kommen dabei Kalk, Tonmehl oder Aschen in Frage bzw. Mischungen aus diesen Ausgangsstoffen.

Grundsätzlich können die Vergütungsmaterialien in zwei Kategorien unterteilt werden:

- Vergütungsmittel, die hydraulische Reaktionen im Boden bewirken
- Vergütungsmittel, die keine hydraulischen Reaktionen im Boden bewirken.

2.2 Hydraulisch reagierende Vergütungsmittel

Die erste Gruppe der Vergütungsmittel, welche hydraulische Reaktionen im Boden hervorrufen, bewirken im Vergleich zu nicht hydraulisch reagierenden Zugabemitteln eine stärkere Reduzierung des Wassergehaltes. Dies ist darauf zurückzuführen, daß zum einen bei der Hydratation freies Wasser gebunden wird und außerdem während dieses chemischen Prozesses durch die bei der Reaktion freiwerdende Wärmeenergie Wasser verdunstet. Zu diesen hydraulisch wirksamen Vergütungsmitteln zählen Kalk und ein Teil der Aschen.

Eine im Sinne des zügigen Bauablaufes relativ starke und schnelle Verringerung des Wassergehaltes ist durch die Zugabe von Kalk zu erreichen. Bei den für eine Vergütung geeigneten Kalken ist zwischen drei verschiedenen Arten zu unterscheiden: Feinkalk, Kalkhydrat und hochhydraulischer Kalk [5]. Hochhydraulischer Kalk wird bei grob- und gemischtkörnigen Böden und Kalkhydrat bei gemischt- und feinkörnigen Böden jeweils im Bereich des optimalen Wassergehaltes eingesetzt. Feinkalk ist für die Vermörtelung von gemischt- und feinkörnigen Böden bei

Überschreitung des optimalen Wassergehaltes geeignet und somit die im Deponiebau i.d.R. verwendete Kalkart[7].

Ascheprodukte können in bezug auf ihre Auswirkungen bei einer Bodenvergütung in zwei Gruppen unterteilt werden. Eine Gruppe bewirkt im Boden eine hydraulischen Verfestigung. Diese Aschen sind ähnlich wie Kalk zu beurteilen, wobei die Intensität der hydraulischen Reaktionen wiederum von der Zusammensetzung der Aschen abhängt. Die zweite Gruppe der Aschen bewirkt keine hydraulischen Reaktionen im Boden und kann daher von ihren Auswirkungen mit Tonmehlprodukten verglichen werden.

2.3 Nicht hydraulisch reagierende Vergütungsmittel

Vergütungsmittel, welche keine hydraulischen Reaktionen im Boden hervorrufen, bewirken nur eine relativ geringe Verringerung des Wassergehaltes im Boden. Diese Verringerung des Wassergehaltes beruht allein auf den geringen Wassergehalten des Zugabemittels. Durch den Ausgleich der Wassergehalte zwischen Zugabemittel und Boden werden die Wassergehalte im Ausgangsboden reduziert. Je geringer der Wassergehalt des Vergütungsmittels ist, desto stärker ist die durch die Vergütung bewirkte Reduzierung des Wassergehaltes.

Zu den nicht hydraulisch wirksamen Vergütungsmitteln zählen Tonmehl und ein Teil der Aschen. Sowohl bei Tonmehl als auch bei Aschen ist ein weiterer Effekt der Vergütung die Verringerung des frei zur Verfügung stehenden Porenwassers aufgrund ihrer Quellfähigkeit.

Zumischungen aus reinem Tonmehl werden im Deponiebau i. a. zur Erhöhung des Ton- bzw. Tonmineralanteiles auf den geforderten Mindestanteil eingesetzt. Bei Tonmehl handelt es sich um künstlich getrocknete und zerkleinerte Tone. Je geringer der Wassergehalt im Tonmehl ist, desto stärker wird der Wassergehalt des Ausgangsbodens bei der Vergütung reduziert, jedoch steigen die Kosten aufgrund der aufwendigen Trocknung des Tonmehles überproportional zum erzielbaren Ergebnis.

Bei den Tonmehlen sind unterschiedliche Arten je nach ihrer Zusammensetzung aus den verschiedenen Tonmineralen zu unterscheiden.

Im Hinblick auf immer knapper werdende Recourcen und die Preisentwicklung auf dem Rohstoffmarkt stellen Kraftwerksnebenprodukte wie z. B. Aschen eine sowohl preislich als auch umweltpolitisch interessante Alternative zu den bisher üblicherweise eingesetzten Vergütungsmitteln dar. Die nicht hydraulisch reagierenden Aschen sind bezüglich ihrer Auswirkungen bei einer Bodenvergütung, abgesehen von der Erhöhung des Tonmineralanteiles, mit Tonmehl vergleichbar.

2.4 Mischprodukte

Insbesondere in jüngster Vergangenheit werden Fertigmischungen zur Bodenvergütung eingesetzt. Mischprodukte sind im Deponiebau vor allem dann interessant, wenn die Ausgangsstoffe gegensätzliche Auswirkungen auf das Bodenmaterial haben. So kann z. B. durch hydraulisch reagierende Vergütungsmittel eine relativ große Verringerung des Wassergehaltes bewirkt werden, zugleich aber negative Folgen wie die Versprödung oder die Erhöhung der Durchlässigkeit durch Tonmehl bzw. nicht hydraulisch wirksamen Aschen kompensiert werden. Diese Kompensation in bezug auf die Durchlässigkeit ist anhand von Untersuchungsergebnissen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig in Bild 1 dargestellt.

Das Mischungsverhältnis sollte sowohl auf das Ausgangsmaterial als auch auf die baustellenspezifischen Anforderungen an das vergütete Bodenmaterial abgestimmt werden. Je nach der Zusammensetzung solcher Mischprodukte sind die Auswirkungen ihrer Verwendung für eine Bodenvergütung stets projektbezogen zu ermitteln.

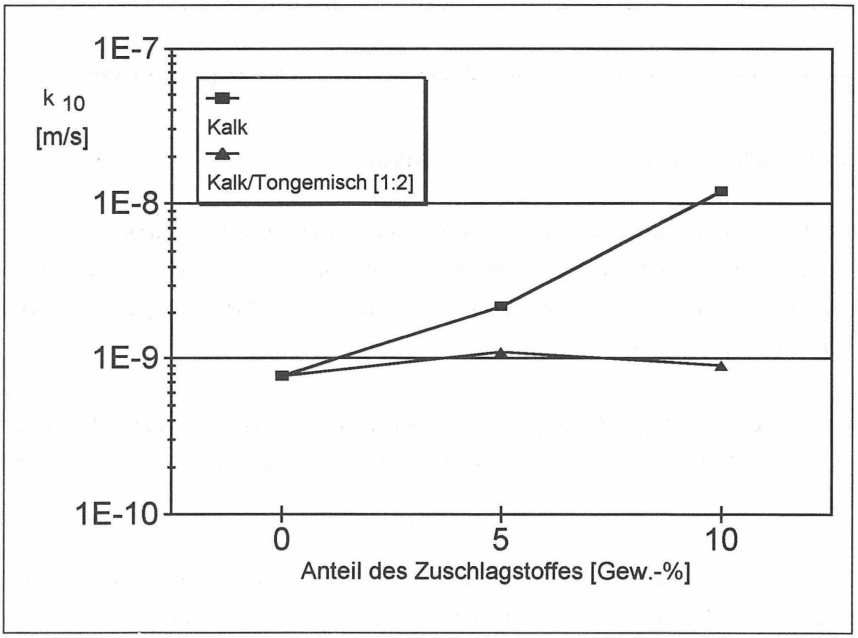


Bild 1: Vergleich zwischen Kalk und einem Kalk-Tonmehl-Gemisch in bezug auf die Änderung der Durchlässigkeit

Mischprodukte aus Tonmehl und Kalk werden bereits als Fertigmischung von den entsprechenden Herstellern angeboten. Bei diesen Fertigmischungen ist darauf zu achten, daß der im Tonmehl vorhandene Restwassergehalt zu gering ist, um als Hydratationswasser für den untergemischten Kalk zu dienen.

3 Auswirkungen der Bodenvergütung auf das bodenmechanische Verhalten

3.1 Auswirkungen bei Verwendung hydraulisch reagierender Vergütungsmittel

3.1.1 Zeitlicher Verlauf der chemischen Reaktionen

Bei Verwendung hydraulisch reagierender Vergütungsmittel muß der zeitliche Verlauf der chemischen Reaktionen in bezug auf die einzelnen Bauabläufe berücksichtigt werden, um die Auswirkungen einer Bodenvergütung auf den Einbau bzw. die Verdichtung des vergüteten Materials beurteilen zu können.

Die im Boden als Folge der Zugabe hydraulisch wirkender Vergütungsmittel ablaufenden chemischen Reaktionen können in Kurzzeitreaktionen und Langzeitreaktionen unterschieden werden.

Die Kurzzeitreaktionen, welche auch als „Ablöschen" des Kalkes bezeichnet werden, können durch die bei den Reaktionen freiwerdenden Temperaturen beschrieben werden [5]. Für einen Weißfeinkalk wurden vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig Untersuchungen über seine Reaktionszeit mit Böden bei unterschiedlichen Wassergehalten angestellt. Hierbei wurden die Ablöschprozesse über die Aufnahme der Temperaturen ermittelt. Die festgestellten Temperaturverläufe sind für die unterschiedlichen Wassergehalte eines Ausgangsbodens in Bild 2 dargestellt. Für die unten abgebildeten Temperaturversuche wurde ein schluffiges Bodenmaterial mit einem optimalen Wassergehalt des Ausgangsbodens von w_{Pr} = 11 % und eine 5 %-ige Kalkzugabe (Weißfeinkalk) verwendet (vgl. [2]).

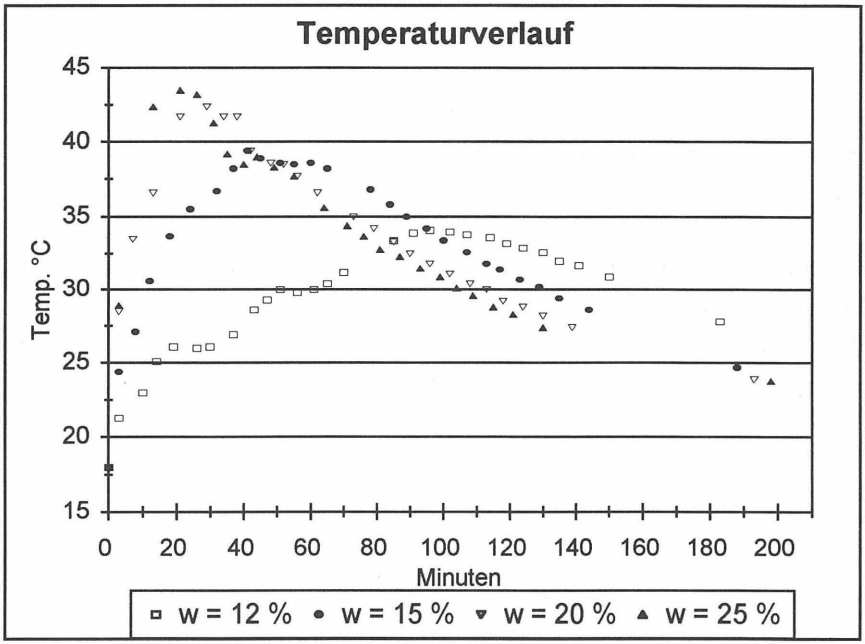


Bild 2: Temperaturverläufe bei Reaktionen eines schluffigen Bodenmaterials mit 5 % Weißfeinkalk bei verschiedenen Wassergehalten

Anhand der abgebildeten Temperaturverläufe wird deutlich, daß die Reaktionsgeschwindigkeit von dem im Boden vorhandenen Wasserangebot abhängt. Mit zunehmendem Wasserangebot werden die Zeiten bis zum Erreichen des Temperaturmaximums nach den durchgeführten Versuchen stetig kürzer, die Maximalwerte der durch die Reaktionen erzeugten Temperaturen steigen dabei umgekehrt proportional zur Reaktionsgeschwindigkeit an.

Aus den dargestellten Temperaturverläufen läßt sich nicht direkt ableiten, zu welchem Zeitpunkt wieviel Prozent des Kalkes abgelöscht sind.

Neben der hier dargestellten Auswirkung des Wasserangebotes hat auch die bei der Vermörtelung vorherrschende Witterung (Temperatur, Wind, Luftfeuchte) einen Einfluß auf die Reakti-

onsgeschwindigkeit und sollte daher bei der Beurteilung der Temperaturverläufe berücksichtigt werden.

Die Langzeitreaktionen, welche erst nach ca. 10 bis 30 Tagen beginnen, können nach ca. einem Jahr als abgeschlossen angesehen werden und sind für den Bauablauf somit ohne weitere Bedeutung.

Die chemischen Reaktionen bei Aschen, welche eine hydraulische Verfestigung im Boden bewirken, sind mit den Reaktionen des Kalkes im Boden vergleichbar. Der zeitliche Verlauf der Reaktionen kann, analog zu dem vorgestellten Beispiel, auch bei hydraulisch wirkenden Aschen anhand der Temperaturänderungen abgeschätzt werden.

3.1.2 Wassergehalt

Durch die Zugabe von Vergütungsmitteln zum Boden kann der Wassergehalt des Ausgangsbodens auf drei verschiedene Arten verringert werden:

- als Folge hydraulischer Effekte
- durch Verdunstung als Folge von der bei den chemischen Reaktionen entstehenden Wärme
- durch Erhöhung der dem Wassergehalt zugrundegelegten Trockenmasse um das Gewicht des (relativ trockenen) Vergütungsmittels.

Bei einer Zugabe von hydraulisch wirkenden Vergütungsmitteln tragen alle drei der genannten Effekte zur Verringerung des Wassergehaltes bei. Der Anteil der Verdunstung wirkt sich auf die Reduzierung des Wassergehaltes dabei relativ stark aus. Daraus wird ersichtlich, daß hydraulisch wirkende Vergütungsmittel die effektivsten Zugabestoffe zur Reduzierung des Wassergehaltes sind.

3.1.3 Wasserdurchlässigkeit

Die Durchlässigkeit von mit Kalk vergütetem Bodenmaterial kann - je nach verwendeter Kalkart, Kalkanteil und Ausgangsmaterial - um bis zu ca. zwei Zehner-Potenzen zunehmen [9], [12]. Ähnliche Effekte sind bei einer Bodenvergütung mit hydraulisch wirkenden Aschen zu erwarten, wobei die Größe der Auswirkungen auf die Durchlässigkeit von der hydraulischen Reaktionsfähigkeit des verwendeten Zusatzstoffes abhängt.

3.1.4 Festigkeitseigenschaften

Bei der Vergütung mit hydraulisch wirkenden Mitteln werden die Eigenschaften des Ausgangsmaterials durch die chemischen Reaktionen verändert. Die im folgenden für Feinkalk beschriebenen Reaktionen gelten analog auch für hydraulisch reagierende Aschen.

Durch die Anlagerung der an die Bodenteilchen gebundenen Wassermoleküle an den Kalk und infolge des Ionenaustausches kommt es zu einer Verklumpung. Durch die beschriebene Verklumpung wird die Aggregatgröße und damit die Suffusionsstabilität im Boden erhöht. Die Plastizität des Materials nimmt ab, der mit Kalk vergütete Boden reagiert spröder und zugleich auch verformungsärmer als das Ausgangsmaterial.

Eine mit Kalk vergütete Abdichtungsschicht hat, verglichen mit einer unvergüteten Schicht, eine größere Festigkeit, was sich z.B. in den Kennwerten der einaxialen Druckfestigkeit [14], in der Scherfestigkeit oder in den Steifemoduln [1], [10] widerspiegelt. Hierdurch werden zunächst solche Eigenschaften, die im reinen Baubetrieb relevant sind, wie die Befahrbarkeit der Schichten, i.d.R. günstig beeinflußt. Aber auch diejenigen Eigenschaften, welche die funktionelle Eignung der Barriere oder der Dichtung betreffen, erfahren eine Beeinflussung. Beispielsweise ändert sich das plastische Verhalten infolge der Stabilitätserhöhung und der damit hier einhergehenden Versprödung. Die infolge der o.g. Festigkeitserhöhung verringerte Plastizität kann bei Abdichtungssytemen zu einer unzulässigen Rissebildung führen [4].

Hier wird auf die Regelungen der TA Abfall, Anhang E [8] wonach eine mineralische Dichtung den Verformungen plastisch folgen können soll, und die NRW-Richtlinie Nr. 18 [13], in der eine Ausrollgrenze von $w_L \geq 35$ % vorgegeben ist, verwiesen.

3.1.5 Verdichtbarkeit

Die Zugabe von hydraulischen Vergütungsmitteln zum Boden bewirkt mit der Veränderung der Materialbeschaffenheit zugleich auch Änderungen der Verdichtungseigenschaften. Die infolge der Vergütung größeren Bodenaggregate führen dazu, daß ein Teil der in den Boden eingebrachten Verdichtungsenergie bereits bei der für die Verdichtung erforderlichen Zerkleinerung der Aggregate verbraucht wird. Die nach der Vergütung erreichbaren Feuchtdichten des Bodens sind also zwangsläufig geringer als bei der Verdichtung des Ausgangsmaterials. Neben Menge und Art des eingesetzten Vergütungsmittels ist auch der Grad der bereits abgeschlossenen Reaktionen und somit der Zeitraum zwischen Vergütung und Verdichtung für die erreichbare Feuchtdichte relevant.

Auch in bezug auf die Wassergehalte erfolgt durch die Vergütung eine Verschiebung der Proctorkurve. Da das vor den hydraulischen Reaktionen als diffuse Schicht zwischen den Bodenkörnern vorhandene Porenwasser teilweise gebunden wird bzw. durch die bei den chemischen Reaktionen entstehenden Temperaturen verdunstet, erfüllt es bei der Verdichtung nicht mehr die Funktion einer „Schmierschicht". Dadurch erhöht sich - bezogen auf den Ausgangswassergehalt des Bodens - insgesamt der zum Erreichen der Proctordichte erforderliche Wassergehalt des vergüteten Materials.

Am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig wurde die Veränderung von Proctordichte und Wassergehalt in Abhängigkeit von der Kalkzugabemenge untersucht. Die in Bild 3 in Anlehnung an die Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau [15] gewählte Darstellungsform über den Ausgangswassergehalten ermöglicht eine schnelle Beurteilung, welche Trockendichten für die jeweils im Boden vor der Vergütung vorliegenden Wassergehalte zu erreichen sind.

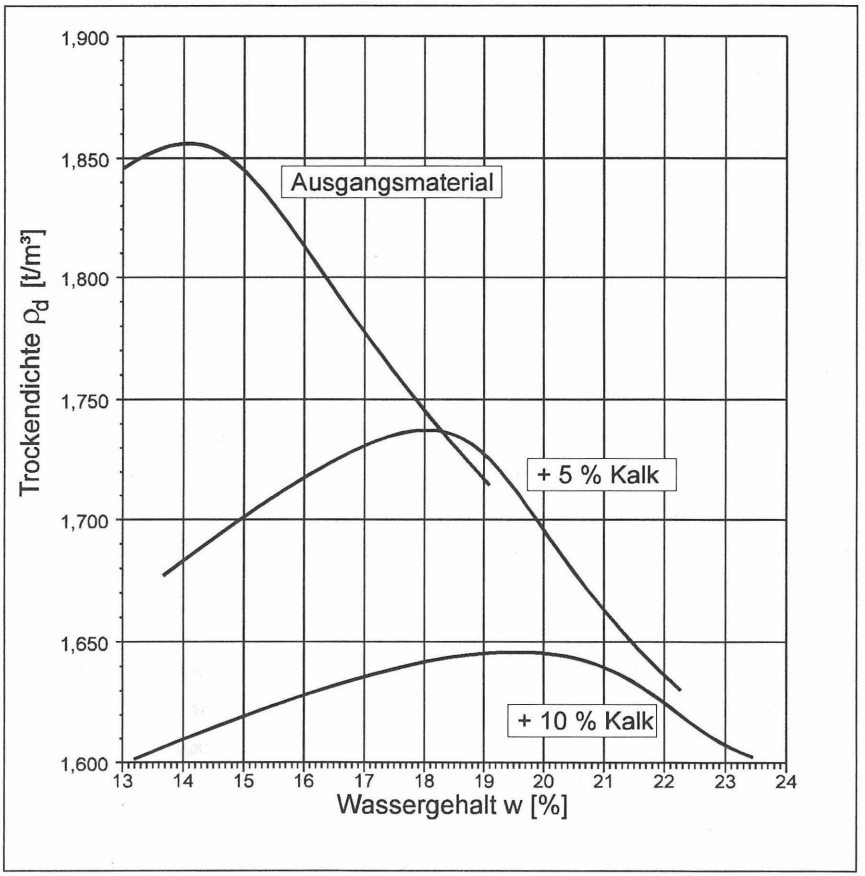


Bild 3: Veränderung von Proctordichte und optimalem Wassergehalt eines Schluffes in Abhängigkeit von der Kalkzugabemenge für einen Zeitintervall zwischen Untermischen und Verdichten von 24 Stunden

In Bild 3 ist zu erkennen, daß mit Erhöhung der Kalkzugabe die Proctordichten geringer werden, während die Proctorwassergehalte unter Zugrundelegung der Wassergehalte des Ausgangsmaterials ansteigen.

Die Verdichtung der dargestellten Proctorkurven erfolgte 24 Stunden nach der Kalkzugabe, also erst nach Abschluß der Kurzzeitreaktionen. Inwieweit die beiden Proctorkurven - die des

Ausgangsmaterials und die des vergüteten Bodens - voneinander abweichen, hängt u.a. von der Zeitspanne zwischen Vergütung und Verdichtung ab, also davon, wie stark sich die Materialbeschaffenheit bereits geändert hat. Untersuchungen am Institut für Grundbau und Bodenmechanik ergaben, daß bereits 5 Minuten nach Untermischen des Kalkes eine deutliche Verschiebung der Proctorkurve zu erkennen ist [2].

3.2 Auswirkungen bei Verwendung nicht hydraulisch reagierender Vergütungsmittel

3.2.1 Zeitlicher Verlauf der chemischen Reaktionen

Bei einer Tonmehlzugabe sind lediglich Reaktionen in Form einer Umverteilung des im Boden vorhandenen Wassers aufgrund von Quelleffekten zu erwarten. Je nach Wasseraufnahmevermögen und dem vorhandenen Wassergehalt lagern sich Wassermoleküle aus dem zu vergütenden Bodenmaterial an dem untergemischten Tonmehl an.

Der zeitliche Verlauf dieses Prozesses ist nicht exakt bestimmbar, kann jedoch anhand des Versuches zum Wasseraufnahmevermögen nach Enslin / Neff abgeschätzt werden. Untersuchungen am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig haben ergeben, daß eine Tonmehlzugabe von bis zu 5 % keinerlei Einfluß auf die Verdichtbarkeit hat. Bei größeren Zugabemengen werden die erreichbaren Dichten geringer, wenn der Ton nach der Durchmischung Zeit zum Quellen hat [18].

Eine Vergütung mit nicht hydratationsfähigen Ascheprodukten verhält sich analog zur Tonmehlzugabe.

3.2.2 Wassergehalt

Bei der Zugabe von tonmehlhaltigen Vergütungsmitteln sind lediglich die Effekte des Quellprozesses des eingesetzten Tonmehles relevant. Analog hierzu ist die Verwendung von Ascheprodukten zur Wassergehaltsreduzierung zu beurteilen. Die Reduzierung des Wassergehaltes auf der Grundlage von Quellprozessen des Vergütungsmittels ist also im Vergleich zu hydraulischen Vergütungsmitteln geringer. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß gerade im Deponiebau beim Vorliegen von zu feuchten Bodenmaterialien nicht nur die eigentliche Reduzierung des Wassergehaltes durch die Vergütung relevant ist. Parallel zur Reduzierung des Wassergehaltes verschiebt sich die Proctorkurve des vergüteten Materiales, wodurch sich auch die für den Einbau zulässigen Wassergehalte erhöhen.

3.2.3 Wasserdurchlässigkeit

Die Durchlässigkeit eines Bodens wird durch die Zugabe von Tonmehl nicht nachteilig verändert. Theoretisch ist eine Verringerung der Durchlässigkeit zu erwarten, welche jedoch in Abhängigkeit des Ausgangsmateriales bei den üblicherweise relativ geringen Zugabemengen versuchstechnisch kaum nachweisbar sind.

