

Bewehrung von Dichtungssystemen mit Geokunststoffen

1. EINLEITUNG

Mit der Einführung von TA-Abfall in 1991 und TA-Siedlungsabfall in 1993 in die deutsche Baupraxis wurden z. T. neue und z. T. verschärfte Bedingungen an die Deponieabdichtungssysteme gestellt. Obwohl schon vor der Einführung der o. g. Regelungen Deponien mit einer Kombinationsdichtung gebaut wurden, waren einige Anforderungen bzw. Bedingungen mehr oder weniger von dem Ermessen der Genehmigungsbehörden und Planern abhängig. Das neue Konzept einer Kombinationsabdichtung bestehend aus einer mineralischen Dichtung und einer Kunststoffdichtung wurde verfeinert und einheitlich für alle Bundesländer geltend gemacht. Somit stand der Deponiebau beginnend mit dem Anfang der 90-Jahre vor einer Herausforderung, einheitlich, nachweislich und sicher Deponien zu planen, bauen und abzudecken. Hierzu musste das Bauen mit Geokunststoffen besser als bisher beherrscht werden inklusive der sog. „Antigleitbewehrung“. Das Thema wurde unter anderem vor genau 15 Jahren bei dieser Tagung von dem einen Verfasser behandelt (Alexiew 1994). Leider fehlte es an Erfahrungen und Vorschriften zur Ermittlung der Scherparameter in mehreren Fugen der neuen Dichtungssysteme. Es gab keine Regelungen wie zuverlässig eine Nachweisführung für „Antigleitbewehrungen“ zu erstellen ist. Probleme gab es auch mit Lastannahmen und Einstufung von oft mehreren Bauzuständen in die entsprechenden Lastfälle und der Bemessung von Verankerungen wegen ihrer komplexen Arbeitsweise. Es gab auch Misserfolge bei einigen Probefeldern bzw. einige von ihnen wurden gezielt zum Gleiten gebracht, um genauer die damalige Nachweisführung der Gleitsicherheit bzw. die Bemessung von „Antigleitbewehrungen“ überprüfen zu können. Schritt für Schritt wurde das Bauen mit Geokunststoffen im Bereich des Deponiebaues jedoch weiterentwickelt, was durch mehrere Publikationen und Veröffentlichungen von vielen Empfehlungen, Merkblättern etc. dokumentiert wurde. Aus heutiger Sicht kann man festhalten, dass viele von den damaligen Problemen oder Fragestellungen gelöst wurden, dennoch stellt auch heute noch der Deponiebau die höchsten Anforderungen an die Planer, die Deponiebauer und die Überwacher.

Geosynthetische Bewehrungen fanden auch eine breite Anwendung als Tragschichtbewehrungen und wurden erfolgreich in Zwischenabdichtungssystemen integriert oder auch bei Abdeckungen von Schlämmen bzw. Brachflächen eingesetzt. Insbesondere stellt die Planung und die Bauausführung von Abdeckungen der Schlammdeponien wegen der spezifischen Eigenschaften von Schlämmen bis heute eine Herausforderung hinsichtlich der Ermitt-

lung von Kennwerten, der Durchführung von Standsicherheitsnachweisen und der Bauphysik dar. Hierzu fehlen noch bis heute Empfehlungen und Regelungen, so dass jedes Projekt sehr sorgfältig und vielschichtig zu analysieren und bearbeiten ist. Außerdem wurden geosynthetische Bewehrungen für den Schutz von Oberflächenabdichtungssystemen gegen lokale Verformungen oder auch gegen erdfallähnliche Erscheinungen im Deponiekörper angewandt.

In dem vorliegenden Beitrag werden Beispiele von geosynthetischen Bewehrungen im Deponiebau präsentiert, die sowohl die Anti-Gleitbewehrungen als auch Tragschichtbewehrungen in Deponieabdichtungssystemen enthalten. Es wurden unter vielen Projekten aus Platzgründen nur einige von denen herausgesucht, die (wenigstens für die entsprechende Zeit) eine spürbare Herausforderung darstellten bzw. neuartige Lösungen oder Bautechniken mit sich brachten.