Der Einfluß einer Aschezugabe auf die Wasserdurchlässigkeit eines Bodens hängt von der Zusammensetzung der verwendeten Asche ab. Untersuchungen am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig haben ergeben, daß sich die Durchlässigkeit bei Zugabe von Steinkohlenflugasche zu einem schluffigen Bodenmaterial nur um den Faktor 2,5 (bei Zugabe von 5 % Steinkohlenflugasche) bis Faktor 5 (bei Zugabe von 10 % Steinkohlenflugasche) erhöht.

3.2.4 Festigkeitseigenschaften

Bei der Verwendung von Tonmehl und nicht hydraulisch reagierenden Asche kommt es, bezogen auf die Zugabe von hydraulischen Vergütungsmitteln, zu gegenläufigen Reaktionen. Ein mit Tonmehl- oder Ascheprodukten vergütetes Bodenmaterial weist i.d.R. entsprechend den Eigenschaften des Vergütungsmittels geringere Festigkeiten und somit auch geringere Steifemoduln als das Ausgangsmaterial auf. Die Plastizität des Bodens wird erhöht, zugleich aber auch die Stabilität verringert. Die höhere Plastizität des vergüteten Materiales ermöglicht es dem Boden, Verformungen plastisch zu folgen, wodurch wiederum die Gefahr der Rißbildung in mineralischen Dichtungsschichten reduziert wird [4].

In bezug auf Setzungsberechnungen und Standsicherheitsnachweise ist eine negative Beeinflussung der Ergebnisse durch den Einsatz von Tonmehl oder Asche zu erwarten. Die Größenordnung des Einflusses auf die Ergebnisse hängt dabei jeweils von der Zusammensetzung des Zugabemittels und den Eigenschaften des Ausgangsmateriales ab. Das Spannungs-Verformungsverhalten von vergüteten Bodenmaterialien ist generell im Vorfeld projektbezogen zu untersuchen und die Berechnungsergebnisse der Setzungs- und Standsicherheitsberechnungen sind anhand der Ergebnisse dieser Festigkeitsuntersuchungen zu verifizieren.

3.2.5 Verdichtbarkeit

Eine Änderung des Verdichtungsverhaltens ergibt sich analog zu den für eine Zugabe von hydraulischen Vergütungsmitteln festgestellten Effekten auch bei einer Bodenvergütung mit Tonmehl- oder nicht hydraulisch reagierenden Ascheprodukten. Hier sind die Auswirkungen jedoch geringer. Dies ist zum einen darin begründet, daß der Wassergehalt beim Einsatz dieser Produkte geringer reduziert wird als bei Verwendung von Kalk als Zugabemittel. Außerdem findet hier keine Verkittung der Bodenteilchen statt, so daß weiterhin die bei Proctorversuchen in den Boden eingetragene Energie vollständig für die Verdichtung des Bodens zur Verfügung steht.

4 Auswirkungen der Bodenvergütung auf Baubetrieb und Qualitätsprüfung

4.1 Ermittlung der Korngrößenverteilung

Die Ermittlung der Korngrößenverteilung sollte beim Einsatz von hydraulisch reagierenden Vergütungsmitteln stets vor der Zugabe des Vergütungsmittels erfolgen. Nur bei nicht hydraulisch reagierenden Vergütungsmitteln ist die Bestimmung der Korngrößenverteilung nach DIN 18 123 am vergüteten Bodenmaterial möglich.

Die Zugabe von hydraulisch reagierenden Vergütungsmitteln zu einem Boden bewirkt eine Verkittung der Bodenteilchen. Diese Verkittung würde das Ergebnis der Korngrößenanalyse verfälschen, da diese Ausflockungen auch durch Zugabe erhöhter Mengen Antikoagulationsmittel nicht unterbunden werden können.

Der Zeitpunkt zur Ermittlung der Korngrößenverteilung bei der Verwendung von nicht hydraulisch reagierenden Ascheprodukten hängt von der Wichte der jeweiligen Asche ab. Kommt es zum Aufschwimmen der untergemischten Asche ist die Sedimentation vor der Vergütung durchzuführen.

Zugabemengen von bis zu 5 % Tonmehl sind erfahrungsgemäß anhand der Kornverteilung nicht eindeutig feststellbar. Bei derart geringen Zugabemengen liegen die Auswirkungen auf die Korngrößenverteilung noch im Bereich der durch naturgemäß im Boden vorhandenen Materialschwankungen bedingten Streubreite.

4.2 Probleme bei der Beurteilung des Verdichtungsgrades bei hydraulisch reagierenden Vergütungsmitteln

4.2.1 Bezugsproctor

Infolge der chemischen Reaktionen verändert sich der Wassergehalt des Ausgangsmateriales. Je länger der Zeitraum zwischen Vergütung und Verdichtung ist, desto mehr Wasser kann während des Abbindeprozesses chemisch gebunden werden und um so geringer ist der anschließend feststellbare Wassergehalt, da das gebundene Wasser nicht vollständig bei Trocknung nach DIN 18121 verdunstet.

Da der Verlauf der chemischen Reaktionen sowohl von der Art und Menge des Zugabemittels als auch von der Zusammensetzung des Ausgangsmateriales abhängt, müßte für das entsprechende Materialgemisch zu verschiedenen Zeitpunkten nach der Vermörtelung jeweils eine Proctorkurve erstellt werden, um eine Eichkurve für unterschiedliche Zeitpunkte der Verdichtung zu erstellen.

Zusätzlich zum Zeitpunkt der Verdichtung ist auch der Zeitpunkt der Wassergehaltsbestimmung und somit auch der Probennahme in situ relevant. Bei größerem Abstand zwischen Verdichtung und Wassergehaltsbestimmung kann sich der Wassergehalt weiter verringern und somit auch der Bezugsproctor entsprechend verschieben. Diese Verschiebung hätte zur Folge, daß mit den Proctorversuchen nicht der für die Verdichtung optimale Wassergehalt ermittelt würde.

4.2.2 Dichtebestimmung

Nach der Verdichtung kann die realisierte Feuchtdichte ermittelt werden. Die Feuchtdichte ist dabei unabhängig vom Zeitpunkt der Dichtebestimmung. Liegt ein längerer Zeitraum zwischen Verdichtung und Dichtebestimmung, so wird ein geringer Wassergehalt ermittelt als bei der Verdichtung vorlag. Rechnerisch ergibt sich daraus eine höhere Trockendichte im Vergleich zu

einer direkt nach der Verdichtung durchgeführten Dichtebestimmung. Ausgenommen werden muß der Fall, daß der Abbindevorgang zum Zeitpunkt der Verdichtung bereits abgeschlossen war. Es ist also sowohl der Zeitraum zwischen Vergütung und Verdichtung als auch der Zeitpunkt der Dichtebestimmung maßgebend.

4.2.3 Verdichtungsgrad

Der Wassergehalt und das Verdichtungsverhalten des vergüteten Bodenmateriales ändern sich während des gesamten Abbindeprozesses. Die Abstände zwischen Vermörtelung, Verdichtung und Dichtebestimmung sind nicht immer exakt gleich. Selbst bei gleichen Zeitabständen beeinflussen Faktoren wie z.B. die Zusammensetzung des Ausgangsmaterials, der Durchmischungsgrad bei der Vermörtelung, der Ausgangswassergehalt und Witterungseinflüsse wie Außentemperatur, Luftfeuchte und Wind den Ablauf der chemischen Reaktionen. Eine eindeutige Bestimmung der Feuchtdichte, des Wassergehaltes und somit auch der Trockendichte ist also weder für den Bezugsproctor noch im Rahmen der Kontrollprüfungen der realisierten Dichten möglich.

4.3 Änderung des Spannungs-Verformungsverhaltens beim Einsatz hydraulisch reagierender Vergütungsmittel

Der Einsatz von hydraulischen Vergütungsmitteln bewirkt eine Verkittung der Bodenteilchen bei dem vergüteten Bodenmaterial. Durch diese Verkittung erhöht sich die Festigkeit des vergüteten Bodens. Es ist also theoretisch sowohl ein höherer Steifemodul als auch ein größerer Reibungswinkel bei dem vergüteten Boden zu erwarten.

Durch die Verkittung des Bodens wird neben der Erhöhung der Festigkeitseigenschaften auch die für das vergütete Material zugrundeliegende Proctordichte verringert. Für Untersuchungen des Spannungs-Verformungsverhaltens ist es üblich, die ungünstigsten Einbaubedingungen zu betrachten. Diese Einbaubedingungen richten sich nach dem jeweils gültigen Bezugsproctor

und dem somit auch in situ möglichen Schwankungsbereich der für den Einbau zulässigen Trockendichten.

Der für die Ermittlung des Steifemoduls durchzuführende Kompressionsversuch wird folglich für vergütetes Bodenmaterial mit einer im Vergleich zum Ausgangsmaterial geringeren Trokkendichte durchgeführt. Diese geringere Trockendichte kann nun trotz erhöhter Festigkeitseigenschaften zu größeren Setzungen als beim Ausgangsmaterial führen, wodurch wiederum ein geringerer Steifemodul bedingt würde. Durch eine Bodenvergütung mit hydraulisch reagierenden Vergütungsmitteln können also zugleich die Festigkeitseigenschaften eines Bodens erhöht und dennoch sein Steifemodul verringert werden.

Am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig wurden Untersuchungen über die Änderung der Steifigkeit eines Bodens durch eine Vergütung durchgeführt. Hierzu wurde ein schluffiges Ausgangsmaterial mit Kalk bzw. mit einem Gemisch aus Tonmehl und Kalk vergütet. Anschließend wurden an den beiden vergüteten Bodenmaterialien und dem Ausgangsmaterial Kompressionsversuche durchgeführt. Für die Versuche lag die für das jeweilige Material maßgebenden Proctorkurven zugrunde. Die Einbaudichten bei einer Vergütung mit Kalk waren demzufolge geringer als die des Ausgangsmateriales. Analog zu den geringer werdenden Einbaudichten wurden mit zunehmendem Kalkgehalt erwartungsgemäß auch die Steifemoduln kleiner.

Neben diesen Effekten ist auch der Verlauf der Änderungen des Steifemoduls in Abhängigkeit von der stufenweisen Änderung der Spannungsbereiche interessant. Bei der Betrachtung der einzelnen Spannungsbereiche wurde festgestellt, daß sich mit der Erhöhung der zugegebenen Menge an hydraulischem Vergütungsmittel auch gemessenen Setzungen auf die höheren Spannungsbereiche verlagern.

Bei dem hydraulisch verfestigtem Bodenmaterial treten in den unteren Spannungsbereichen geringere Setzungen auf als in dem Ausgangsmaterial. Dieses Verhältnis kehrt sich in den oberen Spannungsbereichen um. Dieses Verhalten läßt sich dadurch erklären, daß die Spannungen in den unteren Auflastbereichen nicht ausreicht, um die Verkittung der Bodenteilchen zu lösen und somit eine volumenreduzierende Teilchenumlagerung im Boden zu ermöglichen. In Bild 4

ist die Änderung des Steifemoduls über den untersuchten Laststufen für das Ausgangsmaterial und das mit 5 % und 10 % Kalk vergütete Bodenmaterial dargestellt.

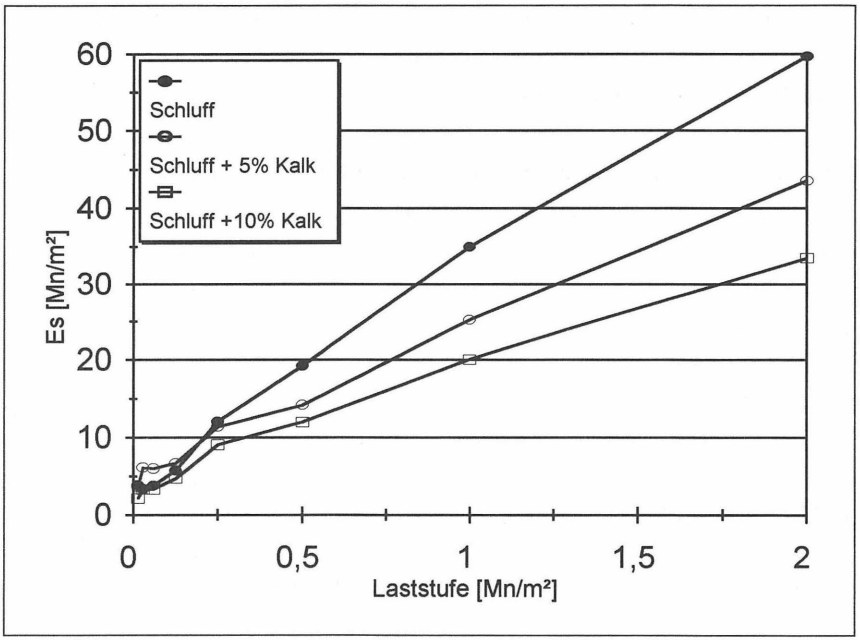


Bild 4: Spannungsabhängige Änderung des Steifemoduls in Abhängigkeit von der Kalkzugabemenge

Analog zu dem Zusammenhang zwischen Bodenvergütung und Steifemodul wurde am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig auch der Einfluß einer Bodenvergütung auf die Scherparameter des Bodens untersucht. Neben den bereits in Zusammenhang mit dem Kompressionsversuch genannten Einflußfaktoren sind in bezug auf die Scherparameter weitere Einflüsse relevant.

So bedingt z.B. ein größerer Zeitabstand zwischen Zugabe des Zusatzstoffes und Verdichtung bzw. die Zugrundelegung einer für einen solchen Zeitabstand erstellten Proctorkurve bzgl. des einzubauenden Verdichtungsgrades geringere Einbaudichten. Geringere Einbaudichten wieder-

um verringern im allgemeinen die Festigkeit des untersuchten Bodens. Im Gegensatz dazu bewirkt die Verwendung von hydraulisch reagierenden Vergütungsmitteln eine Verfestigung des Bodens. Ein größerer Zeitabstand zwischen Verdichtung und Scherbeanspruchung wiederum bewirkt bei fortschreiten der chemischen Reaktionen eine Festigkeitserhöhung. Auch die Größe der Konsolidationsspannung ist von Bedeutung, da bei ausreichendem Energieeintrag durch die Vertikalspannung die Verkittung der Bodenteilchen gelöst und somit eine die Dichte erhöhende Teilchenumlagerung im Boden ermöglicht wird.

Diese und ähnliche gegensätzliche Auswirkungen erschweren die Abschätzung der Auswirkungen einer Bodenvergütung mit hydraulischen Zusatzmitteln auf die Scherparameter. Eindeutige Zusammenhänge zwischen Art und Menge des zugegebenen Vergütungsmittels und der Änderung der Scherparameter wurden nach dem derzeitigen Stand der Untersuchungen nicht festgestellt.

5 Qualitätssicherung

5.1 Maßnahmen bei Verwendung hydraulisch nicht reagierender Vergütungsmittel

Beim Einsatz hydraulisch nicht reagierender Vergütungsmittel werden die gleichen Maßnahmen zur Qualitätssicherung wie bei unvergüteten Materialien durchgeführt. Vorab sollte ermittelt werden, welche Menge des gewählten Zugabemittels für die zu erzielende Verringerung des Wassergehaltes erforderlich ist. Für das vergütete Material, welches eine andere Zusammensetzung als das Ausgangsmaterial aufweist, muß eine Eignungsprüfung erstellt werden.

Im Rahmen dieser Eignungsprüfung sind besonders die Versuche zur Ermittlung des Spannungs-Verformungsverhaltens zu beachten, da hier für die Standsicherheits- und Setzungsberechnung relevante Unterschiede zur Eignungsprüfung des Ausgangsmateriales auftreten können. Bei den in der Praxis üblichen relativ geringen Zugabemengen an Vergütungsmitteln sind die auftretenden Effekte jedoch teilweise so gering, daß sie versuchstechnisch kaum nachgewiesen werden können. Sie liegen, je nach Zusammensetzung des verwendeten Zugabemittels

und den Eigenschaften des Ausgangsmateriales, z.T. im Bereich der möglichen bzw. zulässigen Versuchsschwankungen.

Um Materialschwankungen zu vermeiden und die Homogenität des vergüteten Bodens gewährleisten zu können ist auf eine gleichmäßige Untermischung des Vergütungsmittels zu achten. Die TA Abfall [8] schreibt für mineralische Dichtungsmaterialien, welche durch eine Feinkornzugabe vergütet werden, das Einmischen des Vergütungsmittels in Zwangsmischern (mixed-in-plant Verfahren) vor.

Besondere Vereinbarungen hinsichtlich des Prüfzeitpunktes der Eignungsprüfungen bzw. der Kontrollprüfungen in situ sind nicht erforderlich.

5.2 Maßnahmen bei Verwendung hydraulisch reagierender Vergütungsmittel

Bei hydraulisch reagierenden Vergütungsmitteln muß, genau wie bei hydraulisch nicht mit dem Boden reagierenden Mitteln, vorab die für die gewünschte Wassergehaltssenkung erforderliche Zugabemenge ermittelt werden.

Beim Einsatz hydraulisch reagierender Vergütungsmittel ist die Kenntnis des zeitlichen Verlaufes der chemischen Reaktionen zwischen dem Vergütungsmittel und dem Boden maßgebend für die Festlegung der Prüfzeitpunkte. Mit dem zeitlichen Abstand zwischen Zugabe des Vergütungsmittels und den jeweiligen Versuchen ändern sich sowohl die Proctordichte als auch die daraus resultierenden Einbaudichten für Durchlässigkeitsuntersuchungen und Spannungs-Verformungsuntersuchungen sowie deren Ergebnisse. Zusätzlich zu der Ermittlung des zeitlichen Verlaufes der chemischen Reaktionen muß also im Vorfeld der Baumaßnahme ein Zeitplan für die Prüfungen erstellt werden. Auch für den eigentlichen Bauablauf ist für die Qualitätssicherung ein Zeitplan erforderlich.

Im folgenden soll hier ein praxisorientierter Vorschlag zur Erstellung eines Zeitplanes für Prüfung und Einbau sowie zur Festsetzung der einzuhaltenden Einbaukennwerte vorgestellt werden.

Zunächst sollte in Abhängigkeit von der Größe der geplanten Baumaßnahme und der Kapazität der für die Baumaßnahme zur Verfügung stehenden Geräten der Zeitintervall zwischen dem Aufstreuen des Vergütungsmittels und der Verdichtung realistisch abgeschätzt werden. Anschließend muß neben der bestehenden Eignungsprüfung für das Ausgangsmaterial eine weitere für den vergüteten Boden erstellt werden. Je nach verwendetem Zusatzstoff und der Qualität des Ausgangsmateriales ist jedoch für den vergüteten Boden keine vollständig neue Eignungsprüfung erforderlich. Wird z.B. einem Boden mit ausreichendem Feinstkornanteil ein Tonmehl zugegeben, so kann dadurch der geforderte Mindestwert nicht unterschritten werden.

In der folgenden Tabelle sind anhand der i.d.R. geforderten Eignungsprüfungen und in bezug auf die Eigenschaften des Vergütungsmittels beispielhaft die für das vergütete Material erforderlichen Prüfungen aufgeführt. Dieser Aufstellung liegt die Annahme zugrunde, daß das Ausgangsmaterial den zugrundegelegten Anforderungen genügt. Für die Festlegung des erforderlichen Prüfumfanges sind die Ergebnisse der Eignungsprüfung des Ausgangsmateriales zu beachten.

Bei der Eignungsprüfung für das vergütete Material sollte der Zeitintervall zwischen Aufstreuen des Vergütungsmittels und dessen Untermischung dem für die Praxis abgeschätzten Zeitintervall entsprechen. Für die Durchführung von Spannungs-Verformungsuntersuchungen ist dabei generell darauf zu achten, daß die im Boden ablaufenden Kurzzeitreaktionen vor dem Spannungseintrag in die Probe analog zu den Verhältnissen in situ abgeschlossen ist, es sei denn, die geforderten Parameter sind für den Bauzustand zu ermitteln.

Zusätzliche Eignungsprüfung	Vergütungsmittel	
	hydraulisch reagierend	nicht hydraulisch reagierend
Bestimmung der Korngrößenverteilung n. DIN 18 123	-	-
Bestimmung des Wassergehaltes n. DIN 18 121	+	+
Bestimmung der Konsistenzgrenzen und der abgeleiteten Werte n. DIN 18 122	+	-
Bestimmung der Wasseraufnahme n. Enslin/Neff	-	-
Bestimmung des Gehaltes an organischen Bestandteilen n. DIN 18 128 (E)	-	-
Bestimmung des Kalkgehaltes n. Scheibler	-	-
Geologische Beschreibung, Gesteinsbeschreibung	-	-
Bestimmung der Tonminerale	-	-
Bestimmung der Proctordichte n. DIN 18 127	+	+
Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit n. DIN 18 130	+	+
Bestimmung der Festigkeit n. DIN 18 137, DIN 18 136 oder im Scherversuch	+	+
Bestimmung der Zusammendrückbarkeit durch Kompressionsversuch n. Grundbau-Taschenbuch	+	+

+ = Prüfung erforderlich
- = Prüfung nicht erforderlich

Tabelle 1: Zusätzliche Eignungsprüfung für vergütete Böden

Anhand der Eignungsprüfung sollte nun zunächst überprüft werden, ob das vergütete Material grundsätzlich den Materialanforderungen der geltenden Regelwerke genügt. Ist das vergütete Material hinsichtlich seiner Zusammensetzung für den Einbau geeignet, wird der mögliche Bereich der Einbau- und Festigkeitskennwerte, der Durchlässigkeit und der Verformungsgrößen durch die beiden Eignungsprüfungen beschrieben. Ergibt der Vergleich beider Eignungsprüfungen unerwünscht hohe Verschlechterungen der Durchlässigkeit, der Festigkeit oder der

Verformungseigenschaften, sollte entweder ein anderes Vergütungsmittel gewählt werden oder durch eine Erhöhung des Geräteeinsatzes der Zeitintervall zwischen Aufstreuen und Untermischen des Vergütungsmittels verkürzt werden.

Durch eine Verkürzung des Zeitintervalles nähern sich die Ergebnisse der Eignungsprüfung des vergüteten Materiales denen des Ausgangsmateriales an. Erweist sich das Material auch nach der Eignungsprüfung für den verkürzten Zeitintervall als für die Baustelle nicht geeignet, so sollte das untersuchte Vergütungsmittel nicht verwendet werden. Anderenfalls sind anhand dieser Eignungsprüfung und der des unvergüteten Materiales die Einbaukennwerte festzulegen. Hierbei ist zum einen zu berücksichtigen, welche Werte realisierbar sind, zum anderen sind die Anforderungen an die Funktionsfähigkeit und die Qualität des zu erstellenden Bauwerkes zu beachten.

Aus der maßgebenden Eignungsprüfung des vergüteten Materiales läßt sich ein Zeitplan für den Einbau des Bodens ableiten. Die für die Eignungsprüfung angesetzten Zeitintervalle sind dabei als maximale Zeitintervalle zwischen Aufstreuen und Verdichten anzusehen.

Neben dem Zeitplan für den Einbau müssen auch die Prüfzeitpunkte im Vorfeld der Baumaßnahme verbindlich für alle Prüfinstitutionen vereinbart werden. Diese Prüfzeitpunkte sind in Abhängigkeit der bei der Eignungsprüfung eingehaltenen Zeiten zu wählen. Wurde bei der Eignungsprüfung des vergüteten Materiales z.B. der Wassergehalt der Proctorproben unmittelbar nach dem Proctorversuch bestimmt, so sollte dieses Verfahren auch in situ gewählt werden. Ein größerer Zeitabstand würde aufgrund der eventuell noch andauernden chemischen Reaktionen zu einer weiteren Verringerung des Wassergehaltes und somit zu höheren Ergebnissen für die Trockendichten führen, da durch das chemisch gebundene Wasser die Feuchtmasse des Bodens nicht verringert, die Trockenmasse des Bodens jedoch erhöht. Um Diskrepanzen zwischen den Ergebnissen der einzelnen Prüfinstitutionen zu vermeiden, müssen alle Prüfer die gleichen Zeitabstände, bezogen auf den Zeitpunkt des Aufstreuens des Vergütungsmittels, für ihre Prüfungen einhalten.

Bild 5 faßt die Vorgehensweise beim Einsatz von hydraulisch reagierenden Vergütungsmitteln in Form eines Ablaufdiagrammes zusammen.

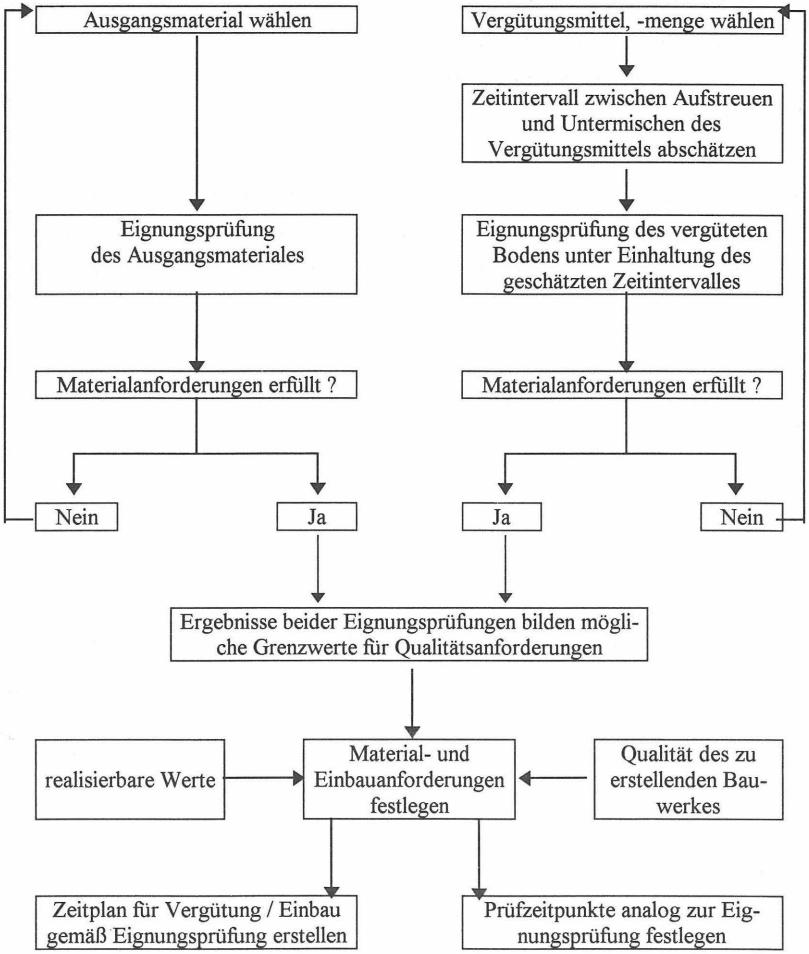


Bild 5: Ablaufdiagramm zur Ermittlung der Einbauvorschriften beim Einsatz von hydraulischen Vergütungsmitteln

Ein weiteres vorab zu klärendes Problem ergibt sich für eventuell erforderliche Nachverdichtungen. Da mit fortschreitender hydraulischer Reaktion das Bodenmaterial höhere Festigkeiten erlangt, wird eine erfolgreiche Nachverdichtung durch den Einsatz hydraulischer Vergütungsmittel erschwert wenn nicht sogar verhindert.

Bei der Festlegung der Mindestanforderungen an die Einbaukennwerte sollte stets bedacht werden, daß eine Bodenvergütung zu dem Zweck der Verbesserung des Bodenmateriales durchgeführt wird, nachteilige Veränderungen der Dichtungseigenschaften also möglichst zu vermeiden sind.

6 Zusammenfassung

Eine Bodenvergütung bedingt durch die Änderung der Materialzusammensetzung auch eine Veränderung der bodenmechanischen Eigenschaften des Ausgangsmateriales. Aufgrund dieser Änderungen ist beim Einsatz der Bodenvergütung im Deponiebau neben der Eignungsprüfung des Ausgangsbodens eine zusätzliche Untersuchung des vergüteten Materiales erforderlich. Gerade beim Vorliegen von für den Einbau zu hohen Wassergehalten wird witterungsbedingt i.d.R. ein schneller Einsatz der Vergütung erforderlich. Daher sollte die Eignungsuntersuchung am vergüteten Material schon frühzeitig im Vorfeld der Baumaßnahme erfolgen.

Grundsätzlich kann zwischen hydraulisch reagierenden und nicht hydraulisch reagierenden Vergütungsmitteln unterschieden werden. Der Einsatz von nicht hydraulisch reagierenden Vergütungsmitteln stellt die Qualitätssicherung bei praxisüblichen Zugabemengen vor keine nennenswerten Probleme.

Werden hydraulisch reagierende Zusatzmittel verwendet, so sind die als Folge der Vergütung auftretenden chemischen Reaktionen und somit auch das Außmaß der Änderung der bodenmechanischen Eigenschaften zeitabhängig. Dieser Einfluß der Zeit sollte bei der Eignungsprüfung in der Form berücksichtigt werden, als daß die Intervalle zwischen Untermischen und der jeweiligen Prüfung dem in situ vorgesehenen zeitlichen Ablauf entsprechen.

Da die Eignungsprüfung im Vorfeld der Vergütung zu erfolgen hat, sind die für die einzelnen Arbeitsschritte vom Aufstreuen bis zur Verdichtung zur Verfügung stehenden Zeiten in Abhängigkeit von der Eignungsprüfung festzulegen. Auch die Prüfzeitpunkte müssen auf die Eignungsprüfung abgestimmt und fest vorgegeben werden, da ansonsten sowohl die Lenkung der Qualität als auch deren Prüfung erschwert werden. Nur bei Einhaltung der vereinbarten Zeiten kann eine in bezug auf die Eignungsprüfung vereinbarte Qualität erreicht und Festgestellt werden.

Quellenangaben:

[1] Brand, W., Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung von Kalk zur Stabilisierung bindiger Erdstoffe, Der Bauingenieur, Heft 3/1966

[2] Bruns, S / Knoll, A., Inhomogene Materialien und Bodenvermörtelung im Deponiebau, Tagungsband zum Fachseminar: Abfalldeponien, Technische Akademie Wuppertal, Eigenverlag der TAW, Wuppertal, Januar 1995

[3] Burger, Ch.; Grabe, J.; Rakelmann, U., Materialuntersuchungen an Klärschlammaschen, Geotechnik, Heft 19/1995

[4] Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau / Arbeitskreis „Geotechnik der Deponien und Altlasten", GDA, Empfehlungen des Arbeitskreises, Dt. Ges. für Erd- u. Grundbau e. V., Berlin, 1993

[5] DIN 1060, Baukalk, Teil 1, Teil 2, Teil 3, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin / Köln, Januar 1986/November 1982/November 1982

und:

DIN 1060, Baukalk, Entwurf Teil 1, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, GmbH, Berlin / Köln, Februar 1994

[6] Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall), Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen, Bundesanzeiger Verlags-Ges. mbH, Köln, April 1993

[7] Elsner, O., Der Elsner, Handbuch für Straßen- und Verkehrswesen 1990, Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Darmstadt, 1990

[8] Gesamtfassung der Zweiten allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Abfall), Teil 1: Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen, Bundesanzeiger Verlags-Ges. mbH, Köln, März 199l

[9] Kertscher, H., Wasserdurchlässigkeit bindiger Böden bei der Kalkstabilisierung, Leichtweiss-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Mitteilungen Heft 101, Braunschweig, 1988

[10] Kezdi, A., Stabilisierte Erdstraßen, VEB-Verlag für Bauwesen, Berlin 1973

[11] Knoll, A.; Bruns, S., Teil 2 von: Bodenvergütung und inhomogene Materialien im Deponiebau - Qualitätssicherung, in: Entsorgungspraxis, Bertelsmann Fachmagazin für Umwelttechnik in Industrie und Kommunalwirtschaft, Heft 3/1996, Gütersloh, 1996

[12] Meihorst, W., Über die Stabilisierung bindiger Böden mit Kalk, Dissertation an der Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule Hannover, 1963

[13] Runderlaß des Niedersächsischen Umweltministers (RdErl. d. MU) zur Abdichtung von Deponien für Siedlungsabfälle, Niedersächsisches Umweltministerium, Referat für Umweltberichterstattung und Öffentlichkeitsarbeit, Hannover, Juni 1988

und:

Empfehlungen zur Herstellung einer künstlichen mineralischen Barriere bei Deponien, Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung, März 1992

[14] State of the art report 5, Lime Stabilization, Reactions, Design, and Construction, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1987

[15] TP BF-StB, Teil B 11.5, Eignungsprüfung bei Bodenverbesserung und Bodenverfestigung mit Feinkalk und Kalkhydrat, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 1991

und:
TP BF-StB, Teil B 11.4, Eignungsprüfung bei Bodenverfestigung mit hochhydraulischem Kalk, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 1977

[16] Untersuchungen am Institut für Grundbau und Bodenmechanik zu den Schwankungen des Tonanteiles nach Tonmehlzugabe aus dem Jahre 1992, unveröffentlichte projektbezogene Ergebnisse

[17] Unveröffentlichte Untersuchungen zum Spannungs-Verformungsverhalten von mit Weißfeinkalk vermörtelten bindigen Böden im Rahmen einer Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig 1994

[18] Unveröffentlichte Untersuchungen für ein Deponieprojekt zum bodenmechanischen Verhalten von mit Tonmehl vergüteten bindigen Böden am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig 1995

[19] Unveröffentlichte Untersuchungen für ein Deponieprojekt zum bodenmechanischen Verhalten von mit Fertigmischungen (Ton mit Branntkalk) vergüteten bindigen Böden am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig 1995

[20] ZTVV-StB 81, Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für die Ausführung von Bodenverfestigungen und Bodenverbesserung im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 1981

Anforderungen und Qualitätssicherung für Entwässerungsmaterialien

H. Prühs, E. Gartung, H. Quenzler, LGA Grundbauinstitut, Nürnberg

1 Entwässerungssysteme für Deponien

Der Wasserhaushalt einer Abfalldeponie spielt für die Sicherheit gegen die Kontamination des Untergrundes eine entscheidende Rolle, denn Wasser ist das wichtigste Transportmedium für die Schadstoffe. Um den Zutritt von Niederschlagswasser zum Deponiegut langfristig zu minimieren oder möglichst zu verhindern, werden Abfalldeponien nach Abschluß der Betriebsphase mit einer Oberflächenabdichtung versehen. Darüber wird eine Entwässerungsschicht angeordnet, die anfallendes Wasser sammelt und den Oberflächenentwässerungsleitungen zuführt.

An der Deponiebasis wird eine flächig ausgebildete Entwässerungsschicht angeordnet, die anfallendes Sickerwasser sammelt und im freien Gefälle ableitet, so daß es gefaßt und einer Reinigung zugeführt werden kann. Die einwandfreie Funktion des Basisentwässerungssystems ist besonders während der Betriebsphase der Deponie von Bedeutung.

Solange die Deponie noch nicht mit einer wirksamen Oberflächenabdeckung versehen ist, durchsickert ein großer Teil der Niederschläge den Deponiekörper. Der Sickerwasseranfall ist entsprechend den klimatischen Gegebenheiten in Deutschland sehr hoch. Wenn das Sickerwasser an der Deponiesohle zügig abgeleitet wird, kann es sich auf der Basisabdichtung nicht aufstauen. Die Verhinderung des Sickerwasseraufstaus ist notwendig, damit der hydraulische Gradient über die Dicke der Abdichtungsschicht klein gehalten wird und damit darüberhinaus auch nachteilige Einflüsse auf die Standsicherheit der Deponie vermieden werden.

Nach dem derzeitigen Stand der Technik wird die Wirksamkeit von Basisentwässerungssystemen von Deponien in Deutschland dadurch gewährleistet, daß bestimmte Regeln beim Entwurf, bei der Bauausführung und beim Betrieb der Deponie eingehalten werden.

Nach GDA E 2-14 müssen die Flächendräns von Hausmülldeponien ausreichende Abmessungen, ≥ 30 cm Dicke und ein Gefälle von ≥ 3 % besitzen. Sie entwässern zu Sickerrohren, die mit ≥ 1 % Längsgefälle im Abstand von ≤ 30 m verlegt werden und von Schächten aus kontrolliert und gereinigt werden können. Alle Komponenten des Entwässerungssystems müssen zuverlässig funktionieren. Das setzt voraus, daß Schächte und Rohrleitungen ausreichend standsicher sind und daß die flächenhaften Entwässerungsschichten langfristig ihre planmäßige hydraulische Wirksamkeit behalten.

RAMKE und BRUNE haben festgestellt, daß bei herkömmlichen Siedlungsabfalldeponien infolge mikrobieller Vorgänge eine Inkrustation des Basisentwässerungssystems auftritt. Sowohl die Rohrleitungen als auch die mineralischen Dränschichten erfahren durch mikrobiellen Bewuchs und die Ausfällung von Inhaltsstoffen des Sickerwassers mit der Zeit eine Abnahme ihrer hydraulisch wirksamen Querschnitte. Während die Rohrleitungen von den Schächten aus in bestimmten Zeitabständen gereinigt werden, ist bisher eine Regeneration teilweise zugesetzter mineralischer Dränschichten an der Deponiebasis nicht möglich. Um mindestens für die Betriebsphase der Deponie eine ausreichende Wasserableitkapazität der Basisentwässerung zu erhalten, ist es demzufolge sehr wichtig, für die mineralische Dränschicht nur geeignetes Material, d. h. grobkörnige, grobporige Mineralstoffe zu verwenden.

Nach den einschlägigen Regelwerken (GDA E 2-14, DIN 19667, TA Abfall) wird langfristig eine Mindestdurchlässigkeit der mineralischen Flächendräns von $k \geq 1 \cdot 10^{-3}$ m/s verlangt. RAMKE hat bei seinen Studien festgestellt, daß bei Einhaltung des Regelaufbaus der Entwässerungsschichten für $k = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s und eine aus Messungen abgeleitete Sickerwasserspende von 10 mm/d, entsprechend $1{,}16 \cdot 10^{-7}$ m/s, ein mittlerer Aufstau von 2,9 cm und ein maximaler Aufstau von 4,7 cm eintritt. Bei extremem Sickerwasseranfall von $6 \cdot 10^{-7}$ m/s nach DIN 19667 ergeben sich 14,5 cm für den mittleren und 18,1 cm für den maximalen Aufstau. Für derartige Abflußbedingungen ist die Dränschicht mit 30 cm Dicke ausgelegt.

Wenn die Durchlässigkeit der Dränschicht in der Anfangsphase dem empfohlenen Beiwert $k = 1 \cdot 10^{-2}$ m/s entspricht, also eine Zehnerpotenz größer ist als der vorgeschriebene Langzeitwert $k = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s, dann wird der Sickerwasseraufstau an der Deponiesohle nur wenige Millimeter betragen und völlig unproblematisch sein.

Solche Verhältnisse sind immer anzustreben. Wenn hingegen infolge Inkrustation die Durchlässigkeit auf 10^{-4} m/s oder 10^{-5} m/s im Mittel absinkt, dann ergeben sich rechnerisch Aufstauhöhen im Dezimeter- bzw. Meterbereich. Die Aufstauhöhen steigen im reziproken Verhältnis zum mittleren Durchlässigkeitsbeiwert. Wenn der Durchlässigkeitsbeiwert auf die Größenordnung von 10^{-6} m/s absinkt, ist die Dränschicht praktisch dicht und das Entwässerungssystem versagt vollständig.

RAMKE und BRUNE haben bei zahlreichen herkömmlichen Hausmülldeponien beobachtet, daß das Eindringen von feineren Kornfraktionen in die groben Poren der Flächendräns an der Deponiebasis keinen nennenswerten Beitrag zur Reduzierung der Durchlässigkeit ergibt. RAMKE empfiehlt dementsprechend, auf die Anordnung eines Stufenfilters zwischen Hausmüll und Dränschicht zu verzichten. Er schlägt vor, die Dränschicht in 50 cm Dicke auszuführen, damit sich ggf. in den oberen 20 cm dieser grobporigen Schicht ein natürlicher Filter aufbauen kann. Geotextilfilter oder Sandfilter zwischen Hausmüll und Dränschicht lehnt er grundsätzlich ab, weil bei derartigen feinporigen Materialien mit einer schnellen biologisch bedingten Verkrustung zu rechnen ist. In den Regelwerken wird auf die 20 cm "Opferdicke", in der sich ein Filter aufbauen kann, verzichtet und nur eine Dicke der gesamten Dränschicht von 30 cm vorgeschrieben.

Die in der Fachliteratur beschriebenen grundlegenden Untersuchungen für Basisentwässerungsschichten im Deponiebau wurden vornehmlich für herkömmliche Siedlungsabfalldeponien durchgeführt, bei denen die mikrobiell verursachte Inkrustation das Hauptproblem für die Langzeitwirksamkeit darstellt. Für Bauschuttdeponien, Monodeponien zur Ablagerung feinkörniger anorganischer Stoffe, für Deponien, in denen besonders überwachungsbedürftige Abfälle mit geringer biologischer Aktivität abgelagert werden und für die geplanten Deponieklassen I und II der TA Siedlungsabfall gelten andere Gesetzmäßigkeiten. Hier ist es sicher - ebenso wie bei den Oberflächenentwässerungsschichten - angebracht, im Einzelfall zu überprüfen, ob die Anordnung von mineralischen oder geotextilen Filtern erforderlich ist. Wenn in solchen Fällen die Filterregeln nicht eingehalten werden, ist mit einem Verstopfen der Dränschicht durch feinere Kornfraktionen, also mit Kolmation und im Deponiekörper auch mit damit verknüpften Erosions- oder Suffosionsschäden zu rechnen.

2 Anforderungen an Dränmaterialien

2.1 Dränmaterial für Basisentwässerungssysteme

Seit Mai 1991 gibt es die Norm DIN 19667 - Dränung von Deponien, Technische Regeln für Planung, Bauausführung und Betrieb. Unter 3.2 - Dränschicht - heißt es dort:

> *"Die Dränschicht ist filterstabil auszubilden. Es ist Kies der Korngruppe 16/32 oder eine andere Korngruppe nach DIN 4226, Teil 1, in einer Mindestdicke von 300 mm zu verwenden. Es soll kalkfreies bzw. kalkarmes Rundkorn ausreichender Festigkeit eingesetzt werden. Die Dränschicht soll einen Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s nicht unterschreiten."*

TA-Abfall legt im Punkt 9.4.1.3 - Deponiebasisabdichtungssystem - folgendes fest:

b.) *Das Entwässerungssystem ist in einer Dicke von $d \geq 0{,}3$ m herzustellen. Das Entwässerungsmaterial ist flächig aufzubringen und soll langfristig einen Durchlässigkeitsbeiwert $k = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s nicht unterschreiten.*

Im Anhang E, Material- und Prüfanforderungen bei der Herstellung von Deponieabdichtungssystemen, wird unter 1.3 - Entwässerungssystem folgendes spezifiziert:

a.) *Die chemisch-physikalische und mechanische Beständigkeit des Materials für die Entwässerungsschicht und der Sickerrohre ist so zu wählen, daß die Entwässerungswirkung durch die chemisch-physikalischen Eigenschaften des Sickerwassers und die mechanischen Auflasten aus dem Deponiekörper nicht beeinträchtigt wird. Der Kalziumcarbonatanteil im Material für die Entwässerungsschicht darf nicht mehr als 20 Gew.-% betragen.*

b.) *Für die Entwässerungsschicht soll gewaschenes Material verwendet werden. Rundkorn ist zu bevorzugen.*

c.) *Die Kornverteilung des Materials für die Entwässerungsschicht soll im Bereich 16/32 mm liegen. Bei davon abweichender Korngrößenverteilung ist mindestens ein Porenraum in der Größenordnung der Kornverteilung 16/32 mm erforderlich. Dies ist beispielsweise bei der Körnung 8/16 mm der Fall.*

Da das Basisentwässerungssystem nach TA-Abfall Teil des Basisabdichtungssystems ist, sind nach 9.4.1.1 Abweichungen von der Regelausführung grundsätzlich zugelassen, wenn nachgewiesen wird, daß das Alternativsystem gleichwertig ist. Auf den Nachweis der Gleichwertigkeit von Dränsystemen geht RAMKE im einzelnen ein. Nachzuweisen ist die Wirksamkeit des Dränsystems durch hydraulische Berechnungen und durch experimentelle Bestimmung der relevanten Materialeigenschaften.

Ergänzend zu den zitierten Richtlinien wird in GDA E 2-14 - Entwurfsgrundsätze zu Basis-Entwässerungssystemen für Siedlungsabfalldeponien - im Kapitel 4.3 - Entwässerungsschicht - noch empfohlen, daß der Durchlässigkeitsbeiwert im Einbauzustand mindestens $k \geq 1 \cdot 10^{-2}$ m/s betragen sollte, daß maximal 20 % der Körner ein Verhältnis von Länge zu Dicke > 3:1 aufweisen dürfen, daß der Anteil gebrochener Körner bei Grobkies auf maximal 10 Gew.-% zu begrenzen ist und daß die Kornoberflächen möglichst rund sein sollen. Das grobkörnige Material soll enggestuft sein, in der Schüttung möglichst große Hohlräume gewährleisten und darf nicht mehr als 0,5 Gew.-% abschlämmbare Bestandteile enthalten. Weitere Einzelheiten, insbesondere zur Prüfung mineralischer Entwässerungsschichten, werden in GDA E 3-12 (Entwurf) empfohlen.

In Tabelle 1 sind diese Anforderungen zusammengestellt. Im Vergleich dazu sind auch die wichtigsten Anforderungen an Betonzuschlagstoffe nach DIN 4226, Teil 1 und an Mineralstoffe im Straßenbau nach TL Min STB Stand 90 angegeben.

Tabelle 1: Anforderungen an Dränmaterial für Basisentwässerungsschichten

Anforderungen an Kies und gebrochenes Gesteinsmaterial, das für Entwässerungsschichten verwendet wird		GDA E 2-14	TA-Abfall	DIN 19667	DIN 4226, T1	TL-Min Stb Stand 90
Chemische Beständigkeit	1 Kalkgehalt < 20 Gew.-%	x	x	x		
	2 Organische Anteile < 0,1 Gew.-%	x		x	x	
	3 Sulfatgehalt < 1 Gew.-%	x		x	x	
	4 Raumbeständigkeit	x				x
	5 Alkalilösliche Kieselsäure			x	x	
	6 Beständigkeit gegen deponiespezifische Sickerwässer	x				
	7 Verwitterungsbeständigkeit	x				x
Physikalische Beständigkeit	8 Ausreichende Festigkeit	x	x	x	x	x
	9 Widerstandsfähigkeit gegen Schlag					x
	10 Proctorversuch	x				
	11 Einbau im Probefeld	x				
	12 Frostbeständigkeit	x			x	x
	13 Widerstand gegen Hitze	x				x
Körnung Korngrößenverteilung und Kornform	14 Korngruppenverteilung	x			x	x
	15 Korngruppe 16/32 mm	x	x	x		
	16 Gleichwertige andere Korngruppen	x	x			
	17 Überkorn bis zur nächsten Prüfkorngröße ≤ 10 Gew.-%	x			x	x
	18 Unterkorn bis zur nächsten Prüfkorngröße					
	bei Kies ≤ 15 Gew.-%	x			x	x
	bei Brechkorn ≤ 20 Gew.-%	x				x
	19 Abschlämmbare Bestandteile					
	< 0,5 Gew.-%	x			x	
	< 1,0 Gew.-%					x
	20 Kornform Länge/Durchmesser ≥ 3:1					
	≤ 50 Gew.-%				x	x
	≤ 20 Gew.-%	x				
	21 Rundkorn, Anteil gebrochener Körner < 10 Gew.-%	x				
	22 Rundkorn, Anteil gebrochener Körner ≤ 50 Gew.-%					x
	23 Alternativ doppelt gebrochenes Korn	x	x			
	24 Anteil gebrochener Körner bei Schotter und Splitt					
	≥ 90 Gew.-%					x
	25 Reinheit	x	x	x	x	x
	26 Enggestufte Kornverteilung	x				
	27 Gewaschenes Material	x	x			
Hydraulische Anforderungen	28 Filterstabilität	x		x		
	29 Große Hohlräume	x				
	30 Durchlässigkeitsbeiwert beim Einbau $k \geq 10^{-2}$ m/s	x				
	31 Durchlässigkeitsbeiwert langfristig $k \geq 10^{-3}$ m/s	x	x	x		

Die Tabelle ist untergliedert in vier Hauptanforderungen:

- Chemische Beständigkeit
- Physikalische Beständigkeit
- Korngrößenverteilung und Kornform
- Hydraulische Anforderungen

Grundsätzlich ist hinsichtlich der chemischen Beständigkeit davon auszugehen, daß Kalkschotter oder aus Kalk bestehender Kies durch Sickerwasser in Siedlungsabfalldeponien bei langen Einwirkungszeiten zersetzt wird. Es bildet sich bei diesem Verwitterungsprozeß aus dem Kalk eine wasserundurchlässige Lehmschicht. Um dies zu vermeiden, ist der Kalkgehalt in Basisdränsystemen bei allen Deponien von vornherein begrenzt worden. Sinngemäß muß bei der Verwendung von Schlacken, Granulaten aus industriellen Produktionsprozessen oder anderen chemisch veränderbaren Dränmaterialien grundsätzlich überprüft werden, ob sie gegen den Angriff der zu erwartenden Sickerwässer ausreichend beständig sind. Neben dem Nachweis des Kalkgehaltes können also projektspezifische weitere chemische Untersuchungen erforderlich werden, die sowohl die Eigenschaften des Dränmaterials als auch des Sickerwassers, respektive des Deponieguts, berücksichtigen.