2. ANTIGLEITBEWEHRUNG IN ABDICHTUNGSSYSTEMEN: WELCHE SIND DIE MAßGEBENDEN KENNWERTE IM „SANDWICH“?

Alle folgenden Überlegungen gelten sinngemäß sowohl für Basis- wie auch für Oberflächenabdichtungssysteme, denn es handelt sich immer um mehrschichtige Boden-Geokunststoff („Sandwich“-)Systeme, und das Scher-Verbundverhalten der Komponenten und die entsprechenden Ansätze oft einen sehr großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben. Dieser Abschnitt hat keinen direkten Zusammenhang mit den darauffolgenden Fallbeispielen, erscheint jedoch angebracht.

Der Aufbau nach TA-Abfall und TA-Siedlungsabfall der Dichtungssysteme ist in der Abb. 1 dargestellt. Hierbei ist es sichtbar, dass drei Fugen von einer Bedeutung für die Gleitsicherheit in diesem Aufbau sind:

- KDB PEHD gegen mineralische Dichtung
- Schutzschicht gegen KDB PEHD
- Dränschicht gegen Schutzschicht.

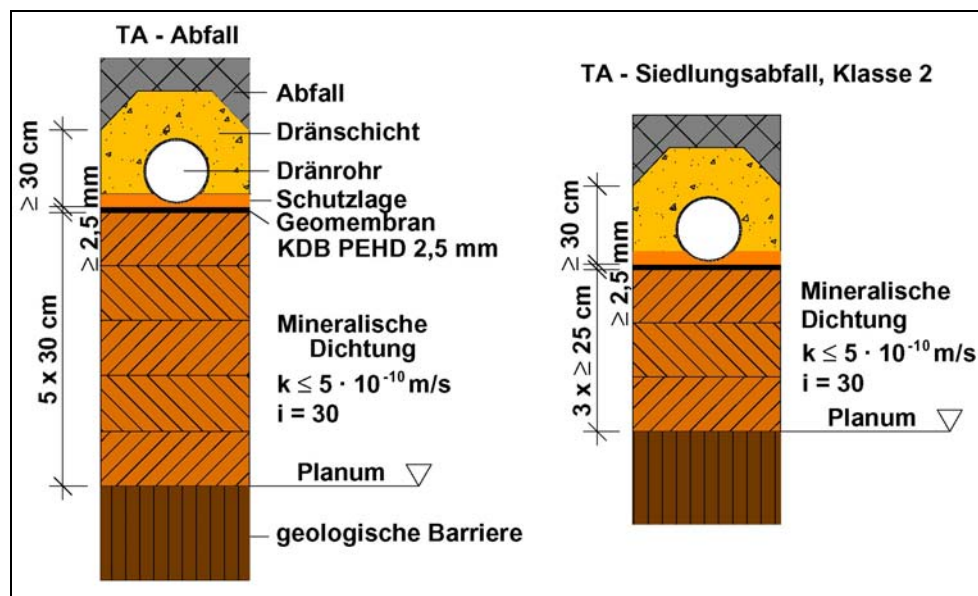


Abb. 1: Abdichtungssysteme gemäß TA-Abfall und TA-Siedlungsabfall

Es wird angenommen, dass die innere Scherfestigkeit aller Komponenten (Böden und Kunststoffe) größer ist als die Scherfestigkeit im Kontakt von zwei Reibungspartnern. Die ausreichende höhere innere Scherfestigkeit von etwaigen Verbundgeokunststoffen (typischerweise Drän- und Bentonitmatten) ist eine wichtige Voraussetzung für ein intelligent und zweckmäßig aufgebautes Sandwich-Dichtungssystem. Die Kenntnis der Scherparameter in den Kontaktflächen und der einzelnen Schichten ist unumgänglich, und steht am Anfang jeglicher Berechnungen und Nachweise. Außer dem Nachweis der Gleitsicherheit ist der Nachweis der Spannungsfreiheit der KDB zu erbringen. Aus diesem Grund sind die Scherparameter sowohl für die maximale Scherfestigkeit (Peak-Werte) als auch für die Restscherfestigkeit zu ermitteln, (Steffen & Sobolewski 1993). Der Ansatz des Scher/Gleitverbundes im „Sandwich“ hat einen sehr großen Einfluss auf den Nachweis der Gleitstabilität („flaches Abgleiten“) und auf die Bemessung einer etwaigen Antigleitbewehrung. Deshalb einige detailliertere Überlegungen dazu.