Hinsichtlich der Anforderungen an die physikalische Beständigkeit sind aus den bisher existierenden Regelwerken keine präzisen Angaben zu entnehmen. Es fehlt der Bezug zu den mechanischen Einwirkungen. Grobkörniges mineralisches Schüttgut ist gegenüber Kornbruch sehr empfindlich. Durch hohe Lastkonzentration treten im Punktkontakt unter statischer und dynamischer Beanspruchung leicht Kornzertrümmerungen auf. Die Kornverteilung eines Grobkieses ist deshalb im angelieferten Zustand, im eingebauten Zustand vor und nach Ausführung nachfolgender Bauarbeiten und im Endzustand nach Einbau und Verdichtung des Abfalls mit Sicherheit sehr unterschiedlich. Infolge der genannten Einwirkungen nimmt der Anteil feinerer Kornfraktionen ständig zu und damit die Wasserdurchlässigkeit ab. Die Forderungen in DIN 19667 nach ausreichender Festigkeit oder in TA-Abfall, wonach die mechanischen Auflasten aus dem Deponiekörper die Entwässerungswirkung des Dränmaterials nicht beeinträchtigen dürfen, sind sehr allgemein gehalten.

Sie müssen so gedeutet werden, daß im Zweifelsfalle nach experimenteller Simulation der zu erwartenden mechanischen Einwirkungen die Durchlässigkeit des Dränmaterials langfristig immer noch größer ist als $k = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s. Um dies nachzuweisen, sind Durchlässigkeitsversuche an Dränmaterial aus Probefeldern, die die Einbaubeanspruchungen erfahren haben oder Proben, die im Labor hohen statischen oder dynamischen Belastungen unterworfen waren, durchzuführen. Im Kapitel 4.3 wird hierauf eingegangen.

Die Anforderungen an die Korngrößenverteilung ergeben sich aus der Erkenntnis, daß enggestuftes Grobkorn in der Schüttung einen großen Porenanteil hat und daß die Poren große Abmessungen besitzen. Diese Eigenschaften wirken sich günstig auf eine Begrenzung der biologisch verursachten Inkrustation aus. Die Festlegung auf die Fraktion 16/32 mm dürfte damit zusammenhängen, daß diese Korngruppe als Betonzuschlagstoff auf dem Markt erhältlich ist, während gröbere Fraktionen in großen Mengen nur unter Schwierigkeiten zu beziehen sind. In vielen Gegenden Deutschlands bereitet schon die Beschaffung von kalkfreiem Kiesmaterial 16/32 mm erhebliche Probleme. In solchen Fällen sollte stets überprüft werden, ob nicht von der Öffnungsklausel für feineres Material, z. B. 8/16 mm mit Nachweis der Gleichwertigkeit in Bezug auf die Regelausführung des Dränsystems Gebrauch gemacht werden kann. Das feinere Material hat den Vorteil, daß es gegenüber der Kornzertrümmerung weniger empfindlich ist. Auch das Kriterium, daß der Anteil plattiger Körner mit einem Verhältnis von Länge zu Dicke $l/d > 3/1$ auf ≤ 20 Gew.-% beschränkt ist, ist mit feinerer Körnung leichter einzuhalten. Außerdem erfordert feinkörnigeres Dränmaterial weniger aufwendige Schutzlagen zum Schutz der Kunststoffbahnen bei Kombinationsabdichtungen.

Die Frage, ob als Dränmaterial Kies oder doppelt gebrochenes Gestein zu bevorzugen ist, wird im Einzelfall durch Kostenvergleich und durch die Ergebnisse der experimentellen Eignungsprüfungen zu beantworten sein. In der Anfangsphase des Deponiebetriebs sind die glatten, runden Oberflächen von Kieskörnern hydraulisch günstiger und wohl auch für Mikroorganismen schlechter zu besiedeln. Nach dem Beginn der Inkrustation an den Kornoberflächen dürfte es zwischen der Wirksamkeit von Kies- und Splittdräns kaum mehr einen Unterschied geben.

2.2 Dränmaterial für Oberflächenentwässerungssysteme

TA Abfall sagt in Kapitel 9.4.1.4 Deponieoberflächenabdichtungssystem unter

c) *"Für das Entwässerungssystem gelten die Anforderungen nach Nr. 9.4.1.3 Buchstabe b Satz 1 und 2. Darüberhinaus sind eine Berechnung des Sickerwasseranfalls und ein hydraulischer Nachweis der Leistungsfähigkeit des Systems erforderlich."*

Das bedeutet, daß das Entwässerungssystem in einer Dicke von ≥ 0,3 m herzustellen ist. Die Dränschicht ist flächig aufzubringen und muß langfristig einen Durchlässigkeitsbeiwert $k \leq 1 \cdot 10^{-3}$ m/s einhalten. Mit diesen Forderungen ist bei einem Mindestgefälle von 5 % für die projektspezifischen Gegebenheiten der Nachweis ausreichender hydraulischer Leistungsfähigkeit zu führen. Einzelheiten zu den hydrologischen und hydraulischen Berechnungen sind in GDA E 2-20 "Entwässerungsschichten in Oberflächenabdichtungssystemen" (Entwurf) enthalten. Von Wichtigkeit ist auch der Nachweis der Filterstabilität gegenüber angrenzenden Bodenschichten. Ausreichende Böschungsstandsicherheit unter Berücksichtigung der Strömungskräfte in der geneigten Dränschicht ist ebenfalls nachzuweisen.

Die Möglichkeit, anstelle des mineralischen Dränmaterials Entwässerungsschichten aus Geokunststoffen für Oberflächenentwässerungssysteme einzusetzen, ist nach TA-Abfall 9.4.1.1, Absatz 5 grundsätzlich gegeben. Voraussetzung ist jedoch der Nachweis der Gleichwertigkeit solcher Alternativsysteme mit der Regelausführung der Oberflächenentwässerung, GDA E 2-20 gibt auch hierfür Hinweise.

3 Probenahme

Da die nichtbindigen Bodenarten, die für Entwässerungsschichten als Drän- oder Filtermaterial verwendet werden, zum Entmischen neigen, ist für Eignungsprüfungen und für Kontrollprüfungen der Probenahme besondere Beachtung zu schenken. Es kommen für Entwässerungsschichten in der Regel nur gewaschene und gesiebte Kornfraktionen in Frage.

Deshalb sind Proben für die Eignungsprüfung meistens von Halden, Förderbändern, Transportfahrzeugen oder aus Silos zu entnehmen. Für die Probenahme von Drän- und Filtermaterial im Deponiebau wird empfohlen, nach den Technischen Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau vorzugehen, die sich bewährt haben, z. B. der TP BF-StB Teil A 2 (1988) Probenahme für bodenphysikalische Versuche oder nach DIN 52101.

Für die Probenahme aus eingebauten Drän- oder Filterschichten z. B. aus Probefeldern nach GDA E 3-5 oder im Rahmen von Qualitätskontrollen bei der Bauausführung sind Schürfgruben von ≥ 0,4 m x 0,4 m über die gesamte Schichtdicke anzulegen. Das aufgeschlossene Schichtprofil ist im Detail auf eventuelle Entmischungen, Feinkornanreicherungen oder sonstige regelmäßige oder unregelmäßige Besonderheiten, zu untersuchen. Alle Beobachtungen sind sorgfältig zu protokollieren. Falls mehrere Homogenbereiche zu erkennen sind, sind sie einzeln zu beproben. Ist die Dränschicht in sich homogen, so ist aus dem Material der Schürfgrube durch zwei- bis dreimaliges Umsetzen des Kegels, der das gesamte geschürfte Material enthält und durch anschließende Probenteilung die Laborprobe zu gewinnen.

4 Eignungsprüfung der Dränmaterialien

Die Eignungsprüfung der Materialien für Entwässerungsschichten erfolgt nach der GDA-Empfehlung E-12 "Eignungsprüfung für mineralische Entwässerungsschichten (Entwurf)". Im Rahmen der Eignungsprüfung werden neben einer allgemeinen petrographischen Beschreibung die Versuche nach Tabelle 2 durchgeführt.

Tabelle 2: Bodenmechanische Kennwerte zur Beschreibung mineralischer Dränmaterialien

	Parameter	zu bestimmen nach
1	Korngrößenverteilung	DIN 18123
2	Korndichte	DIN 18124
3	Kornform	DIN 18128
4	Schüttdichte	DIN 52110
5	Dichte bei lockerster und dichtester Lagerung	DIN 18126
6	Organische Bestandteile	DIN 18128
7	Gesamtkarbonatgehalt	DIN 18129
8	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert	DIN 18130
9	Scherfestigkeit	DIN 18137
10	Kompressionsversuch	DIN 18135, Manuskript
11	Kornfestigkeit, Kornzertrümmerung unter statischer Last	statischer Versuch, z. B. beim Nachweis der Schutzwirksamkeit einer KDB-Schutzlage
12	Kornzertrümmerung unter dynamischer Last, Quenzler-Test	Geräte nach DIN 18127

Zusätzlich zum Nachweis des Gesamtkarbonatgehaltes ist allgemein im Einzelfall darüberhinaus die Beständigkeit gegen bestimmt Chemikalien die im Deponiegut vorhanden sein können, zu belegen.

Die physikalische Beständigkeit ist ebenfalls nachzuweisen. Mineralische Dränmaterialien sind nach TP Min-StB Teil 4.3.1 und Teil 4.3.2 auf Widerstand gegen Frost-Tau-Wechsel zu untersuchen.

Für den Nachweis ausreichender mechanischer Festigkeit stehen grundsätzlich folgende Verfahren zur Verfügung:

a) Quenzler-Test

b) Das Verfahren nach TP Min-StB zur Ermittlung des Widerstandes der Mineralstoffe gegen Schlagzertrümmerung kann für den Deponiebau nicht angewendet werden. Einerseits wird mit dem Schlagzertrümmerungsversuch die Korngruppe mit dem Durchmesser 16/32 mm, auf die es besonders ankommt, nicht erfaßt. Andererseits ist zwischen den Versuchsergebnissen des Schlagzertrümmerungsversuches und dem technisch wichtigen Stoffparameter, der Wasserdurchlässigkeit des Drän- oder Filtermaterials, keine quantifizierbare Beziehung bekannt.

c) Das für den Einbau in Entwässerungsschichten vorgesehene Material wird nach GDA E 3-5 in ein Probefeld eingebaut und anschließend mit einer schweren Rüttelwalze mit Glattmantelbandagen oder mit schwer beladenen Transportfahrzeugen überfahren. Der Vorgang soll die Beanspruchung der Entwässerungsschicht durch Baufahrzeuge und den Betrieb auf der Mülldeponie simulieren. Nach jeweils 4 bzw. 8 Überfahrten werden die Kornverteilung und die Wasserdurchlässigkeit an repräsentativen Proben bestimmt und die Ergebnisse nach 8, nach 4 Überfahrten und ohne mechanische Beanspruchung miteinander verglichen. Es ist bei der Probengewinnung und -bearbeitung dieses Systemversuchs besonders darauf zu achten, daß keine Feinteile verlorengehen, die durch Kornzertrümmerung entstanden sind.

d) Die Untersuchung der Kornzertrümmerung grober Kieskörner unter hoher statischer Belastung wie sie an der Basis hoher Müllschüttungen auftreten kann, ist für die Bewertung der Gefährdung von Kunststoffabdichtungsbahnen und Rohrleitungen sowie der Restkornverteilung von Interesse. Experimentell kann sie mit der Prüfvorrichtung zur Ermittlung der Schutzwirksamkeit von Geotextilien nach GDA E 3-9, Pkt. 2.2.3 durchgeführt werden. Bewertungsparameter ist dabei entweder unmittelbar der Einfluß auf die Kunststoffbahn bzw. das -rohr oder der Anteil an beobachteten Kornbrüchen, die auf die hohe statische Belastung zurückzuführen sind.

Die Kornfestigkeit wird nach dem **Quenzler-Test** beurteilt, bei dem natürliche Kies- bzw. gebrochene Gesteinskörnungen in einem Stahlzylinder mit festgelegten Abmessungen durch ein Fallgewicht mit einer bestimmten mechanischen Beanspruchung (Verdichtungsarbeit) und einem festgelegten Arbeitsverfahren verdichtet werden. Es sind bis zu sechs Einzelversuche mit unterschiedlichen Schlagzahlen durchzuführen. Als Ergebnis erhält man einen Zusammenhang zwischen der Schlagzahl n und der Kornverfeinerung sowie der Trockendichte ϱ_d [t/m^3].

Es werden die Geräte für den Proctorversuch nach DIN 18127 "Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte, Proctorversuch" verwendet. Es gelten auch die dort angegebenen Versuchsbedingungen und die Angaben für Probemengen und zulässiges Größtkorn.

Das zu untersuchende Material wird an der Luft bzw. unter Zuhilfenahme eines Heizventilators oder einer Trocknungsanlage bis zur Massenkonstanz getrocknet. Anschließend wird es gewaschen, und die Unterkornanteile (einschließlich Feinanteil < 0,063 mm) sowie die Überkornanteile werden ausgesondert. Das verbleibende Material wird nochmals getrocknet. Von dem getrockneten Material werden für die sechs Einzelversuche die Probemengen entsprechend dem zulässigen Größtkorn für die Versuchszylinder vorbereitet und gleiche Massenanteile abgewogen.

Der Versuchszylinder wird mit Grundplatte und Aufsatzring auf eine feste Unterlage (Betonkörper) gestellt. Das zu prüfende Material wird mit einer Handschaufel gleichmäßig in einer Schicht, deren Dicke mindestens dem 4-fachen Durchmesser des zulässigen Größtkorns entspricht, eingefüllt. Die Oberfläche wird mit dem Holz- bzw. Kunststoffstempel leicht angedrückt. Anschließend wird auf die Oberfläche eine Stahlplatte aufgelegt. Die Schichtdicke (Einfüllhöhe) wird mit dem Tiefenmaß an vier Stellen gemessen und daraus die Probenhöhe und das Probenvolumen ermittelt.

Anschließend wird der Versuchszylinder mit dem Inhalt gewogen. Mit der ermittelten Probenhöhe und dem Probengewicht wird die Schütt- bzw. Einfülldichte berechnet.

Entsprechend dem Versuchszylinder wird die Lieferkörnung mit dem vorgeschriebenen Fallgewicht mit 6, 12, 24, 48, 96 und 192 Schlägen verdichtet. Die Schläge sind gleichmäßig über die Fläche der Stahlplatte zu verteilen.

Nach der jeweiligen Verdichtung ist die Probenhöhe mit dem Tiefenmaß zu ermitteln. Die zur Verdichtung der eingefüllten Schicht benötigten Schläge sind ohne Unterbrechung aufzubringen.

Bei der Verwendung des von Hand zu bedienenden Verdichtungsgerätes ist darauf zu achten, daß die Führungsstange lotrecht gehalten und das Fallgewicht jedesmal genau bis an den Anschlag hochgehoben und frei fallengelassen wird.

Bei jedem Einzelversuch wird nach der Verdichtung die Probenhöhe bzw. das Volumen der Probe durch Messen der Tiefenlage der Stahlplatte im Aufsatzring ermittelt. Anschließend wird der Versuchszylinder gewogen.

Für jeden Einzelversuch wird aus der Masse und dem durch Ausmessen genau bestimmten Volumen des Versuchszylinders bzw. der Materialprobe die Trockendichte berechnet.

Weiterhin wird für jeden Einzelversuch der Kornzertrümmerungsgrad durch Trockensiebung gemäß DIN 18123 ermittelt.

Die ermittelten Werte für den Kornzertrümmerungsgrad werden in Abhängigkeit der Schlagzahl dargestellt. Weiterhin kann zusätzlich die Trockendichte ϱ_d und die zugehörige Schlagzahl n (Verdichtungsarbeit) dargestellt werden. Die so ermittelten Kurven werden mit Referenzkurven verglichen. Daraus ergeben sich Folgerungen für die Bewertung der Eignung des untersuchten Materials oder für die Anforderungen an die Einbautechnik.

Zur Qualitätssicherung von mineralischen Entwässerungsschichten sind folgende Maßnahmen erforderlich:

- Eigenprüfung des Herstellers,
- Eingangsprüfung des Materials bei der Übergabe auf der Baustelle,
- Eigen- und Fremdprüfung des Einbauvorgangs,
- Eigen- und Fremdprüfung der eingebauten Schicht.

Der Hersteller überwacht kontinuierlich die Einhaltung der für das Material festgelegten Anforderungen hinsichtlich stofflicher Zusammensetzung und Korngrößenverteilung. Die Proben für die Prüfung im Rahmen der Eigenprüfung sind aus der laufenden Produktion zu entnehmen. Die Korngrößenverteilung ist je 500 t, jedoch mindestens einmal pro Woche zu prüfen.

Die Ergebnisse der Eigenprüfungen sind aufzuzeichnen und mit den Ergebnissen der Eignungsprüfung und den Anforderungen zu vergleichen. Das Protokoll ist von dem für die Eigenprüfung des Herstellers Verantwortlichen zu unterschreiben und dem für die Eigenprüfung der Einbaufirma verantwortlichen Fachmann zu übergeben.

Baustoffe für mineralische Entwässerungsschichten werden bei Anlieferung an die Baustelle nach Lieferscheinen registriert und nach Augenschein geprüft. Lieferungen, die offensichtlich im Hinblick auf Korngrößenverteilung, Kornform, Reinheit oder Mineralbestand die Anforderungen nicht erfüllen, sind zurückzuweisen. Von den ersten und der letzten Lieferung pro Bauabschnitt und je ca. 1.000 t sind Rückstellproben zu entnehmen. Parallel zum Einbau sind stichprobenartig Untersuchungen der Korngrößenverteilung durchzuführen. Die Rückstellproben sind bis zur Abnahme nach der Fremdprüfung aufzubewahren.

Die Prüfung der eingebauten Schicht erfolgt durch Eigen- und Fremdprüfer. Durch geodätische Vermessungen des Eigenprüfers ist in einem quadratischen Raster von 10 m die Einhaltung der planmäßigen Abmessungen der Entwässerungsschicht zu prüfen.

Je 1.000 m² Einbaufläche ist in Anwesenheit des Eigenprüfers und des Fremdprüfers eine Schürfgrube anzulegen und eine Laborprobe über die gesamte Schichtdicke zu entnehmen. Etwa ⅔ aller Proben aus den Schürfen werden in der Regel vom Eigenprüfer untersucht, ⅓ vom Fremdprüfer. An den Laborproben ist die Korngrößenverteilung und der Anteil an abschlämmbaren Bestandteilen zu ermitteln. Bestehen Zweifel an der Einhaltung der Anforderungen bezüglich Kornform, Kalkgehalt o. ä., sind die entsprechenden Prüfungen durchzuführen.

Sind die Anforderungen nach E 2-14 oder E 2-20 nicht in vollem Umfang erfüllt, wobei geringe Prüf- und Probenahmefelder berücksichtigt werden, sind weitere Proben in einem engeren Raster zu entnehmen, um die Fläche mit nicht anforderungsgerechtem Material einzugrenzen und ggf. den Austausch zu veranlassen.

6 Kornfestigkeit einiger Entwässerungsmaterialien

6.1 Allgemeines

In der Praxis zeigt sich, daß Dränkies 16/32 mm oft viel zu hohe Unterkornanteile enthält. Auf mehreren bayerischen Deponiebaustellen sind in den vergangenen Jahren Unstimmigkeiten aufgetreten, da vermeintlich geeignetes Material der Korngruppe 16/32 mm nach dem Einbau als Basisentwässerungsschicht so hohe Anteile der Feinkies-, Sand- und Schlämmkornfraktion enthielt, daß es von den prüfenden Fachleuten nicht abgenommen werden konnte.

Die Kiese erfuhren offenbar infolge der mechanischen Einwirkungen bei den Lade-, Transport- und Einbauvorgängen eine nicht tolerierbare Kornzertrümmerung, die bei den Eignungstests der Materialien nicht festgestellt worden war. Der Grund für den Mangel bei der Eignungsbeurteilung liegt darin, daß es bisher keine geeigneten Versuche und keine Erfahrungsgrundlage für die Beurteilung der Kornfestigkeit von mineralischen Dränmaterialien im Deponiebau gab.

Für eine zutreffende Beurteilung der Eignung grobkörniger Stoffe für Deponiebasisentwässerungsschichten wurde daher ein geeignetes Laborversuchsverfahren im Rahmen des vom Bayerischen Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen geförderten Forschungsvorhabens "Kornfestigkeit mineralischer Stoffe für Entwässerungsschichten im Deponiebau" im LGA-Grundbauinstitut entwickelt. Dieses Vorhaben wurde mit Mitteln des Bayerischen Ministeriums für Landesentwicklung und Umweltfragen gefördert.

6.2 Auswahl typischer Dränmaterialien

In Zusammenarbeit des LGA-Grundbauinstituts mit dem Bayerischen Geologischen Landesamt wurden sieben mineralische Baustoffe für die systematischen Versuche ausgewählt (siehe Tabelle 3).

Tabelle 3: Lieferwerke der ausgewählten Entwässerungsmaterialien

Lfd. Nr.	Gestein	Hersteller/Adresse	Werk	Bezirk	Geologische Karte M = 1:25.000 Nr.
1	Kies	Firma Kronthaler Flitzinger Straße 30 85406 Zolling	Werk Zolling	Oberbayern	7536 Freising-Nord
2	Kies	Schotterwerk Gebr. Prüschenk 91281 Kirchenthumbach	Werk Hütten	Oberpfalz	6237 Kaltenbrunn
3	Basalt	Basalt AG Kassler Basaltwerk Postfach 10 06 07 34006 Kassel	Werk Bischofsheim	Unterfranken	5526 Erl. Geol. Abh. Bischofsheim a. d. Röhn
4	Diabas	Hartsteinwerke Heiß und Söhne 95364 Stadtsteinach	Werk Rugendorf (Labormaterial) Werk Stadtsteinach (Probefeldmaterial)	Oberfranken	5838 Stadtsteinach
5	Granit	Granit- und Schotterwerk J. Kusser KG 94529 Aicha vorm Wald	Werk Eging	Niederbayern	Geologica bavaria Nr. 58 Nr. 52
6	Porphyr	Hartsteinwerk Sailauf GmbH 63846 Laufach	Werk Sailauf	Unterfranken	5921 Schölkrippen
7	Granulat	Fa. Franz Beyer Resenscheckstraße 6 91052 Erlangen	GKW Franken	Mittelfranken	6431 Herzogenaurach

6.3 Feldversuche

Um die im Labor ermittelten Kornzertrümmerungsgrade zu den im Feld auftretenden Einwirkungen in Beziehung setzen zu können, war es notwendig, Untersuchungen im Feldmaßstab durchzuführen. Dazu wurden mit den für das Forschungsvorhaben ausgewählten Dränkiesen und gebrochenen Festgesteinen Probefelder angelegt und Überfahrten mit Baugeräten vorgenommen. Nach der Beanspruchung durch den Einbau und den Fahrverkehr, der den Bau- und Schüttbetrieb einer Deponie simulieren sollte, wurden von dem Dränmaterial Proben entnommen und im Hinblick auf die eingetretene Kornzertrümmerung geprüft.

Die Anlage der Probefelder zur Ermittlung einbaubedingter Kornzertrümmerung durch den Baubetrieb erfolgte auf dem Gelände der Kieslieferwerke. Die Probefelder (Breite 6 m, Länge 20 m, Dicke 0,40 m) wurden in 0,4 m tiefen Geländemulden angelegt. Das Muldentiefste wurde statisch verdichtet, die Verformungseigenschaften des Untergrundes wurden durch Plattendruckversuche festgestellt. Die Materialanlieferung erfolgte mit LKW, die Materialverteilung mit einer Raupe oder mit einem Radlader. Die so hergestellten Entwässerungsschichtprobefelder wurden dann systematisch mit beladenen LKW befahren.

An den Probefeldern wurden die Materialbeschaffenheit ab Lieferwerk, der Einfluß der Materialverteilung mit Raupe oder Radlader und der Einfluß der systematischen LKW-Befahrung im Hinblick auf die Kornzertrümmerung und ihre Auswirkung auf die Kornzusammensetzung (Unterkornanteil) untersucht.

6.4 Laborversuche

Im Labor wurden die Versuche nach Abschnitt 4 durchgeführt.