Dank der vieljährigen Erfahrung und Sammlung von Kennwerten für standardisierte Materialien ist das Wissen über das Scherverhalten von vielen Geokunststoffen in gewissem Rahmen bekannt, so dass man sich oft erneute Untersuchungen sparen kann. Bei den Scherversuchen ist zu beachten, dass die Verlegerichtung der Geokunststoffe beim Einbau und die Abscherrichtung mit der geplanten Bauweise übereinstimmen. Außerdem sind die Versuche mit Auflaststufen durchzuführen, die tatsächlich erwartet werden. In der Praxis werden sehr oft lediglich drei Auflasten getestet. Oft ist die Streubreite jedoch so groß, oder die Gerade eher eine lastabhängige Kurve, dass mindestens fünf Auflaststufen benötigt werden. Mit

der Durchführung von fünf Versuchen mit unterschiedlichen Auflastspannungen ist eine statistisch abgesicherte Ermittlung von charakteristischen Werten für ein bestimmtes Zuverlässigkeitsniveau möglich. Weiterhin ist zu beachten, dass die Proben wassergesättigt sein sollen und alle Porenüberdrücke vor dem Start des Abscherens abgebaut wurden. Das Abscheren soll mit einer Geschwindigkeit erfolgen, die keinen Porenwasserüberdruck und keine viskosen Widerstände bewirkt. Um die Auswahl der geeigneten Schergeschwindigkeit zu erleichtern wurden in dem Entwurf der DGGT Empfehlungen (2005) folgende Angaben gemacht:

- Geokunststoff-Geokunststoff (Vliesstoff/Vliesstoff oder Vliesstoff/KDB): $v = 10-60 \text{ mm/h}$, vorwiegend werden Versuche mit 12 mm/h d.h. $0,2 \text{ mm/min}$ geführt.

Geokunststoff – nicht bindiger Erdstoff: $v = 10 \text{ mm/h}$

- Geotextil gegen bindiger Erdstoff: $v = 10 \text{ mm/h}$
- KDB gegen bindiger Erdstoff: $v = 0,3 \text{ bis } 1,0 \text{ mm/h}$.

Die oben gemachten Angaben gelten nicht für geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTD), für die separate Bedingungen gestellt wurden.

In dem Entwurf der DGGT Empfehlungen (2005) wird gefordert, dass zwei voneinander unabhängige Prüfinstitutionen mit den gleichen Versuchen zu beauftragen sind. Eine der Prüfinstitutionen kann das Labor des Herstellers sein. Die charakteristischen Werte der Scherparameter sind auf der Basis der Versuchswerte von einem Sachverständigen festzulegen. In DIN 1054 wird als charakteristischer Wert einer geotechnischen Größe ein „auf der sicheren Seite“ vom arithmetischen Mittelwert liegender Wert bezeichnet. Schade, dass DIN 1054 bzw. auch Eurocode 7 so eine trübe Definition des charakteristischen Wertes enthält. Von Land zu Land, von einem Sachverständigen zu anderem Sachverständigen wird der charakteristische Wert mit anderen Zahlen belegt, da die „sichere Seite“ im Empfinden von Menschen sehr unterschiedlich angesehen wird. Somit ergeben sich formell unterschiedliche Gleitsicherheiten bei identischen Aufbauten. Nach Meinung der Autoren könnte statt dessen z. B. die untere und obere Vertrauensgrenze mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % als eine Definition der charakteristischen Werte eingeführt werden. In dem Entwurf der DGGT Empfehlungen (2005) werden die charakteristische Werte wie folgt abgeleitet:

$$\delta_k = \text{atan}(\delta)/1,1$$

$$a_k = a/1,3$$

mit: δ - Mittelwert des Reibungswinkels von Versuchswerten

a - Mittelwert der Adhäsion von Versuchswerten

Die Faktoren 1,1 für die Reibung und 1,3 für die Adhäsion wurden von der E 96 der EAU 1990 übernommen. Somit ist die „sichere Seite“ mit zwei Zahlen belegt, die mit der Streubreite der Ergebnisse nichts zu tun haben.