6.5 Ergebnisse der Feldversuche

Beim Herstellen der Probefelder wurden Proben des angelieferten Materials (Ausgangsmaterial) entnommen. Nach dem Einbau mit der Raupe oder dem Radlader wurden erneut Proben aus der Kiesschicht entnommen. Weiterhin wurden nach jeder Befahrung mit dem beladenen LKW Kiesproben aus dem Probefeld entnommen. Von den entnommenen Proben wurden die Körnungslinien von den Korngruppen 8/16 mm und 16/32 mm bestimmt und die Massenanteile der Kornzertrümmerung sowie der Unterkornanteil kleiner 8 mm und kleiner 16 mm Korndurchmesser labormäßig gemäß DIN 18123 ermittelt.

Die Unterkornanteile sind in den nachfolgenden Tabellen 4 und 5 für das Ausgangsmaterial nach dem Abkippen vom LKW, nach dem Einbau und nach den Befahrungen zusammengestellt.

Tabelle 4: LKW- Befahrungen; Zusammenstellung der Versuchsergebnisse der Kornanteile < 8 mm in Massen-%

lfd. Nr.	Kies-Gesteinmaterial	Labor Nr.	Ausgangsmaterial	Überfahren mit Raupe bzw.Radlader		LKW- Überfahrten						
						10x	20x	30x	40x	50x	60x	70x
				Massenanteil < 8 mm in %								
1	Kies	4001	14,7	13,9	14,7	19,0	20,9	24,1	25,7	19,6	24,0	-
2	Kies	4002	12,1	15,4	26,1	33,8	38,1	-	-	-	-	-
3	Basalt	4003	4,3	10,3	10,3	13,5	11,0	-	10,8	-	-	-
4	Diabas	4004	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4a	Diabas	4146	11,8	16,0	14,6	19	19,9	26,1	-	-	-	-
5	Granit	4005	4,7	11,0	7,4	19,1	23,7	-	30,7	-	-	-
6	Porphyr	4006	3,9	5,1	5,6	7,9	9,5	10,9	-	-	-	-

Tabelle 5: LKW- Befahrungen; Zusammenstellung der Versuchsergebnisse der Kornanteile < 16 mm in Massen-%

lfd. Nr.	Kies-Gesteinmaterial	Labor Nr.	Ausgangsmaterial	Überfahren mit Raupe bzw.Radlader		LKW- Überfahrten						
						10x	20x	30x	40x	50x	60x	70x
				Massenanteil < 16 mm in %								
1	Kies	5001	6,2	7,6	6,7	16,2	11,8	18,5	28,2	20,8	-	-
2	Kies	5002	13,8	20,4	17,3	30,7	34,6	-	-	-	-	-
3	Basalt	5003	2,3	3,5	7,9	9,3	9,7	-	16,7	-	-	-
4	Diabas	5004	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4a	Diabas	4453	6,8	7,4	5,4	8,8	18,5	12,6	-	-	-	-
5	Granit	5005	5,3	5,2	7,0	21,1	-	24,5	-	-	-	28,7
6	Porphyr	5006	10,5	16,2	18,5	22,3	20,2	19,5	-	-	-	-

In Bild 3 sind die Ergebnisse der Unterkornanteile der verschiedenen Kies- und Gesteinskörnungen, in Abhängigkeit von den Übergängen beim Einbau (Raupe, Radlader) und den LKW-Befahrversuchen grafisch dargestellt. In die Darstellung ist auch jeweils der Unterkornanteil für die Korngruppe 16/32 mm < 16 mm im Anlieferungszustand (Mittelwert der Proben bis zu 4 LKW-Anlieferungen) als Null-Wert mit eingetragen. Unabhängig von der Systematik und der Materialbeschaffenheit nimmt der Unterkornanteil mit den Übergängen bzw. Überfahrten teilweise beachtlich zu.

Tabelle 6: Quenzler-Test; Korngruppe 8/16 mm, Zusammenstellung der Versuchsergebnisse, der Kornanteile < 8 mm in Massen-% in Abhängigkeit der Schlagzahl n

lfd. Nr.	Kies-Gesteinmaterial	Labor-Nr.	Kornanteile < 8 mm nach n Schlägen					
			6	12	24	48	96	192
1	Kies	4001	1,0	1,7	2,7	4,3	6,1	9,1
2	Kies	4002	2,9	4,4	6,6	8,2	14,9	20,2
3	Basalt	4003	3,2	2,4	3,8	3,6	4,9	6,0
4	Diabas	4004	0,7	0,9	1,3	2,4	3,3	5,5
4a	Diabas	4146	3,1	5,2	5,3	8,1	13,7	14,7
5	Granit	4005	1,9	2,3	2,8	4,3	6,3	8,9
6	Porphyr	4006	0,8	1,4	2,4	3,6	6,5	8,7

Tabelle 7: Quenzler-Test; Korngruppe 16/32 mm, Zusammenstellung der Versuchsergebnisse, der Kornanteile < 16 mm in Massen-% in Abhängigkeit der Schlagzahl n

lfd. Nr.	Kies-Gesteinmaterial	Labor-Nr.	Kornanteile < 16 mm nach n Schlägen					
			6	12	24	48	96	192
1	Kies	5001	2,6	3,1	4,7	7,9	10,9	17,0
2	Kies	5002	2,4	2,7	4,8	9,9	18,1	20,7
3	Basalt	5003	0,8	1,2	2,6	3,2	3,5	5,4
4	Diabas	5004	2,2	2,7	4,4	3,6	7,6	8,7
4a	Diabas	4453	3,3	1,5	4,9	5,5	11,3	16,3
5	Granit	5005	2,2	4,5	4,2	8,4	8,2	14,5
6	Porphyr	5006	1,2	3,7	2,9	6,7	5,9	10,2

Die Abhängigkeit von der Anzahl der Schläge n zu den Unterkornanteilen < 16 mm in Massen-% für die einzelnen Materialien der Korngruppe 16/32 mm zeigt die Grafik in Bild 5.

In der grafischen Darstellung und in den dann folgenden Bildern 6 sind die Unterkornanteile infolge LKW-Befahrungen zusätzlich in die Ergebnisdarstellungen des Quenzler-Tests eingetragen.

Tabelle 8: LKW-Befahrungen; Zusammenstellung der korrigierten Versuchsergebnisse der Kornanteile < 8 mm in Massen-%

lfd. Nr.	Material	Labor-Nr.	Ausgangs-material	Mittelwert Überfahren mit Raupe bzw. Radlader	LKW-Überfahrten				
					10x	20x	30x	40x	70x
			Massenanteil < 8 mm in %						
1	Kies 1	4001	14,7	14,3	5,7	10,6	7,5	-	-
2	Kies 2	4002	12,1	20,8	13,1	17,4	-	-	-
3	Basalt	4003	4,3	10,3	3,2	0,7	-	0,5	-
4a	Diabas 2	4146	11,8	15,3	3,7	4,6	10,8	-	-
5	Granit	4005	4,7	9,3	8,9	14,5	-	21,5	-
6	Porphyr	4006	3,9	5,4	2,6	4,2	5,6	-	-

Tabelle 9: LKW-Befahrungen; Zusammenstellung der korrigierten Versuchsergebnisse der Kornanteile < 16 mm in Massen-%

lfd. Nr.	Material	Labor-Nr.	Ausgangs-material	Mittelwert Überfahren mit Raupe bzw. Radlader	LKW-Überfahrten				
					10x	20x	30x	40x	70x
			Massenanteil < 16 mm in %						
1	Kies 1	5001	6,2	7,2	6,8	12,2	17,5	-	-
2	Kies 2	5002	13,8	18,9	11,8	15,7	-	-	-
3	Basalt	5003	2,3	5,7	3,6	4,0	-	11,0	-
4a	Diabas 2	4453	6,8	6,4	2,4	12,1	6,2	-	-
5	Granit	5005	5,3	6,1	15,0	-	18,4	-	22,6
6	Porphyr	5006	10,5	17,4	5,0	2,9	2,2	-	-

Materialien, bei denen mit 48 bis 96 Schlägen bereits 10% Unterkornanteil auftreten, sind für einen einfachen Einbau als Entwässerungsschicht ungeeignet. Hier sind bereits beim Einbau sehr sorgfältige Maßnahmen zu treffen, um die mechanische Einbaubeanspruchung sehr klein zu halten.

Der Quenzler-Test gibt wertvolle Auskünfte über die Empfindlichkeit mineralischer Dränmaterialien und sollte im Rahmen der Eignungsprüfung immer ausgeführt werden. Es ist aber trotz positiver Ergebnisse im Quenzler-Test bei der Eignungsprüfung grundsätzlich zu empfehlen, die Einflüsse des Einbaus der Entwässerungsschicht in einem Probefeld unter den späteren Einbaubedingungen zu prüfen.

Tabelle 10: Vergleich der Feld- und Laborergebnisse bezüglich Kornzertrümmerung, Körnung 8/16 mm, Bezugsgröße Unterkornanteil = 10 Massen-%

Kies- und Gesteinsmaterial	Anzahl der Schläge beim Quenzler-Test	LKW-Überfahrten im Probefeld	
Kies 1	ca. 210	> 10	< 20
Kies 2	ca. 60	-	< 10
Basalt	> 192	> 40	-
Diabas 2	ca. 60	> 10	< 30
Granit	> 220	> 10	< 20
Porphyr	ca. 220	> 30	-

6.8 Folgerungen aus den Untersuchungen

Die Ursachen der Unterkornanreicherung in mineralischen Stoffen für Entwässerungsschichten in Deponien sind im wesentlichen lagerstättenabhängig, herstellungsbedingt, bedingt durch die Art der Zwischenlagerung und des Transports sowie bedingt durch die Art des Einbaus und der Beanspruchung nach dem Einbau durch Baustellenverkehr.

7 Zusammenfassung

Entwässerungssysteme auf Basisabdichtungsschichten und auf Oberflächenabdichtungsschichten von Abfalldeponien sind sicherheitsrelevante Konstruktionselemente. Sie werden vollflächig aus mineralischen Baustoffen hergestellt, die hohe Anforderungen erfüllen müssen. Die mineralischen Filter- und Dränmaterialien sind demzufolge auf ihre Eignung für den Einsatz im Deponiebau zu untersuchen. Beim Einbau ist eine Qualitätssicherung notwendig.

Typische Materialien für Entwässerungsschichten im Deponiebau wurden im Rahmen eines Forschungsvorhabens in Feld- und Laborversuchen im Hinblick auf ihre Kornfestigkeit untersucht. In Probefeldern wurden die Körnungen 8/16 mm und 16/32 mm unter Baustellenbedingungen beansprucht. Der Einfluß des Baubetriebs mit Raupen und LKW-Befahrungen auf der Entwässerungsschicht wurde aufgezeigt. Durch diese Baustellenbeanspruchungen treten Kornzertrümmerungen ein. Die Kornzertrümmerungen bewirken einen Anteil an Unterkorn, Sandfraktion und Schlämmkorn, der von der Art des Dränmaterials und von der Intensität der Beanspruchung abhängt. Bei einem zu hohen Unterkornanteil wird die Durchlässigkeit reduziert, und Inkrustationen wird Vorschub geleistet.

In Laborversuchen wurde mit den Geräten für den Proctorversuch der Quenzler-Test entwickelt. Mit dem Quenzler-Test ist es möglich, die Kornfestigkeit der Entwässerungsmaterialien für eine deponiespezifische Bewertung zu untersuchen. Mit den zugehörigen Referenzkurven (Darstellung der Unterkornanteile über Anzahl der Schläge für die bisher durchgeführten Versuche) ist es möglich, die Empfindlichkeit gegen mechanische Beanspruchung der Materialien in den Korngruppen 8/16 mm und 16/32 mm zu beschreiben. In Abhängigkeit von der Materialempfindlichkeit können ggf. materialschonende Einbauweisen für Entwässerungsmaterialien auf Deponiebaustellen gewählt werden.

LITERATURVERZEICHNIS

GARTUNG, E., QUENZLER, H. (1993)
Eignungsprüfung für mineralische Filter- und Dränmaterialien, Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, Heft 67, S. 221 - 261

LOTTNER, U. (1993)
Sickerwassersysteme und Basisdichtung, Vortrag beim 9. Nürnberger Deponieseminar, Veröffentlichungsheft Nr. 69 des LGA-Grundbauinstituts (1994)

RAMKE, H. G. (1991)
Hydraulische Beurteilung und Dimensionierung der Basisentwässerung von Deponien fester Siedlungsabfälle, Leichtweiss-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Mitteilungen Heft 114/1991

RAMKE, H. G. BRUNE, M. (1990)
Untersuchungen zur Funktionsfähigkeit von Entwässerungsschichten in Deponieabdichtungssystemen, Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben
FKZ BMFT 145 0457 3

TURK, M., WITTMAIER, M., COLLINS, H. J., HARBORTH, P., HANERT, H. H. (1993)
Inkrustationen (feste biogene Ablagerungen) im Entwässerungssystem von Deponien - Erhaltung der Funktionsfähigkeit und Untersuchungen an Klärschlamm- und MVA-Schlacke/Aschedeponien, 14. Tagung "Fortschritte in der Deponietechnik", Essen, Haus der Technik

PRÜHS, H., QUENZLER, H., GARTUNG, E., (1995)
Kornfestigkeit mineralischer Stoffe für Entwässerungsschichten im Deponiebau, Veröffentlichungsheft Nr. 74 des LGA-Grundbauinstituts

Qualitätssicherung vor Ort - Schnittstellen beim Bau polymerer und mineralischer Gewerke

A. Knoll, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig

GLIEDERUNG

1 Einleitung

2 Aufgabenverteilung der Prüfer und Überwacher nach Regelwerken und Regelungen der Baupraxis

2.1 Regelwerke und organisatorische Grundsätze
2.2 Vertragliche Vereinbarungen
2.3 Regelungen des Qualitätssicherungsplanes

3 Verknüpfungen der Aufgaben von Prüfern und Überwachern - gewerkspezifische Besonderheiten -

3.1 Allgemeines
3.2 Flächenhafte Gewerke
3.3 Rohrleitungen, Schachtbauwerke
3.4 Detaillösungen

4 Überwachungslücken - Verfahrensfehler - Fehlerbeispiele

5 Schlußfolgerungen, Vorschläge für Regelmechanismen

5.1 Beispiele für übergeordnete Regelwerke
5.2 Beispiele von Regelungen in Qualitätssicherungsplänen
5.3 Beispiele für vertragliche Vereinbarungen

6 Zusammenfassung

Literatur

1 Einleitung

In Deponien eingelagerte Stoffe werden heute nach dem Multibarrierenkonzept eingekapselt. In der *TA Siedlungsabfall* [1] werden hierzu verschiedene Standards festgelegt. Mit dem Ziel, die Umwelt vor Kontaminationen dauerhaft zu schützen, sind in der Kombinationsabdichtung sowohl mineralische als auch polymere Gewerke, z.B. für die Abdichtung oder die Drainage, zu finden. Wesentliche Elemente sind hier beispielsweise mineralische Dichtung, Kunststoffdichtungsbahn, Schutzlagen, Flächendrainage, Schachtbauwerke und Rohre. Nach den gültigen Regelwerken ist die Qualität dieser Gewerke beim Bau von unabhängigen Fremdprüfern zu dokumentieren.

Die Vorgehensweise und Organisation bei der Prüfung wird nach dem Stand der Technik in baustellenspezifischen Qualitätssicherungsplänen definiert. Im Idealfall ist hier auch die Verzahnung zwischen den Überwachungs- und Prüfinstanzen in erforderlichem Umfang beschrieben, z.B. um einer Entstehung von Überwachungslücken entgegenzuwirken.

Die Verknüpfungen zwischen den Qualitätssicherungsinstanzen als auch die Schnittstellen zwischen den einzelnen Gewerken sind in den einschlägigen Regelwerken derzeit nicht umfassend festgeschrieben. Die in der Praxis vorhandenen Verflechtungen, z.B. zwischen den Fremdprüfern untereinander, sind insbesondere sehr stark von deren Anwesenheit vor Ort, von deren Flexibilität und Einsatzbereitschaft abhängig. Neben Einsparmöglichkeiten bei einer idealen Verzahnung können sich wichtige Optimierungseffekte hinsichtlich der Qualität und der Aufdeckung von Verfahrenslücken ergeben.

Die in letzter Zeit bei der Betreuung von Deponiebaustellen durch das Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB·TUBS) erstellten Qualitätssicherungspläne enthalten daher die wesentlichen baustellenspezifischen und gewerksrelevanten Vorgaben. Sie berücksichtigen insbesondere die Schnittstellen zwischen den Beteiligten. Die entsprechenden Merkmale mit den sich daraus ergebenden organisatorischen und prüftechnischen Konsequenzen einschließlich der auf Baustellen flexibel zu handhabenden Verfahrensweisen werden im folgenden dargestellt und erläutert. Darüberhinaus sind für den Deponiebau noch weitere ergänzende übergeordnete Regelungsmechanismen erforderlich, welche anhand einheitlicher und projektunabhängiger Vorgaben mögliche Defizite und Schäden beim Bau von Deponien vermeiden helfen können. Hierzu werden praktikable Vorschläge unterbreitet.

2 Aufgabenverteilung der Prüfer und Überwacher nach Regelwerken und Regelungen der Baupraxis

2.1 Regelwerke und organisatorische Grundsätze

Allgemeine Grundsätze der Qualitätssicherung sind in *DIN 18 200* [2] festgeschrieben. Wichtige Aufgabe der Fremdüberwachung ist danach die Prüfung „... ob die Eigenüberwachung ordnungsgemäß durchgeführt und die Erzeugnisse ordnungsgemäß hergestellt worden sind." [2].

Allgemeine Definitionen, Abgrenzungen und Festlegungen sind in *DIN 55 350* (Begriffe der Qualitätssicherung, Probennahme, Prüfungen / Begriffe der Statistik / Verfahren) [3] festgeschrieben.

In der *TA Abfall* [4] sind die allgemeinen, für den Deponiebau spezifischen Regelungen festgelegt. Die *TA Siedlungsabfall* [1] hat diese Regelungen der TA Abfall übernommen. Weitergehende Grundsätze, Darstellungen zum Gegenstand der Qualitätssicherung und Hinweise zu Prüfungen und Probennahmen sind in den *GDA-Empfehlungen* [5] gegeben.

Projektspezifische Regelungen und Aussagen sind im Deponiebau nach *TA Abfall* im Rahmen des Qualitätssicherungsplanes zu erstellen, für den dort die Mindestgliederungspunkte vorgegeben sind (vgl. auch *Knoll / Rodatz 1996* [6]).

Speziell für Niedersachsen orientieren sich die Genehmigungs- und Überwachungsbehörden am *Deponiehandbuch* [7], bzw. an den Angaben des *Rd.Erl. des MU von 1988* [8], an speziellen Empfehlungen und Vorgaben des *Niedersächsischen Landesamtes für Bodenforschung* [9] (je nach Datum der Planfeststellung). Für andere Bundesländer sind entsprechende Richtlinien und Merkblätter relevant (z.B. für Nordrhein-Westfalen [10]). Diese, i.d.R. in den Ausschreibungsunterlagen berücksichtigten Quellen haben damit auch bei der Qualitätssicherung für das Deponiebauwerk entsprechende Gültigkeit.

Für kunststofftechnische Aspekte finden darüberhinaus die einschlägigen speziellen Regelwerke Anwendung (z.B. [11], [12], [13], [14]).

Weiteren Vorgaben, Verwaltungsvorschriften, technische und gewerksspezifische Merkblätter und Regelwerke, Vorschriften und Richtlinien, insbesondere des Normenwerkes des Deutschen

Institutes für Normung e.V. (DIN) und der einschlägigen Fachverbände, sind in der Tabelle 1a bis 1c zusammengestellt.

Zeile	Art der Regelwerke	Auflistung wesentlicher Regelwerke
1	Bundesweit gültige Verwaltungsvorschriften	TA Abfall [4] / TA Siedlungsabfall [1]
2	Bundesweit gültige Richtlinien, Empfehlungen, Vorschriften und Merkblätter	Vorschriften, Merkblätter, Richtlinien und Empfehlungen – des Wasserhaushaltsgesetzes, – des Gemeinde- Unfallversicherungsverbandes (GUV), – des Verbandes der Berufsgenossenschaften (VBG), – des Deutschen Institutes für Bautechnik (DIBt), Berlin, Bau- und Prüfgrundsätze, – der Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin (z.B. BAM-Richtlinien [11], [12]) und Zulassungen der KDB und Schutzlagen, – der Arbeitskreise der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. insbesondere der Arbeitskreise 5.1 bis 5.3 (bisher 14 A bis 14 C) und des Arbeitskreises *Geotechnik der Deponien und Altlasten* (GDA- Empfehlungen [5] und [15]) – der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau bzw. Mineralstoffe im Straßenbau, – der Bundesanstalt für Straßenwesen, – der Abwassertechnischen Vereinigung (ATV), z.B. ATV-Arbeitsblätter für die statische Berechnung [14] – des Deutschen Verbandes für Schweißtechnik (DVS) und seiner Arbeitsgruppen – der Gütegemeinschaft für Kunststoffrohre (GKR) – des Deutschen Vereines des Gas- und Wasserfaches (DVGW) – weitere vgl. auch Zeilen 5 und 7-10 (Tab. 1b/1c)
3	Bundesland-spezifische Verwaltungsvorschriften bzw. Richtlinien	Spezifische Vorschriften und Regelwerke der Bundesländer, wie z.B. für Niedersachsen: Standorterlaß des Niedersächsischen Umweltministers [16], eingearbeitet in: Deponiehandbuch [7], für Nordrhein-Westfalen [10] usw.
4	Maßnahmen-spezifische Verordnungen	aktuell gültiger Planfeststellungsbescheid
5	Maßnahmen-spezifisch verbindlich vereinbarte Regelwerke und Bedingungen	– Qualitätssicherungsplan (vgl. [6]) – vgl. auch Zeilen 2 bis 10; für die einzelnen Maßnahmen werden spezielle Regelwerke als verbindlich vereinbart (vgl. insbesondere Zeilen 7 bis 10, Tab. 1b, 1c)
6	Weitere Dokumentation des Stands der Technik; Veröffentlichungen zu Detailfragen*	z.B.: in: *Kolonko, 1981* [17], u.a.: Verdichtungsgrad um Rohrleitungen in Gräben in: *Drescher/Dahms, 1990* [18], u.a.: Angaben zu Körnungsbändern der Schutzschicht in: *Gartung, 1995* [19], u.a.: Qualitätskriterien von Drainagekies in: *Blümel/Brummermann, 1994* [20], u.a.: Reibung zwischen Geokunststoffen und Erdstoffen in: *Böttcher, 1995* [21]: Vorläufige Zulassungsgrundsätze des DIBt für Bauteile in Deponien in: *Knoll/Bruns, 1996* [22], u.a.: zur Vergütung von Abdichtungsmaterialien mit Branntkalk und Fertigprodukten

Tabelle 1a: Wichtige Regelwerke für den Deponiebau

Zeile	Art der Regelwerke	Auflistung wesentlicher Regelwerke
7	Straßenbau-technische Regelwerke	– ZTVE: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, ZTVE-StB 94 [23] – ZTVT: Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für die Ausführung von Tragschichten im Straßenbau - ZTVT - StB 86 [24] – TL Min: Techn. Lieferbedingungen für Mineralstoffe im Straßenbau - TL Min - StB 90 [25] – RStO 86 [26], RG Min-StB 93 [27], TP BF-StB [28]
8	Das Normenwerk des Deutschen Institutes für Normung e.V., insbesondere folgende DIN-Normen (vgl. [29], [30], [31], [32], [33], [34], [35], [36], [37]):	*Norm Kurzname:* *Bezeichnung:* 4020 Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke 4021 Baugrund: Aufschluß durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben 4022 T1 Baugrund und Grundwasser: Benennen und Beschreiben von Boden und Fels 4023 Baugrund- und Wasserbohrungen, Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse 4049 T1 Hydrogeologie; Begriffe, quantitativ 4094 T1 Baugrund: Erkundung durch Sondierungen 4226 T1 - T3 Zuschlag für Beton [34] 18 121 T1 Baugrund: Untersuchung von Bodenproben; Wassergehalt; Bestimmung durch Ofentrocknung 18 121 T2 Baugrund: Untersuchung von Bodenproben; Wassergehalt; Bestimmung durch Schnellverfahren 18 122 T1 Baugrund: Untersuchung von Bodenproben; Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen); Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze 18 122 T2 Baugrund: Untersuchung von Bodenproben; Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen); Bestimmung der Schrumpfgrenze 18 123 Baugrund: Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Korngrößenverteilung 18 124 Baugrund: Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Korndichte, Kapillarpyknometer - Weithalspyknometer 18 125 T1 Baugrund: Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Dichte des Bodens; Laborversuche 18 125 T2 Baugrund: Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Dichte des Bodens; Feldversuche 18 126 Baugrund: Versuche und Versuchsgeräte, Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung 18 127 Baugrund: Versuche und Versuchsgeräte; Proctorversuch 18 128 Baugrund: Versuche und Versuchsgeräte: Bestimmung des Glühverlusts 18 129 Bestimmung des Kalkgehalts 18 130 T1 Baugrund: Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts, Laborversuche 18 132 (E) Baugrund: Versuche und Versuchsgeräte: Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens 18 134 Baugrund: Untersuchung von Böden, Plattendruckversuch 18 135 (Manuskript) Versuche und Versuchsgeräte; Eindimensionaler Kompressionsversuch Ö-Norm B4420 Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben, Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Kompressionsversuchen [32] 18 136 Baugrund: Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit; Einaxialversuch 18 137 T1 Baugrund: Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Scherfestigkeit; Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen 18 137 T2 Baugrund: Untersuchungen von Bodenproben; Bestimmung der Scherfestigkeit; Triaxialversuch 18 137 T3 (E) Baugrund - Versuche und Versuchsgeräte; Direkter Scherversuch ASTM D 5321 - 92 Standard Test Method for Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic or Geosynth. and Geosynth. Friction by Direct Shear Method [33] 18 200 Güteüberwachung von Baustoffen, Bauteilen, Bauarten 18 196 Erd- und Grundbau: Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke 19 667 Dränung von Deponien; Technische Regeln für Planung, Bauausführung und Betrieb 52 101 Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen, Probenahme [35] 52 110 Prüfung von Naturstein, Bestimmung der Schüttdichte... [36] 52 114 Prüfung von Gesteinskörnungen, Bestimmung der Kornform... [37]

Tabelle 1b: Wichtige Normen und Regelwerke für den Deponiebau (mineralische Bauteile)

Zeile	Art der Regelwerke	Auflistung wesentlicher Regelwerke
9	Kunststoffspezifische Richtlinien, Merkblätter und Prüfvorgaben (vgl. auch [11], [12], [13], [14], [38], [39], [40], [41], [42])	BAM-Richtlinie: Richtlinie für die Zulassung von Kunststoff-Dichtungsbahnen als Bestandteil einer Kombinationsdichtung für Siedlungs- und Sonderabfalldeponien sowie für die Abdichtung von Altlasten [11] BAM-Richtlinie: Anforderungen an die Schutzschicht für die Dichtungsbahnen in der Kombinationsabdichtung [12] BAM Fremdprüfung beim Einbau von Kunststoffkomponenten - Empfehlung der BAM für Anforderungen an die Qualifikation und die Aufgaben einer fremdprüfenden Stelle [13] FGSV Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus [41] FGSV Technische Lieferbedingungen für Geotextilien und Geogitter im Erdbau des Straßenbaus, TL-Geotex E-Stb 95 [42] DVS 2201 T1, T2 Prüfung von Halbzeug aus Thermoplasten DVS 2202 T1 Fehler an Schweißverbindungen aus thermoplastischen Kunststoffen, Merkmale, Beschreibung, Bewertung DVS 2203 T1 - T5 Prüfen von Schweißverbindungen aus thermo plastischen Kunststoffen (Allgemeines zu Prüfverfahren und spezielle Versuche) DVS 2205 T1 - T5 Behälter und Apparate aus Thermoplasten DVS 2206 Prüfen von Bauteilen und Konstruktionen aus thermoplastischen Kunststoffen DVS 2207 T1 - T3 Schweißen von thermoplastischen Kunststoffen DVS 2208 T1 Maschinen und Geräte zum Schweißen von thermoplastischen Kunststoffen; Heizelementschweißen DVS 2209 T1 Schweißen von thermoplastischen Kunststoffen; Extrusionsschweißen, Verfahren - Merkmale DVS 2211 Schweißzusätze für thermoplastische Kunststoffe DVS 2212 T1-3 (E) Prüfung von Kunststoffschweißern, Prüfgruppe I bis III DVS 2225 T1-4 Fügen von Dichtungsbahnen aus polymeren Werkstoffen im Erd- und Wasserbau ATV-A 127 Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen, 1988 ATV - M 127 Ergänzung zur Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen; Deponieleitungen, 1995 Weitere Regelwerke: DVGW-G 469 Druckprüfverfahren für Leitungen und Anlagen der Gasversorgung DVGW-G 472 Gasleitungen bis 4 bar Betriebsdruck aus PE-HD und bis 1 bar Betriebsdruck aus PVC-U; Errichtung (vgl. DVGW-GW 330/1 etc.) ATV-A 139 Richtlinie für die Herstellung von Entwässerungskanälen und -leitungen GKR-Richtlinie (R 1.3.2) Druckrohre aus PE-HD mit dem Gütezeichen der Gütegemeinschaft Kunststoffrohre e.V. GKR-Richtlinie (R 11.3.1) Deponierohre aus PEHD (in Bearbeitung)
10	Normenwerk des Deutschen Institutes für Normung e.V. (vgl. auch [39]) und wichtige europäische Normen	DIN 1920 T3 Schweißen, Schweißen von Kunststoffen, Verfahren DIN 4033 Entwässerungskanäle und Leitungen DIN 4060 Dichtmittel aus Elastomeren für Rohrverbindungen DIN 4266 T 1, T2 (E) Sickerrohre für Deponien aus PVC-U, PE-HD und PP DIN 4279 T 7 (E) Innendruckprüfung von Druckrohrleitungen für Wasser; Druckrohre aus PE-LD, PE-HD, PVC-U DIN 4279 T 9 Muster für Prüfberichte DIN 8074 Rohre aus PE-HD, Maße DIN 8075 Rohre aus PE-HD, Allgemeine Güteanforderungen DIN 16 726 Kunststoff-Dachbahnen, Kunststoff-Dichtungsbahnen; Prüfungen DIN 16 776 Polyethylen-Formmassen DIN 16 925 Tafeln aus PE-HD DIN 16 960 Schweißen von thermoplastischen Kunststoffen, Grundsätze DIN 16 961 Rohre aus thermoplastischen Kunststoffen mit profilierter Wandung und glatter Rohr-Innenfläche DIN 16 963 Rohrverbindungen und Rohrleitungsteile für Druckrohrleitungen aus PE-HD DIN 18 200 Güteüberwachung von Baustoffen, Bauteilen, Bauarten DIN 19 537 T 3 Fertigschächte aus PE-HD DIN 19 666 Sickerrohr- und Versickerungsrohrleitungen DIN 32502 Fehler an Schweißverbindungen aus Kunststoffen, Einteilung, Benennung, Erklärungen DIN 50 049 (EN 10 204) Bescheinigungen über Materialprüfungen DIN EN 496 Kunststoff-Rohrleitungssysteme; Rohre und Formstücke aus Kunststoffen, Bestimmung von Maßen und visuelle Beurteilung von Oberflächen DIN EN 921 Kunststoff-Rohrleitungssysteme; Rohre aus Thermoplasten, Bestimmung des Zeitstandinnendruckverhaltens bei konstanter Temperatur DIN EN 1042 (E) Kunststoff-Rohrleitungssysteme; Schweißverbindungen zwischen Rohren und /oder Formstücken aus Polyoefinen, Bestimmung der ... DIN EN 1046 (E) Kunststoffsysteme außerhalb von Gebäuden; Empfehlungen für die ober- und unterirdische Verlegung DIN EN 30 320 Geotextilien; Identifikation auf der Baustelle

Tabelle 1c: Wichtige Normen und Regelwerke für den Deponiebau (polymere Bauteile)

Die beim Bau von Deponien tätigen Überwacher sind in der folgenden Tabelle 2 gemäß Definition der obigen Regelwerke zusammengestellt:

Überwacher	Allgemeine Tätigkeitsmerkmale nach Definition der Regelwerke*
Bauüberwachung (BÜ)	gewerkübergreifend; insbesondere Kontrolle und Überwachung für den Bauherrn; auch für Abnahmen nach *VOB* [43]
Behördenüberwachung	unabhängige, übergeordnete Prüf- und Überwachungsinstanz, i.d.R. für alle Gewerke; beauftragt und delegiert u.U. zusätzlich weitere Fachbehörden oder -ämter
Eigenüberwachung (EÜ) (auch: Eigenprüfung)	gewerksspezifischer Überwacher und Prüfer für die Baufirma; diese Überwachung bzw. Prüfung wird in den Bundesländern unterschiedlich gehandhabt. Je nach Auffassung der Genehmigungsbehörden sollen die Verantwortlichkeiten der Eigenprüfung entweder gegenüber der Baufirma oder gegenüber dem Bauherrn liegen
Fremdüberwachung (FÜ) (auch: Fremdprüfung)	gewerksspezifischer unabhängiger Überwacher und Prüfer im Werk, an Abbaustellen oder vor Ort
Werksüberwachung, bzw. -prüfung	Überwachung bei der Herstellung im Werk bzw. bei der Anlieferung der Rohstoffe z.B. für polymere Elemente oder Fertigbetonbauteile

* Regelwerke der Tabelle 1a

Tabelle 2: Wichtige Prüfer und Überwacher für den Deponiebau gemäß einschlägiger Regelwerke

2.2 Vertragliche Vereinbarungen

Die Aufgaben der o.g. relevanten beteiligten Instanzen werden mit den genannten Regelwerken nicht in allen Fällen und insbesondere in allen Planungs-, Koordinations- und Bauphasen erschöpfend dargestellt. Damit ist eine eindeutige vertragliche Regelung der Überwachungs- und Organisationsleistungen für die jeweilige Baumaßnahme sinnvoll.

Die Gesamtorganisation und die projektsteuernden Tätigkeiten bzw. die Beauftragung der einzelnen Qualitätslenkungs- und Prüfinstanzen und deren einführende Organisation obliegt dem Bauherrn bzw. seiner beauftragten Vertretung in der entsprechenden Planungs-, Erkundungs- oder Bauphase (vgl. *HOAI* [44]). Dieser Grundsatz gilt für das gesamte Bauwerk. Es ist hiermit sicherzustellen, daß alle Gewerke und Beteiligten organisatorisch und prüftechnisch (vgl. auch [45]) erfaßt, Nachweise erbracht und Verfahrenslücken als auch eine Unterlassung der Prüfung von Nachweisen vermieden werden.

Für die Baupraxis läßt sich damit abschließend festlegen, welche Ingenieuraufgaben im Deponiebau nach dem Stand der Technik von welchen Beteiligten tatsächlich auszuführen sind (allgemeine Zusammenstellung in Tabelle 3). Es ist zu beachten, daß alle Teilleistungen z.B. unter Bezug auf die *DIN 18 200* [2] vertraglich geregelt werden müssen.

Überwacher / Fachingenieure	**Anmerkungen zum Leistungsbild**
Eigenüberwachung (EÜ) (auch: Eigenprüfung)	• Aufgabe der EÜ ist die Qualitätslenkung für die Baufirma. Die EÜ muß daher fachlich hochqualifiziert und zudem in der Lage sein, Konzepte für Vorgehens- und Arbeitsweisen unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Gesichtspunkte vorlegen und bewerten zu können. • Die EÜ muß die Qualität der laufenden und der künftigen Arbeiten vollständig und zu jeder Zeit beurteilen können, d.h. sie muß während der gesamten Bauzeit vor Ort sein. • Im Sinne einer reibungslosen Organisation sollte die EÜ als alleiniger Ansprechpartner für die Fremdüberwachung dienen. • Bei den im Qualitätssicherungsplan (QSP) vereinbarten Prüfstrategien wird heute i.d.R. Hand in Hand, z.T. parallel zu der Fremdprüfung gearbeitet. Die EÜ stellt ihre Ergebnisse sukzessive und rechtzeitig für Teilabnahmen der Fremdüberwachung zur Verfügung. • Für die Kalkulation der Qualitätslenkungsarbeiten ist die Kenntnis der Prüfstrategien und des Prüfumfangs erforderlich. Unter einer billig - weil im Vorfeld der Baumaßnahme nicht überschaubaren - verstandenen Eigenüberwachung - wird die Baumaßnahme leiden. Nach *VOB/B* [43] ist der Auftragnehmer nicht zur Ausführung aller zusätzlichen (Prüf- und Überwachungs-) Leistungen verpflichtet. Unabdingbar ist daher, daß der Qualitätssicherungsplan bereits im Vorfeld der Baumaßnahme erstellt und den Ausschreibungsunterlagen beigelegt wird (vgl. *Knoll/Rodatz 1996* [6]).
Fremdüberwachung (FÜ) (auch: Fremdprüfung)	• Wichtige Aufgabe der FÜ ist die Prüfung „... ob die Eigenüberwachung ordnungsgemäß durchgeführt und die Erzeugnisse ordnungsgemäß hergestellt worden sind." [2]. Da diese Art der Überwachung i.d.R. einen höheren Aufwand bedeuten wird als lediglich stichprobenartige Prüfungen von Gewerken, muß dieser Mehraufwand in Konsequenz entsprechend vergütet werden, bzw. eine Prüfung nach DIN 18 200 entsprechend vertraglich vereinbart sein. Wird damit ganzzeitig überwacht, sind einhergehende höhere Überwachungskosten einzukalkulieren. Derartige Schlußfolgerungen sind im Vorfeld vom Bauherrn bzw. seinem Vertreter abzuwägen. Das Leistungsbild muß entsprechend beauftragt werden. • Die FÜ wird häufig zu Aufgaben für Baugrundbeurteilungen z.B. im Bereich von Auflagern oder Aufstandsflächen herangezogen. Diese Aufgaben können nur fachlich qualifiziert übernommen werden, wenn u.a. der Umfang und die organisatorische Einbindung in die Gesamtmaßnahme im Vorfeld mit der Bauüberwachung und dem Bauherrn abgestimmt wurde.

Tabelle 3a: Anmerkungen zu den derzeitigen allgemeinen Leistungsbildern wesentlicher, im Deponiebau beteiligter Überwacher und Fachingenieure

Überwacher / Fachingenieure	Anmerkungen zum Leistungsbild
Bauvermessung des Auftragnehmers	Aufgaben in Kopplung mit EÜ, FÜ, BÜ: • Vermessungstechnische Lage- und Höhenpläne und • Absteckungen zur Orientierung der Überwacher • ggf. sind auch stichprobenartig Nachweise zu den Lagenstärken etc. zu erbringen
Bauoberleitung / Bauüberwachung (BO/BÜ) (vgl. *HOAI* [44])	• Gemäß HOAI repräsentiert die BO den Bauherrn. • Für bestimmte koordinatorische Aufgaben werden ggf. über die *HOAI* [44] hinausgehende Vereinbarungen erforderlich, falls der Bauherr hierfür nicht selbst eintritt oder seinen Entwurfsverfasser beauftragt hat. • Auf der Grundlage eines qualifizierten QSP sollten die entsprechenden Leistungsbilder der nach HOAI beauftragten Leistungsphasen der BÜ/BO geprüft werden. • Koordination der an der Objektüberwachung fachlich Beteiligten (Berechnungen des „Tragwerks" werden häufig nachträglich durchgeführt; auch hier ist die statische Berechnung und deren Prüfung nach dem Stand der Technik {vgl. *Blümel/Brummermann 1995* [46]} zu koordinieren). • Abnahme von Leistungen und Lieferungen. • Überwachen der Prüfungen der Funktionsfähigkeit der Anlage oder von Teilen. • Antrag auf behördliche Abnahmen und Teilnahme daran • Objektbetreuung und Dokumentation.

Tabelle 3b: Anmerkungen zu den derzeitigen allgemeinen Leistungsbildern wesentlicher, im Deponiebau beteiligter Überwacher und Fachingenieure

2.3 Regelungen des Qualitätssicherungsplanes

Die in der Vergangenheit erzielten praktischen und wissenschaftlichen Erkenntnisse werden vom IGB·TUBS laufend bei aktuellen Projekten eingebracht und dort umgesetzt (vgl. u.a. [6], [22], [47]). Der Qualitätssicherungsplan (QSP) bietet hierbei zunächst als Kommunikationsmedium eine Diskussionsbasis für die beteiligten Fachinstitutionen, z.B. bei Behörden. Darüberhinaus schafft er später als spezifisches „Handbuch" eine Möglichkeit, aktuellste Erkenntnisse unter Berücksichtigung baupraktischer Aspekte einzubringen und daraus resultierende Regelungen festzuschreiben.

Der QSP soll die Baumaßnahme *organisatorisch* und für die *praktische Ausführung* und *Prüfung zu jeder Zeit* transparent machen. Er soll:

→ die Abwicklung der Baumaßnahme auf der Basis eines für alle Seiten gültigen und *von Überwachungsbehörden genehmigten QSP* ermöglichen

→ als *verbindliche Diskussionsbasis* gelten.

Die Fortschreibung und damit laufende Aktualisierung des QSP ist z.B. über Besprechungsprotokolle möglich und sinnvoll.

Weitergehende Regelungen zum QSP, dessen spezifische Aufgaben und die einzelnen Gliederungspunkte sind bereits ausführlich in der Literatur (*Schicketanz 1992* [48] *et al.*) vorgestellt und diskutiert worden.

Konkret sind im QSP insbesondere die Schnittstellen zwischen den Beteiligten allgemein und gewerksbezogen festzulegen. Entsprechende Regelungen können aus Kapitel 3 abgeleitet werden.

3 Verknüpfungen der Aufgaben von Prüfern und Überwachern - gewerkspezifische Besonderheiten -

3.1 Allgemeines

Bei der Formulierung des QSP sollten gemeinsame organisatorische und allgemeine Regelungen Berücksichtigung finden. Auf der Basis der Besonderheiten einzelner Gewerke und der Erfordernis von gewerksübergreifenden Kontrollen der Überwacher ergeben sich spezifische sinnvolle Regelungen.

3.2 Flächenhafte Gewerke

Im folgenden (Tabelle 4) werden die einzelnen Überwachungs- und Prüfaufgaben, welche teilweise konkret gewerksbezogen, teilweise gewerksübergreifend auf Deponiebaustellen und zusätzlich zum üblichen Prüfschema (z.B. nach *TA Abfall* [4]) anfallen, dargestellt.

Als Grundsatz gilt, daß die gleichbleibende Materialqualität überwacht werden muß. Wegen der Nachweise zum Spannungs-Verformungs-Verhalten sind daher insbesondere Materialschwankungen von Belang (vgl. *Knoll/Bruns 1996* [47]). Die Kennwerte in situ und in den Nachweisen müssen für die gesamte Baumaßnahme übereinstimmen. Entsprechende erforderliche Abstimmungen sind über die Bauüberwachung / Bauoberleitung zu koordinieren, da diese

grundsätzlich für die Organisation der statischen Nachweise zuständig ist. Nötigenfalls müssen Stellungnahmen - z.B. der beteiligten Fachgutachter - eingeholt werden.

Gewerk / Bauteil	**Prüfung / Überwachung / Abstimmung von:**
Technische Barriere und mineralische Dichtung	• Übereinstimmung aller bodenmechanischen Parameter der Standsicherheitsberechnungen • insbesondere Übereinstimmung der Scherparameter zur KDB (welche Werte wurden in den Statiken angesetzt bzw. in den Scherversuchen ermittelt ?) • Übereinstimmung der in den Setzungsberechnungen angesetzten Steifemoduln für Einhaltung der Gefälle des Sikkerwasserdrainage- und -ableitungssystemes,Prüfung über korrelative Zusammenhänge • ggf. Bettungsituation von Rohren und Schächte (vgl. auch Tab. 7) • Auflagerreaktionen; Sohlspannungen im Schachtbereich • Materialschwankungen sind zu berücksichtigen (vgl. *Knoll/Bruns 1996* [47])
Planum/Aufstandsfläche für KDB	• Kriterien gemäß *BAM* [11] (hier ist i.d.R. wegen der feststehenden Kriterien eine schnelle und eindeutige Abstimmung zwischen den Beteiligten möglich) • Einsatz von Tonmehl zur „Glättung" führen zur Veränderung insbesondere der Scherparameter (vgl. [49]) mit starker Beeinflussung z.B. beim Spreizspannungsnachweis
Sandschutzschicht / polymere Schutzschicht	• Kornverteilung (Überkorn); Abstimmung zwischen den Fremdprüfern erforderlich wegen des Schutzwirksamkeitsnachweises. Der Fremdüberwacher „Mineralisch" hat Daten der durchgeführten Prüfung über die Bauüberwachung zu erhalten, da er erst mit diesen Kennwerten über ausreichende Beurteilungskriterien für die Kontrolle der Materialien im Feld verfügt • Kornform, Brechkorn, s.o. und: potentielle Beschädigung der Schutzlage • Steifemodul/Verformungsmodul • ggf. Bettung der Rohre (vgl. auch Tab. 7)
Drainage	• Kornverteilung (Überkorn) • Kornform, Brechkorn, potentielle Beschädigung • Steifemodul/Verformungsmodul • ggf. Bettung der Rohre (vgl. auch Tab. 7)

Tabelle 4: Wichtige Prüfungen und Abstimmungen der Überwacher im Grenzbereich der Zuständigkeiten bei flächigen Gewerken

Die gleichbleibende Qualität der eingesetzten Materialien wird nach dem Stand der Technik i.d.R. vor oder zu Beginn der Baumaßnahme über die Eignungsprüfung und in Versuchsfeldern und entsprechenden Korrelationen zwischen bodenmechanischen Parametern nachgewiesen.

Für zwei Deponiebauprojekte wurden entsprechende Untersuchungen für Drainagekies am IGB·TUBS durchgeführt. Die wesentlichen Ergebnisse sind in den folgenden Tabellen 5 und 6 zusammengestellt.

Erkenntnisse zur Drainwirkung	Erkenntnisse zur Bettung / zum Steifemodul
• Feststellung der lastabhängigen Schädigung der Drainage durch Kornbrüche und damit Beeinflussung der Lebensdauer der Drainage und gleichzeitig Beeinflussung der Steifigkeit der Kiespackung • Feststellung der lastabhängigen Veränderung des Porenraumes des Kieses • Feststellung der lastabhängigen Veränderung der Durchlässigkeit der Drainage • Feststellung der Beeinflussung der Stabilität der Drainage durch die Kornform • Quantifizierung der Abhängigkeit des Porenraumes von der Einbauart des Kieses (lockere oder dichte Lagerung) • Quantifizierung der Abhängigkeit der Anzahl der Kornbrüche von der Einbauart des Kieses (lockere oder dichte Lagerung) und damit vom Bauverfahren	• Tabellierung der lastabhängigen Steifemoduln und Gegenüberstellung mit den vorliegenden Tabellenwerken • Festlegung projektbezogener Steifemoduln (s. Tabelle 6) • Die festgestellten Steifemoduln lagen in verschiedenen Lastbereichen unterhalb der erwarteten Werte • Für eher rundes Kieskorn ergaben sich höhere Steifemoduln trotz geringerer Kornfestigkeit des verwendeten Kieses als für plattiges Kieskorn • Feststellung von lastabhängigen plötzlichen Strukturzusammenbrüchen in der Kornanordnung der Drainage, dadurch Beeinflussung der Steifigkeit der Kiespackung • Feststellung der lastabhängigen Schädigung der Drainage durch Kornbrüche und damit Beeinflussung der Lebensdauer der Drainage und gleichzeitig Beeinflussung der Steifigkeit der Kiespackung • Quantifizierung der Abhängigkeit des Steifemoduls von der Einbauart des Kieses (lockere oder dichte Lagerung) • Bei lockerstem reproduzierbarem Einbau wurde teilweise die gleiche oder höhere Lagerungsdichte wie bei freier Schüttung (im Labor) erzielt • Bei lockerstem reproduzierbarem Einbau wurden teilweise gleiche oder höhere Steifemoduln wie bei freier Schüttung (Prüfung im Labor) in der jeweiligen Laststufe erzielt

Tabelle 5: Wesentliche Erkenntnise zum Verhalten von Drainkies bei zwei Deponieprojekten [50]

Kennwerte für Steifemoduln werden für statische Berechnungen - insbesondere von Kunststoffbauteilen im Deponiebau - häufig pauschaliert aus Tabellenwerken abgeleitet, nicht jedoch projekt-, last- und materialbezogen ermittelt. Die Kennwerte der einschlägigen Werke (vgl. *ATV 127, 1988* [14] et al.) fußen allerdings auf Daten und Untersuchungen, welche mit den jeweiligen Projekten u.U. wenig oder nicht vergleichbar sind. Gerade für die Bemessung von Kunststoffbauteilen ist aber die genaue Festlegung von Kennwerten (mit den zu erwartenden Bandbreiten) besonders bedeutsam.

Zur Veranschaulichung der Unterschiede sind in Tabelle 6 die projektspezifischen Kenndaten, die bei den Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten konkret ermittelt wurden, zusammengestellt. Es wird deutlich, daß der Ansatz pauschalierter Werte aus der Literatur nicht sinnvoll ist.

	Projekt H			Projekt L1			Projekt L2
Laststufe * [MN/m²]	lockerste Lagerung	dichteste Lagerung	freie Schüttung	lockerste Lagerung	dichteste Lagerung	freie Schüttung	dichteste Lagerung
0 - 0,015	31,2	30,0	5,2	10,7	9,4	6,9	-
0,015 - 0,030	39,0	27,5	30,0	13,1	11,8	13,5	50,0
0,030 -0,060	41,9	57,1	19,4	18,6	5,4	19,6	54,5
0,060 - 0,125	36,6	62,5	26,0	38,2	44,8	31,7	69,1
0,125 - 0,250	64,2	89,0	41,7	37,8	55,7	41,8	86,5
0,250 - 0,500	72,7	122,3	45,9	51,6	41,3	66,0	96,0
0,500 -1,000	66,7	118,6	35,9	70,6	143,4	68,3	108,6

* Erstbelastungszyklus

Tabelle 6: Steifemoduln E_s [MN/m²] von 3 Kiessorten bei 2 Deponieprojekten [50] aus Großödometerversuchen

3.3 Rohrleitungen, Schachtbauwerke

Die gleichmäßige Verdichtung und ein Erreichen der planmäßigen Bettung ist prioritäres Ziel (vgl. *ATV 127* [14]). Insbesondere ist das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Materialien bei der Bettung zu berücksichtigen, um unzulässige und unvorhergesehene Beanspruchungen zu vermeiden. Dieses spezifische Merkmal gilt insbesondere für bindige Materialien im Bettungsbereich von Kunststoffbauteilen.

Wesentliche weitere Randbedingungen sind bei der Auflagerform und seiner Ausbildung in Axial- und Querrichtung zu beachten.

Kontrollen und Abstimmungen haben darüberhinaus zum Grundmaterial der Erdstoffe (Stückigkeit, max. Korngröße, Brechkorn, Plastizität etc.) zu erfolgen (vgl. Tabelle 7).

Bei Verwendung projekt- und materialspezifischer Kennwerte anstelle der üblichen Literaturdaten für die Bettungsmoduln ist für Schächte im Deponiebau häufig eine wirtschaftlichere

Es zeigt sich, daß eine Abstimmung der Planung, Ausführung, Berechnung und Überwachung zu einer generalisierten Vorgehensweise führt:

Vorgehensweise bei der Verwendung bindiger Böden im Bettungsbereich linien- oder punktförmiger Kunststoffbauteile:

- Bodenmaterial ggf. vorher fräsen und Selektion von Steinen
- Herstellung der Rohrbettung ggf. mit Formlehren
- Kontrolle und Abnahme der Bettungsart, Bettungsform, Rohrauflager, Materialien im Bettungsbereich
- Verdichtung mit Grabenwalzen oder mit entsprechendem Verdichtungsgerät, einerseits um Bettungssituation B1 bis B4 nach *ATV 127* [14] und entsprechende Verdichtungsgrade zu erreichen, andererseits, um Beschädigungen und unzulässige Verformungen des Rohrmaterials zu verhindern
- Entsprechenden Bettungs- und Steifemodul zu Grunde legen (vgl. Untersuchungsergebnisse Tabelle 6 und Regelungen der *ATV 127* [14])
- Verdichtungsgrad und Konsistenz der Böden muß zur Vermeidung von außerplanmäßigen Krümmungen, Über- und Unterbögen gleich sein; möglichst flächendeckende Kontrollen z.B. mit radiometrischen Sonden gemäß *Knoll/Bachmann 1994* [51], zusätzliche Kontrollen der gestopften Zwickel und Ränder
- möglichst flächendeckende Kontrolle (vgl. [51])
- Ganzzeitige visuelle Kontrolle
- Abstimmung zwischen Annahmen der Statik und Verhältnissen in situ.

Vorgehensweise bei der Herstellung im Bereich der Kies-Drainage und der Schutzschicht zur Bettung linien- oder punktförmiger Kunststoffbauteile:

- Einbau lockere Schüttung oder Verdichtung gemäß vorgesehener Bettungssituation
- Herstellung der Rohrbettung ggf. mit Formlehren
- Kontrolle und Abnahme der Bettungsart, Bettungsform, Rohrauflager, Materialien im Bettungsbereich
- Entsprechenden Bettungs- und Steifemodul zu Grunde legen (vgl. Untersuchungsergebnisse Tabelle 6 und Regelungen der *ATV 127* [14])
- Kontrolle der eingebauten Drainage hinsichtlich Körnungslinie, Kornform, Porenraum etc., Korrelation und Vergleich mit Durchlässigkeit etc. gemäß *GDA-Empfehlungen* [15]
- Rücksprachen zwischen Bauüberwachung/Bauoberleitung, EÜ, FÜ-polymer und FÜ-mineralisch hinsichtlich Brechkorn, Überkorn und Langkorn etc.
- Rücksprachen / Abstimmungen mit Planer hinsichtlich erforderlichem Porenraum etc.
- Abstimmung zwischen Annahmen der Statik und Verhältnissen in situ.

Bemessung möglich. Bei Rohren zeigt sich ein gegenteiliger Effekt. Hier kann die Verwendung von theoretischen Literatur-Kenndaten zu einer Unterbemessung führen.

Gewerk / Bauteil	**Prüfung / Überwachung / Abstimmung von:**
Rohrbettung	• vgl. flächenhafte Bauwerke • Kontrolle der Steinfreiheit analog *BAM-RiLi* [11] • Einbaudichte / Einbauwassergehalt des Auflager- und Bettungsmateriales ist durchgehend zu kontrollieren (ungleiche Bettung führt zu Über- und Unterbögen und zu unvorhersehbaren Krümmungen) • Auflagerform ist zu kontrollieren und abzunehmen • Verdichtungsart ist zu kontrollieren; seitliches Stopfen ist zu kontrollieren • Festlegung, Kontrolle und Abstimmung der Steife- bzw. Bettungsmoduln in situ und in statischen Berechnungen • Auch bei der Kiesdrainage sind Abhängigkeiten zwischen Lagerungsdichte, Porenraum, Brechkorn und Rohrbettung gemäß eigener Untersuchungen [50] zu erkennen. Die Steifemoduln stimmen teilweise - je nach Kiesmaterial - nicht mit den aus der Literatur entnommenen Werten überein. • Abstimmung mit Vorgehensweise / Berechnung gemäß ATV-Arbeitsblättern (vgl. [13])
Schachtbettung	• wie Rohre, s.o. • Problem der Kontrolle der Verdichtung am Schacht; ganzzeitige Kontrolle der Verdichtung • Kontrolle und Abnahme der Aufstandsfläche / Sohle
Durchdringungsbauwerke	• Unterfütterung, Kontrolle der Verdichtung, Kontrolle der Materialien insbesondere bei dünnschichtigem Einbau • Probleme der Verdichtung in Zwickeln am Bauwerk beachten; ganzzeitige Kontrolle

Tabelle 7: Wichtige Prüfungen und Abstimmungen der Überwacher im Grenzbereich der Zuständigkeiten bei linien- oder punktförmigen Kunststoffbauteilen

3.4 Detaillösungen

Detaillösungen, z.B. an Durchdringungsbauwerken oder in Anschlußbereichen an natürlich dichtenden Untergrund sind so zu bearbeiten, daß die Dichtungs- oder Sperrfunktion der Baustoffe und der Gewerke erhalten bleibt und gewährleistet werden kann. Ggf. sind hier weitere Abstimmungen unter Hinzuziehen der Fachgutachter von der Bauüberwachung / Bauoberleitung zu veranlassen.

4 Überwachungslücken - Verfahrensfehler - Fehlerbeispiele

Häufige Verfahrensfehler ergeben sich bei den in den Tabellen 4 und 7 aufgelisteten Prüfungen und Abstimmungen. Teilweise wird sowohl bei der Prüfung vor Ort als auch bei der Berechnung der polymeren Bauteile übersehen, daß die Kontaktzone zum mineralischen Material maßgeblich das Prüfergebnis beeinflußt. Eine genaue Materialbeschreibung der angrenzenden Bodenmaterialien ist also hinsichtlich Klassifikation (Kornverteilung, Kornform, Überkorn, Wassergehalt etc.), Einbaudichte, Lagerungsdichte als auch zum Spannungs-Verformungs-Verhalten (Steifemoduln, Bettungsmoduln, Scherparameter etc. bei entsprechender Dichte) wichtig, wird jedoch in der Praxis häufig unvollständig geliefert.

Andererseits treten organisatorische Mängel zu Tage, die sich aus einer unvollständigen Übersicht über die im Deponiebau relevanten Nachweise rekrutieren. Z.B. infolge fehlender Abstimmung wird nicht erkannt, daß Nachweise nicht erbracht oder unzulänglich geprüft wurden. Teilweise fehlt die Schnittstelle zwischen den in situ repräsentativen Kenndaten und den statisch angesetzten.

Die umfassende Überwachung und Prüfung aller Bauteile im Zuge der üblichen Fremdprüfung wird mit Zustandekommen des Überwachungsvertrages geregelt. I.d.R. wird jedoch sukzessive während der Baumaßnahmen deutlich, daß die Erfordernis zusätzlicher und unvorhergesehener Prüfungen besteht. Daraus resultierende Überwachungsmaßnahmen können - falls eine ungenügende Abstimmung zwischen Bauüberwachung/Bauoberleitung und Fremdprüfung besteht - übersehen werden und führen damit ebenfalls zu Überwachungslücken.

5 Schlußfolgerungen, Vorschläge für Regelmechanismen

5.1 Beispiele für übergeordnete Regelwerke

Wesentliche Regelmechanismen für den Deponiebau existieren bereits. Zur Vermeidung der o.g. Problematik an den Schnittstellen bedarf es jedoch unbedingt der Formulierung einiger zusätzlicher Vorgaben.

Hierzu gehört zunächst, daß der QSP grundsätzlich vor der Baumaßnahme zu erstellen ist. Der QSP muß zur Nutzung einer größtmöglichen Effizienz bereits planungsbegleitend formuliert werden und Angebotsbestandteil der Baufirma bzw. der Überwacher werden. Hierzu nimmt auch die *VOB/A* [45] eindeutig Stellung, da erst dann ausgeschrieben werden darf „.., wenn alle Verdingungsunterlagen fertiggestellt sind...". Wichtig erscheint in diesem Zusammenhang auch der Hinweis auf die *VOB/B* [43], nach der Auftragnehmer nicht zur Ausführung aller zusätzlichen (Prüf- und Überwachungs-) Leistungen verpflichtet sind, wodurch sich für den Bauablauf Verzögerungen ergeben können.

Auch die projektbezogenen Labor- und Feldversuche und damit verknüpfte rechnerische Nachweise bieten Anlaß für Erweiterungen der bisherigen Regularien. Für die jeweilige Baumaßnahme sind Versuche zu den Scherparametern und zu den Steifemoduln aller Erdstoffe für den Abgleich mit den Ausgangsdaten der statischen Berechnungen durchzuführen. Die Bandbreiten zu erwartender Kenndaten und Grenzwerte sind unter Nutzung der Korrelationen, z.B. zum Wasseraufnahmevermögen etc., möglichst im Vorfeld, z.B. im Rahmen von Eignungsuntersuchungen, festzulegen. Ausführungstechnische Kontrollen zur Bettung und zu den Auflagerverhältnissen stellen eine wichtige, unentbehrliche Ergänzung dar. Gemäß der Ergebnisse und Erkenntnisse der Tabellen 5, 6 und der Zusammenstellung in Tabelle 7 sollten Untersuchungen und Abstimmungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten und Formulierungen zu Detailabnahmen grundsätzlich (wie in Kap. 3 skizziert) in die Vorschriften aufgenommen werden. Auch die zwingend erforderliche Rückkopplung zwischen den Beteiligten ist dort generell zu regeln.

Die Versuche zum Nachweis der Schutzwirksamkeit und der Scherparameter sind unter strenger Abstimmung zwischen den Prüfern unter Berücksichtigung möglicher Materialstreuungen durchzuführen. Letztlich sollten die entsprechenden statischen Nachweise nur durch Institutio-

nen mit ausreichender Erfahrung auf dem Sektor der Bodenmechanik bzw. Kunststofftechnik und - je nach Bauteil - im Bereich der Wechselwirkung zwischen Erd- und Kunststoff durchgeführt werden.

Für die Abstimmung und Koordination ist generell und verantwortlich die Bauüberwachung / Bauoberleitung vorzusehen. Deren Aufgabe ist als Vertreter des Bauherrn weiterhin die rechtzeitige Beauftragung der gesamten erforderlichen Nachweise, deren Prüfung, die Weiterleitung von Versuchsergebnissen an die Beteiligten und die Abstimmung und Beauftragung zusätzlicher nicht vereinbarter Prüfungen.

5.2 Beispiele von Regelungen in Qualitätssicherungsplänen

Alle zuvor benannten Regelungen des QSP sollten unter Berücksichtigung der projektspezifischen Besonderheiten (z.B. zu Baustoffen/-materialien des Auftraggebers oder zu geometrischen Besonderheiten) auch im QSP Berücksichtigung finden. Neben den allgemeinen Festlegungen können damit auch konkret einzelne Gegebenheiten, wie z.B. Voraussetzungen eines Schutzaufbaus für eine Kunststoffdichtungsbahn und entsprechende tolerable Materialschwankungen im Kontaktmaterial (Überkornanteil etc.) oder erforderliche Grundsatzuntersuchungen und Voraussetzungen für den Einbau von Bentonitmatten (vgl. umstrittene Ergebnisse zu der Deponie Georgswerder und [52]) formuliert werden.

Dies macht wiederholt deutlich, wie wichtig die planungsbegleitende, qualifizierte Erstellung des QSP ist, auch um spätere Nachtragsforderungen auszuschließen.

Wichtig ist sowohl die umfassende Darstellung aller potentielen Schnittstellen und Reibungspunkte als auch eine eindeutige Zuweisung der Aufgaben an die verschiedenen Prüfer und Überwacher. Die Verantwortlichkeiten der Beteiligten können im Qualitätssicherungsplan differenziert einschließlich der Aufzählung aller erforderlichen Nachweise, anzustellender Berechnungen und Zuständigkeiten dargestellt werden. Für die Nachweisführung für Standsicherheitsuntersuchungen, beispielhaft für den Nachweis gegen *Gleiten an der Böschung*, läßt sich exemplarisch der folgende Regelmechanismus (Bild 1) angeben, um die Tätigkeitsbereiche der Beteiligten letztlich in der Auftragserteilung klar festzuschreiben:

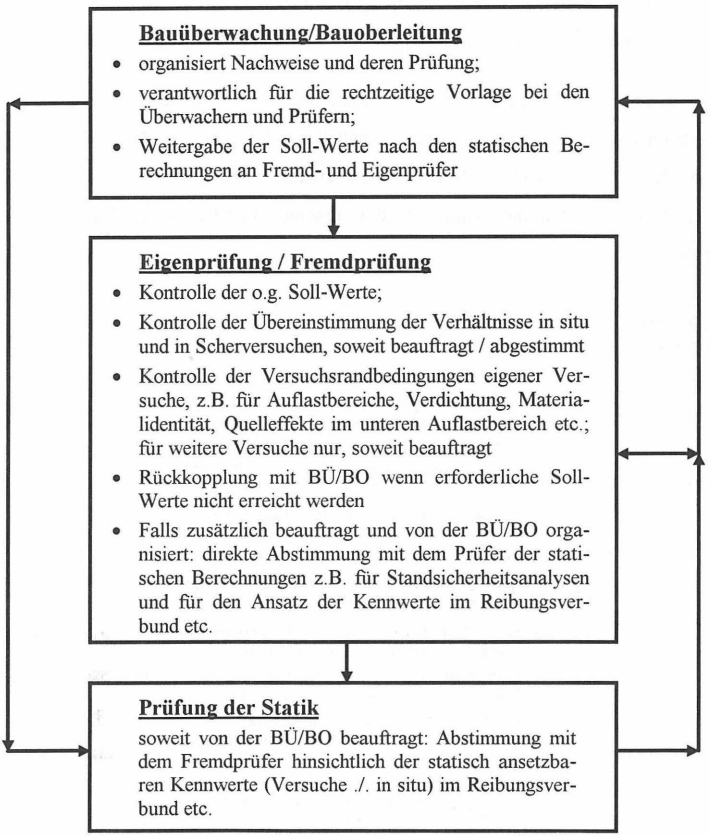


Bild 1: Beispiel für Regelmechanismus und erforderliche Rückkopplung bei Standsicherheitsuntersuchungen gegen *Gleiten an der Böschung*

5.3 Beispiele für vertragliche Vereinbarungen

Mit den obigen Erkenntnissen lassen sich für vertragliche Vereinbarungen der zu erbringenden Ingenieurleistungen, Überwachungsleistungen und Prüftätigkeiten Rahmenbedingungen schaffen, die einerseits eine durchsichtigere Kostenkalkulation erlauben, andererseits eine eindeutigere Ablaufstruktur bereits im Ansatz ermöglichen. Exemplarisch sei dies an der Eigenüberwa-

chung deutlich gemacht. Unter einer billig durchgeführten - weil im Vorfeld nicht überschaubaren, kalkulierbaren - Eigenüberwachung wird die Durchführung der Baumaßnahme leiden.

Für die Formulierung entsprechender Vereinbarungen wird vorgeschlagen, die Sachverhalte und Leistungsmerkmale der Beteiligten gemäß Kapitel 2.2, 3.3 und die Grundsätze und Beispiele aus Kap. 5.1, 5.2 zu berücksichtigen und zusätzlich zu vereinbaren. Die Tabelle 8a bis 8c bietet hierzu eine Zusammenstellung für die verschiedenen Leistungsbilder und Aufgaben der Beteiligten.

Bezug zu den Beteiligten	**Vereinbarung**
Generell	Prüfungen und Überwachung auf der Basis der Strategien und Prüfraster des QSP; QSP ist Vertragsbestandteil
Bauüberwachung / Bauoberleitung **(BÜ / BO)**	• gewerkübergreifende **Koordination** und **Abstimmung** zwischen den Beteiligten insbesondere zu: ⇒ den Vereinbarungen der Tabellen 8b und 8c für EÜ und FÜ soweit nicht vertraglich vorgesehen ⇒ Einbauvorschriften zur Einhaltung der statischen Erfordernisse, insbesondere in Bettungs- oder Fundamentbereichen ⇒ der dauerhaften Funktionsfähigkeit des Systemes ⇒ der Kornform der Drainage in Verbindung mit der Form der Wassereintrittsöffnungen der Drainleitungen ⇒ Übereinstimmung zwischen Vorgehensweisen und Berechnungen gemäß einschlägiger Vorgaben (vgl. *BAM* [13], *ATV* [14]) ⇒ dem ausreichenden Umfang der in den statischen Berechnungen angesetzten Lastfälle; Vergleich mit den Verhältnissen in situ ⇒ der Verträglichkeit der Einbauverfahren und der Erdbausituation (z.B. kann mit schwerem Gerät oberhalb der Rohrleitungen verdichtet werden?); der Querempfindlichkeiten zwischen Rohrflexibilität und Verdichtungsart/Verdichtungsgrad bei Grabenverfüllungen (vgl. *Kolonko 1981* [17]) ⇒ der Einhaltung der Kriterien gemäß *BAM* [11] auch im Bereich der Schächte und Rohrleitungen soweit erforderlich ⇒ der Beachtung werkstoffspezifischer Besonderheiten, wie z.B. infolge Tonmehl auf dem Feinplanum (vgl. [49]) mit starker Beeinflussung z.B. beim Spreizspannungsnachweis ⇒ der Organisation der Beauftragung weiterer Untersuchungen, soweit erforderlich (z.B. bei zusätzlichen, zuvor nicht geplanten oder im Überwachungsumfang der Eigen- und Fremdprüfer enthaltenen Gewerken) ⇒ Kontrolle und Überwachung für den Bauherrn; auch für Abnahmen nach *VOB/B* [43] • Teilabnahmen, z.B. für Rohrauflager, Bettung, Schachtfundamente und Auflager) bzw. eindeutige Abstimmung und Zuweisung dieser Aufgaben an Fachgutachter • Veranlassung aller statischen Prüfungen und Nachweise; Veranlassung der Prüfstatiken

Tabelle 8a: Vorschläge zu vertraglich besonders zu vereinbarenden Leistungen und Formulierungen für Ingenieur-, Überwachungsleistungen und Prüftätigkeiten im Deponiebau

Bezug zu den Beteiligten	Vereinbarung
Eigenüberwachung / Eigenprüfung **(EÜ)**	• Kontrolle der Übereinstimmung aller bodenmechanischen Parameter der Standsicherheitsberechnungen mit den Kenndaten in situ unter Berücksichtigung von Materialschwankungen nach den o.g. Abstimmungen und Organisation durch die BÜ/BO • insbesondere Kontrolle der Übereinstimmung der Scherparameter zur KDB für Spreiz- und Gleitsicherheitsnachweise, der in den Setzungsberechnungen angesetzten Steifemoduln für Einhaltung der Gefälle des Sickerwasserdrainage- und -ableitungssystemes und dessen Bettung nach den og. Abstimmungen mit der BÜ/BO, laufende Prüfung über korrelative Zusammenhänge • Kontrollen und Prüfungen im Hinblick auf die dauerhafte Funktionsfähigkeit der Bauteile und Gewerke • Berücksichtigung von Materialschwankungen (vgl. *Knoll/Bruns 1996* [47]) • Kontrolle der Kriterien gemäß *BAM* [11] • Beachtung und Prüfung werkstoffspezifischer Besonderheiten (z.B. Einsatz von Tonmehl zur „Glättung" führt zur Veränderung insbesondere der Scherparameter (vgl. [49]) mit starker Beeinflussung z.B. beim Spreizspannungsnachweis, etc.) • Zum Schutzwirksamkeitsnachweis ist die Abstimmung mit anderen Beteiligten u.a. zur Kornverteilung (Überkorn) über die Bauüberwachung erforderlich. Abstimmung auf der Basis der von der Bauüberwachung ausgehändigten Daten. Kontrolle der Materialien im Feld anhand dieser Kennwerte • Kontrolle der Kornform (s.o.) auch in Bezug auf potentielle Beschädigung der Schutzlage • Rücksprachen mit der BÜ/BO hinsichtlich Brechkorn und Langkorn in der Kiesdrainage bei Schutzwirksamkeitsnachweisen. • Kontrolle der Abhängigkeiten zwischen Lagerungsdichte, Porenraum, Brechkorn und Rohrbettung bei der Kiesdrainage; Kontrolle der Auflagerform • Kontrolle der Steinfreiheit analog *BAM-RiLi* [11] auch im Bereich der Schächte und Rohrleitungen soweit erforderlich • Kontrolle der eingebauten Drainage hinsichtlich Körnungslinie, Kornform, Porenraum etc., Korrelation und Vergleich mit Durchlässigkeit etc. gemäß *GDA* [15]. • Kontrolle der Bettung der Rohre auf ganzer Länge und Breite; Prüfung der Kornverteilung (Überkorn), Plastizität und Verdichtungsgrad im Bettungsbereich • Einbaudichte / Einbauwassergehalt ist ganzzeitig zu kontrollieren (ungleiche Bettung führt im Bereich der Rohrleitungen zu Über- und Unterbögen) • Kontrolle von gleichbleibendem Verdichtungsgrad und Konsistenz der Erdstoffe im Bettungsbereich der Rohre zur Vermeidung von Über- und Unterbögen; möglichst flächendeckende Kontrollen z.B. mit radiometrischen Sonden gemäß *Bachmann/Knoll 1994* [51], zusätzliche Kontrollen der gestopften Zwickel und Ränder. • ganzzeitige Kontrolle insbesondere von Verdichtungsarbeiten an Schächten und Rohrleitungen • Kontrolle der Verdichtung bei Unterfütterungen, Kontrolle der Materialien insbesondere bei dünnschichtigem Einbau • ganzzeitige Kontrolle bei der Verdichtung in Zwickeln am Bauwerk

Tabelle 8b: Vorschläge zu vertraglich besonders zu vereinbarenden Leistungen und Formulierungen für Ingenieur-, Überwachungsleistungen und Prüftätigkeiten im Deponiebau

Bezug zu den Beteiligten	Vereinbarung
Fremdüberwachung / Fremdprüfung **(FÜ)**	Kontrolle **auf der Grundlage der o.g. Abstimmungen und Organisation** durch die Bauüberwachung/Bauoberleitung: • Kontrolle der Übereinstimmung aller bodenmechanischen Parameter der Standsicherheitsberechnungen und zu der dauerhaften Funktionsfähigkeit der Bauteile und Gewerke mit den Verhältnissen in situ • insbesondere Kontrolle der Übereinstimmung der Scherparameter zur KDB und der in den Setzungsberechnungen angesetzten Steifemoduln; Prüfung über korrelative Zusammenhänge • Berücksichtigung von Materialschwankungen (vgl. *Knoll/Bruns 1996* [47]) • Zum Schutzwirksamkeitsnachweis ist die Abstimmung zwischen den Fremdprüfern u.a. zur Kornverteilung (Überkorn) erforderlich. Abstimmung auf der Basis der von der Bauüberwachung/Bauoberleitung ausgehändigten Daten. Kontrolle der Materialien im Feld anhand dieser Kennwerte. • Rücksprachen mit FÜ-polymer und der Bauüberwachung hinsichtlich zulässigem Brechkorn und Langkorn in der Kiesdrainage bei Schutzwiksamkeitsnachweisen und in situ. • Kontrolle der Kornform (s.o.) auch wegen potentieller Beschädigung der Schutzlage • Kontrolle der Abhängigkeiten zwischen Lagerungsdichte, Porenraum, Brechkorn und Rohrbettung bei der Kiesdrainage • Kontrolle der eingebauten Drainage hinsichtlich Körnungslinie, Kornform, Porenraum etc., Korrelation und Vergleich mit Durchlässigkeit etc. gemäß *GDA* [15]. • Kontrolle der Kriterien gemäß *BAM-RiLi* [11] • Beachtung und Prüfung werkstoffspezifischer Besonderheiten (Vergütung mit Tonmehl etc.) • Kontrolle der Steinfreiheit analog *BAM-RiLi* [11] auch im Bereich der Schächte und Rohrleitungen soweit erforderlich und abgestimmt • Kontrolle der Bettung der Rohre; Prüfung der Kornverteilung (Überkorn) im Bettungsbereich soweit abgestimmt • Einbaudichte / Einbauwassergehalt ist bereichsweise - und soweit abgestimmt - zu kontrollieren (ungleiche Bettung führt im Bereich der Rohrleitungen zu Über- und Unterbögen); ggf. ganzzeitige visuelle Kontrolle • Kontrolle von gleichbleibendem Verdichtungsgrad und Konsistenz der Erdstoffe im Bettungsbereich der Rohre zur Vermeidung von Über- und Unterbögen; möglichst flächendeckende Kontrollen z.B. mit radiometrischen Sonden gemäß *Bachmann/Knoll 1994* [51], zusätzliche Kontrollen der gestopften Zwickel und Ränder. • Kontrolle von Verdichtungsarbeiten an Schächten und Rohrleitungen • Kontrolle der Verdichtung bei Unterfütterungen, Kontrolle der Materialien insbesondere bei dünnschichtigem Einbau • Kontrolle bei der Verdichtung in Zwickeln am Bauwerk

Tabelle 8c: Vorschläge zu vertraglich besonders zu vereinbarenden Leistungen und Formulierungen für Ingenieur-, Überwachungsleistungen und Prüftätigkeiten im Deponiebau

Die vollzeitige Überwachung von Arbeitsbeginn bis Arbeitsende durch die Fremdprüfer (vgl. *DIN 18 200* [2]) ist i.d.R. und als Grundsatz nur erforderlich, wenn trotz vor Ort anwesender Bauüberwachung des Bauherrn und qualitätslenkender Arbeiten einer Eigenüberwachung der Baufirma die gleichbleibende und ausreichende Qualität der Gewerke nicht sichergestellt werden kann. Der Fremdprüfer hat - vor dem Hintergrund einer hohen fachlichen Qualifikation aller Beteiligten und der vereinbarten Präsenz vor Ort - die Aufgabe der stichprobenartigen Prüfung. Er sollte auf dieser Basis mit seinen Untersuchungen die Einhaltung der Anforderungen in gleichbleibender Qualität sicherstellen können.

Falls eine zusätzliche Fachbauleitung verlangt wird, z.B. auch weil kleinflächige Verhältnisse oder permanent sich ändernde Einbaukonzepte weitere Prüfungen, Nachweise und Begutachtungen erfordern, so ist diesem Umstand vertraglich und somit auch mit den monetären Konsequenzen Rechnung zu tragen.

6 Zusammenfassung

Es werden für den Deponiebau die theoretischen als auch die tatsächlichen Aufgaben insbesondere infolge der Verzahnung der beteiligten Prüfer und Überwacher dargestellt. Für die vorhandenen Regelwerken und -mechanismen werden entsprechende Hinweise und Vorschläge im Hinblick auf die Erarbeitung von weiterführenden sinnvollen Regelungen für die relevanten Gewerke formuliert. Schwerpunktmäßig wird dabei auf die Schnittstellen zwischen mineralischen Gewerken und polymeren Elementen und auf organisatorische Fragen eingegangen. Exemplarisch werden einige Verfahrensfehler dargestellt.

Die nach dem Stand der Technik optimale Verknüpfung zwischen den Überwachern und Prüfern wird unter Berücksichtigung in der Praxis relevanter Aspekte skizziert. Dabei wird zwischen sich daraus ergebenden, allgemein festzuschreibenden Regelungen, vertraglichen Regelungen und sinnvollerweise in Qualitätssicherungsplänen einzubeziehende Vorgaben unterschieden.

Literatur:

[1] Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA Siedlungsabfall), Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen, Bundesanzeiger Verlags-Ges. mbH, Köln, April 1993

[2] DIN 18 200, Überwachung (Güteüberwachung) von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten, Beuth Verlag, Berlin 1986

[3] DIN 55 350, Begriffe der Qualitätssicherung und Statistik, Teile 11 bis 18, 21 bis 24, 31, 33, Beuth Verlag, Berlin 1982 bis 1995

[4] Zweite Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz, Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen (TA Abfall), Gesamtfassung vom 12.03.1991, Bundesanzeiger Verlags-Ges. mbH, Köln, 1991

[5] Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau / Arbeitskreis „Geotechnik der Deponien und Altlasten", GDA: Empfehlungen des Arbeitskreises, Dt. Ges. für Erd- u. Grundbau e. V., Berlin, 1993

[6] Knoll, A. / Rodatz, W.: Qualitätssicherungsplan nach TA Siedlungsabfall - Fallbeispiel Basisabdichtungssystem unter Berücksichtigung einer Bentonitmatte und eines Basisneigungssystems, erscheint in: Abfallwirtschaftsjournal, Heft 4/96, Bertelsmann Verlag, Gütersloh 1996

[7] Bräcker, W.: Deponiehandbuch, Hrsg.: Niedersächsisches Landesamt für Ökologie, Hildesheim 1994

[8] Niedersächsisches Umweltministerium (Hrsg.): Runderlaß des Niedersächsischen Umweltministers (RdErl. d. MU) zur Abdichtung von Deponien für Siedlungsabfälle, Referat für Umweltberichterstattung und Öffentlichkeitsarbeit, Hannover, Juni 1988

[9] Dahms, E., Empfehlungen zur Herstellung einer künstlichen geologischen Barriere bei Deponien, Anforderungen an Material, Einbau und Prüfung, Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung, Hannover, März 1992

[10] Landesamt für Wasser und Abfall NRW: Mineralische Deponieabdichtungen, Abfallwirtschaft NRW, Entwurf einer Richtlinie, Materialienband Nr. 15, Düsseldorf, Januar 1991

und:

Landesamt für Wasser und Abfall NRW: Mineralische Deponieabdichtungen, Abfallwirtschaft NRW, Richtlinie, Materialienband Nr. 18, Düsseldorf, August 1993

und:

Landesumweltamt NRW: Merkblatt zur Anwendung der TA Siedlungsabfall bei Deponien, Gelbdruck vom 17.05.1995, geplant als Materialienband Nr. 29 - Abfallwirtschaft NRW, Düsseldorf, geplant für 1996

und in Vorbereitung:

Landesamt für Wasser und Abfall NRW: Siedlungsabfalldeponien - Oberflächenabdichtungen und Sickerwasser, Abfallwirtschaft NRW, geplant als Materialienband Nr. 23, Düsseldorf, geplant für Mai 1996

[11] Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, BAM: Richtlinie für die Zulassung von Kunststoff-Dichtungsbahnen als Bestandteil einer Kombinationsdichtung für Siedlungs- und Sonderabfalldeponien- sowie für Abdichtungen von Altlasten, Hrsg.: Labor Deponietechnik der BAM, Berlin, Juli 1992

[12] Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, BAM: Anforderungen an die Schutzschicht für die Dichtungsbahnen in der Kombinationsabdichtung, Zulassungsrichtlinie für Schutzschichten, Hrsg.: Labor Deponietechnik der BAM, Berlin, August 1995

[13] Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, BAM: Fremdprüfung beim Einbau von Kunststoffkomponenten - Empfehlung der BAM für Anforderungen an die Qualifikation und die Aufgaben einer fremdprüfenden Stelle, Hrsg.: Labor Deponietechnik der BAM, Berlin, Januar 1995

[14] Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV): Diverse Richtlinien für Berechnung und Herstellung von Entwässerungskanälen und Leitungen, (ATV Arbeitsblätter), Vertrieb über : Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., Sankt Augustin

[15] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik / Arbeitskreis „Geotechnik der Deponien und Altlasten", GDA: Empfehlungen des Arbeitskreises, teilweise als Entwürfe, teilweise als nunmehr gültige Empfehlungen des Arbeitskreises in der Bautechnik 71 (1994), Heft 9, Ernst & Sohn, Berlin 1994

und:

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik / Arbeitskreis „Geotechnik der Deponien und Altlasten", GDA: Empfehlungen des Arbeitskreises als Entwürfe in der Bautechnik 72 (1995), Heft 9, Ernst & Sohn, Berlin 1995

[16] Niedersächsisches Umweltministerium (Hrsg.): Standorterlaß des Niedersächsischen Umweltministers: Anforderungen an Deponiestandorte für Siedlungsabfälle, Referat für Umweltberichterstattung und Öffentlichkeitsarbeit auch im Nds. Mbl. Nr. 3/1992, S. 86 ff

[17] Kolonko, A.: Die Beurteilung des Verdichtungsgrades der Grabenverfüllung bei erdverlegten Rohrleitungen, Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau 10/81, S. 732-740, Bertelsmann Verlag, Gütersloh 1981

[18] Drescher, J., / Dahms, E.: Deponiedichtungssysteme nach dem Stand der Technik, Fachtagung Abfallwirtschaft und Deponietechnik in: Abfallwirtschaft, Band 5, Kassel, 1990

[19] Gartung, E.: Entwässerungssysteme für Abfalldeponien - Eignungsprüfungen an Drainmaterialien, Fachseminar: Abfalldeponien, Technische Akademie Wuppertal, Tagungsband, Eigenverlag der TAW, Wuppertal, Januar 1995

[20] Blümel, W. / Brummermann, K.: Reibung zwischen Geokunststoffen und Erdstoffen in Deponiedichtungen, in: Müll und Abfall, 26. Jahrgang, Heft 5/94, S. 242-259, Erich Schmidt Verlag, Berlin 1994

[21] Böttcher, A.: Vorläufige Zulassungsgrundsätze des DIBt für Bauteile in Deponien, Tagungsband des Süddeutschen Kunststoff-Zentrums (SKZ), Fachtagung, Würzburg 1995

[22] Knoll, A. / Bruns, S.: Bodenvergütung im Deponiebau - Qualitätssicherung, Entsorgungspraxis Heft 3/96, Bertelsmann Verlag, Gütersloh 1996

[23] Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (Hrsg.): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau - ZTVE-StB 94, Köln 1994

[24] Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (Hrsg.): Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau - ZTVT-StB 86, Köln 1986

[25] Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (Hrsg.), Arbeitsgruppe „Mineralstoffe im Straßenbau": Technische Lieferbedingungen für Mineralstoffe im Straßenbau - TL Min-StB 90, Köln 1990

[26] Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (Hrsg.): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen - RStO 86, Köln 1986

[27] Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (Hrsg.): Richtlinie für die Güteüberwachung von Mineralstoffen im Straßenbau - RG Min-StB 93, Köln 1993

[28] Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (Hrsg.): Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau, TP BF-StB 88, Köln 1988

[29] DIN-Taschenbuch 113, Erkundung und Untersuchung des Baugrunds, Beuth Verlag, Berlin 1993

[30] DIN-Taschenbuch 36, Erd- und Grundbau, Beuth Verlag, Berlin 1991

[31] DIN 18132 (Entwurf Juli 1993), Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte: Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens, Beuth-Verlag, Berlin, 1993

[32] Österreichische Norm B 4420, Erd- und Grundbau; Untersuchung von Bodenproben; Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Kompressionsversuchen, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, „1. Jänner 1989"

[33] American Society for Testing and Materials: ASTM D 5321 - 92, Standard Test Method for Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic or Geosynthetic and Geosynthetic Friction by Direct Shear Method, Philadelphia 1992

[34] DIN 4226, T1 - T3, Zuschlag für Beton, Beuth-Verlag, Berlin, 1983

[35] DIN 52 101, Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen, Probenahme, Beuth-Verlag, Berlin, 1988

[36] DIN 52 110, Prüfung von Naturstein, Bestimmung der Schüttdichte von Gesteinskörnungen, Beuth-Verlag, Berlin, 1985

[37] DIN 52 114, Prüfung von Gesteinskörnungen, Bestimmung der Kornform mit dem Kornform-Meßschieber, Beuth-Verlag, Berlin, 1988

[38] Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V. (DVGW), Eschborn. Arbeits- und Merkblätter über: Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser GmbH, Bonn

[39] Deutscher Verband für Schweißtechnik e.V. (DVS): Kunststoffe, Schweißen und Kleben, Taschenbuch DVS-Merkblätter und Richtlinien, 6. Auflage 1995, DVS-Verlag, Düsseldorf 1995

[40] Gütegemeinschaft Kunststoffrohre e.V. (GKR): diverse Merkblätter und Richtlinien, Dyroffstraße 2, 53113 Bonn

[41] Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (Hrsg.): Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus, Köln 1994

[42] Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (Hrsg.): Technische Lieferbedingungen für Geotextilien und Geogitter im Erdbau des Straßenbaus, TL-Geotex E-Stb 95, Köln 1995

[43] Verdingungsordnung für Bauleistungen, Teil B (VOB/B), in: Beck´sche Gesetzestexte mit Erläuterungen, Beck´sche Verlagsbuchhandlung, München 1993

[44] HOAI '96, Textfassung der Honorarordnung für Architekten und Ingenieure vom 01. Januar 1996, Bauverlag, Wiesbaden/Berlin, 1996

[45] Verdingungsordnung für Bauleistungen, Teil A (VOB/A), in: Beck´sche Gesetzestexte mit Erläuterungen, Beck´sche Verlagsbuchhandlung, München 1993

[46] Blümel, W. / Brummermann, K.: Standsicherheit von Dichtungssystemen - Grundlagen der Berechnung, Tagungsband des Süddeutschen Kunststoff-Zentrums (SKZ), Fachtagung, Würzburg 1995

[47] Knoll, A. / Bruns, S.: Inhomogene Materialien im Deponiebau - Qualitätssicherung, Entsorgungspraxis Heft 1-2/96, Bertelsmann Verlag, Gütersloh 1996

[48] Schicketanz, R.: Wirkungsweise der Kombinationsabdichtung und Anforderungen an die mineralische Oberfläche, in: Müll und Abfall 24. Jahrgang, Heft 5/92, Seite 287 - 295, Erich Schmidt Verlag, Berlin 1992

[49] Unveröffentlichte Untersuchungen für ein Deponieprojekt zum bodenmechanischen Verhalten von mit Tonmehl und mit Fertigmischungen vergüteten bindigen Böden am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig 1995

[50] Unveröffentlichte Untersuchungen insbesondere zum Spannungs-Verformungs-Verhalten und zur Stabilität von Drainagekies, Untersuchungen für Deponieprojekte und: 2 Studienarbeiten am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig 1995

[51] Bachmann, M. / Knoll, A.: Hohes Qualitätsniveau mineralischer Dichtungen im Widerspruch zu schnellem Baufortschritt ?, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 43, Fachseminar „Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau", Braunschweig, März 1994

[52] Unveröffentlichte Untersuchungen zur Durchlässigkeit von Bentonitmatten in Geotextilebene, Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig 1995/96

Autorenverzeichnis

Dipl.-Geol. M. Bachmann, Dipl.-Ing. S. Bruns
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Baunschweig (IGB·TUBS)
Gaußstr. 2
38106 Braunschweig

Dr.-Ing. E. Biczók, Dr.-Ing. O. Beilke
GTU Erdbaulabor
Sahlkamp 149
30179 Hannover

Prof. Dr.-Ing. W. Blümel, Dipl.-Ing. A. Lottmann, Dipl.-Ing. K. Brummermann, Dipl.-Ing. C. Stoewahse
Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Energiewasserbau (IGBE)
Universität Hannover
Appelstr. 9a
30167 Hannover

Dipl.-Ing. W. Bräcker
Niedersächsisches Landesamt
für Ökologie (NLÖ)
An der Scharlake 39
31135 Hildesheim

Dr.-Ing. S. Demmert, Prof. Dr.-Ing. H. Steffen
Dr.-Ing. Steffen Ingenieurgesellschaft
Im Teelbruch 128
45219 Essen

Prof. Dr.-Ing. H. Düllmann
Geotechnisches Büro
Neuenhofstr. 112
52078 Aachen

Dipl.-Geol. Th. Egloffstein, Dipl.-Ing. G. Burkhardt
Ingenieurges. Prof. Czurda & Partner mbH
Badener Str. 8
76227 Karlsruhe

Dipl.-Ing. Ch. Herold
Deutsches Institut für Bautechnik
(DIBT) Referat II 8
Kolonnenstraße 30
10829 Berlin

Dipl.-Ing. J. Kayser
(ehemals IGB·TUBS)
Trischler und Partner Consult GmbH
Niederlassung Erfurt
Platz der Jugend 2
99102 Waltersleben

Dipl.-Ing. A. Knoll
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Baunschweig (IGB·TUBS)
Gaußstr. 2
38106 Braunschweig

Dr. S. Melchior, Dipl.-Biol. B. Steinert, Dipl.-Biol. K. Burger, Dipl.-Inform.-Dipl.-Geogr. K. Berger
Institut für Bodenkunde
Universität Hamburg
Allende-Platz 2
40146 Hamburg

Dipl.-Ing. W. Oltmanns, Dipl.-Ing. G. Maybaum
Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz und Partner
Beratende Ingenieure für Geotechnik GmbH
Rebenring 33 (Technologiepark)
38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. H. P. Pfiffner
Walo Bertschinger AG
Postfach 7534
8023 Zürich
- Schweiz -

Dipl.-Ing. W. Prühs, Dr.-Ing. E. Gartung, Dipl.-Ing. H. Quenzler
Landesgewerbeanstalt Nürnberg
Grundbauinstitut
Tillystr. 2
90431 Nürnberg

Dipl.-Ing. H. Richter, Dipl.-Ing. M. Pülm
Ingenieurbüro Richter - Beratende Ingenieure
Mittelalle 11
31139 Hildesheim

Dipl.-Ing. R. Schicketanz
Ingenieurbüro Schicketanz
Graf-Schwerin-Str. 1a
52066 Aachen

Dipl.-Ing. Th. Schulz
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Baunschweig (IGB·TUBS)
Gaußstr. 2
38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. R. Wunsch
Institut für Bodenmechanik und Grundbau
- Prof. Dr.-Ing. A. Horn -
Universität der Bundeswehr München
85577 Neubiberg

ZAF

Veröffentlichungen des Zentrums für Abfallforschung der Technischen Universität Braunschweig

Postfach 3329, 38023 Braunschweig
Telefon (0531) 391-3960
Telefax (0531) 391-4584

Heft 1: **Bodensanierung und Grundwasserreinigung - Wiedernutzung von Altstandorten -**
Fachseminar 24./25.09.1986, Braunschweig

Heft 2: **Möglichkeiten der Überwachung und Kontrolle von Deponien und Altablagerungen**
Fachseminar 25./26.09.1987, Braunschweig

Heft 3: **Behandlung von Sickerwässern aus Abfalldeponien**
Fachseminar 13./14.09.1988, Braunschweig

Heft 4: **Abfallreduzierung und Restmüllentsorgung**
Fachseminar 28./29.09.1989, Braunschweig

Heft 5: **Erfassung und Bewertung von Altablagerungen**
Fachseminar 27./28.09.1990, Braunschweig

Heft 6: **Aufbereitung fester Siedlungsabfälle vor der Deponierung**
Fachseminar 26./27.09.1991, Braunschweig

Heft 7: **Ist die thermische Behandlung von Abfallstoffen vermeidbar ?**
Fachseminar 24./25.09.1992, Braunschweig

Heft 8: **Sickerwasser aus Mülldeponien**
- vermeiden - verhindern - behandeln -
Fachseminar 23./24.09.1993

Heft 9: **Abfallwirtschaft im Lichte der neuen Vorschriften**
Fachseminar 29./30.09.1994

Heft 10: **Mechanisch-biologische Behandlung von Abfällen**
- Erfahrungen, Erfolge, Perspektiven
Fachseminar 28./29.09.1995

IGB·TUBS

Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

Nr. 76-1	Scheffler, E.	Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, 1976
Nr. 78-2	Frank, H.	Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elementen, 1978 *
Nr. 79-3	Schnell, W.	Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979
Nr. 80-4	Ruppert, F.-R.	Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980
Nr. 81-1	Schuppener, B.	Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, 1981 *
Nr. 6	Wolff, F.	Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981
Nr. 7	Bätcke, W.	Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, 1982
Nr. 8	Meseck, H. Schnell, W.	Dichtungswände und -sohlen, 1982 *
Nr. 9	Simons, H. Ruppert, F.-R.	Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen, 1982 *
Nr. 10	Beckmann, U.	Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982

IGB·TUBS

Nr. 11	Papakyriakopoulos	Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983
Nr. 12	Sondermann, W.	Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983
Nr. 13	Meseck, H.	Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984
Nr. 14	Raabe, W.	Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen, 1984
Nr. 15	Früchtenicht, H.	Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 1984
Nr. 16	Knüpfer, J. Meseck, H.	Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1984
Nr. 17	N.N.	Ablagerung umweltbelastender Stoffe - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 *
Nr. 18	Simons, H. Reuter, E.	Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers, 1985 *
Nr. 19	Meseck, H.	Dynamische Pfahltests - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985
Nr. 20	Meseck, H.	Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 *

Nr. 21	Balthaus, H.	Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden, Diss.,1986
Nr. 22	Kayser, R. Meseck, H. Rösch, A. Hermanns, R.	Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen, 1986
Nr. 23	Meseck, H.	Dichtwände und Dichtsohlen - Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987
Nr. 24	Krause, Th.	Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation,1987
Nr. 25	Meseck, H.	Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, Dissertation,1987
Nr. 26	Reuter, E.	Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Dissertation,1988
Nr. 27	Wichert, H.-W.	Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation,1988
Nr. 28	Geil, M.	Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation,1989
Nr. 29	Kruse, T.	Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Dissertation,1989
Nr. 30	Rodatz, W. u.a.	Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, 1989

IGB TUBS

Nr. 31	Rodatz, W. Beckefeld, P. Sehrbrock, U.	Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen - Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. März 1990
Nr. 32	Knüpfer, J.	Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, 1990
Nr. 33	Beckefeld, P.	Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation,1991
Nr. 34	He, G.	Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, Dissertation,1991
Nr. 35	Rodatz, W. Sehrbrock, U.	Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten), Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
Nr. 36	Kahl, M.	Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers, Dissertation, Dissertation,1991
Nr. 37	Rodatz, W. Hemker, O. Voigt, Th.	Standsicherheiten im Deponiebau, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
Nr. 38	Rodatz, W. Meier, K.	Dynamische Pfahltests, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
Nr. 39	Rösch, A.	Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren, Dissertation,1992

Nr. 40	Sehrbrock, U.	Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, Dissertation, 1993
Nr. 41	Rodatz, W. Hartung, M. Wienholz, B.	Pfahl Symposium 1993 Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
Nr. 42	Rodatz, W. Gattermann, J. Hartung, M.	IGB·TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 technischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 1993
Nr. 43	Rodatz, W. Hemker, O. Horst, M. Kayser, J.	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 '94 Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
Nr. 45	Hartung, M.	Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand, Dissertation, 1994
Nr. 46	Hemker, O.	Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen, Dissertation, 1994
Nr. 47	Voigt, Th.	Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen, Dissertation, 1994
Nr. 48	Rodatz, W. Ernst, U. Wienholz, B.	Pfahl-Symposium 1995 Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
Nr. 49	Kayser, J.	Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation, 1995

IGB-TUBS

Nr. 50	Rodatz, W. Gattermann, J. Wienholz, B. Vittinghoff, T.	Messen in der Geotechnik '96 Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
Nr. 51	Rodatz, W. Knoll, A.	Braunschweiger Deponieseminar '96 Fachseminar in Braunschweig am 14. und 15 März 1996
Nr. 52	Maybaum, J.	Erddruckentwicklung auf eine Kaimauer in Schlitzwandbauweise, Dissertation, 1996

* = vergriffen