Ob in gegebenem Fall Peak- oder Restwerte der Scherparameter maßgebend sind, hängt von den zulässigen Relativverformungen des Systems ab.

Eine Adhäsion zwischen einem Geokunststoff und einem Erdstoff darf in Standsicherheitsnachweisen nur dann berücksichtigt werden, wenn es sich um einen bindigen Boden handelt, für den im Scherversuch eine Kohäsion ermittelt wurde und wenn diese Adhäsion im Bau- und Endzustand wirksam ist. Bei folgenden Reibungspartnern darf nach dem Entwurf der Empfehlung E 3-8 keine Adhäsion angesetzt werden:

- zwischen glatten KDB und Dränmatten / Geotextilien
- zwischen glatten KDB und mineralischer Dichtung
- zwischen Dränmatten/Geotextilien und mineralischer Dichtung.

Im weiteren werden für die Adhäsion folgende Teilsicherheitsbeiwerte im Lastfall 1 vorgegeben:

- zwischen strukturierter KDB und Dränmatten: $\gamma_a = 2,0$, bei zahlreichen Wiederholungsversuchen $\gamma_a = 1,5$
- zwischen Dränmatten/Geotextilien und Dränmatten/Geotextilien: $\gamma_a = 2,0$, bei zahlreichen Wiederholungsversuchen $\gamma_a = 1,5$
- zwischen strukturierten KDB und mineralischer Dichtung: $\gamma_a = 2,0$
- zwischen Dränmatten/Geotextilien und mineralischer Dränschicht: $\gamma_a = 2,0$.

Für andere Lastfälle sind die γ_a -Werte sinngemäß basierend auf DIN 1054 zu wählen. Es kann angenommen werden, dass die $\gamma_\delta = \gamma_\phi$ gemäß DIN 1054 sind. Für weitere Bestimmungen bezüglich der Ermittlung der Kennwerte wird an diese Stelle auf den Entwurf der DGGT Empfehlungen (2005) Entwurf der Empfehlung verwiesen.

Soweit zum Thema „maßgebende Kennwerte“.

Es folgen nun einige Fallbeispiele (nicht nur zu „Antigleitbewehrungen“) wie in der Einleitung (Abschn. 1) erwähnt.

3. BEISPIEL EINER „ANTIGLEITBEWEHRUNG“ IN DER BASISABDICHTUNG DER DEPONIE BÖSCHISTOBEL

Es handelt sich um eine typische "Antigleitbewehrung" auf den steilen Böschungen der Deponie Böschistobel in Österreich, wobei hohe Zugkräfte bei geringsten Verschiebungen auf die Dauer zu gewährleisten waren. Die Problemstellung ist aus Bild 2 ersichtlich. Typisch für das Projekt sind die ungewöhnlich steilen Böschungen in Hanglage und die gesamte Müllkörper-Gleittendenz. Die Bemessung erfolgte nach dem auch in Deutschland gängigen Verfahren zum Nachweis der Sicherheit gegen "flaches Abgleiten" bei Mehrschichtsystemen auf Deponieböschungen (d.h. im Klartext mit einem Starrkörperbruchmechanismus). FEM-Analysen wurden nicht durchgeführt. Die bei den damaligen Berechnungen angesetzten Scher-Verbundbeiwerte zwischen den maßgeblichen Kontaktpartnern (schwerer Schutzvliesstoff/Kunststoffdichtungsbahn-KDB) lagen eher auf der sicheren Seite. Außerdem galt es zusätzlich (eine Besonderheit des Projektes) die allgemeine Gleittendenz zu neutralisieren. (Um 2% aus Drainagegründen nach draußen geneigter „Deponieboden“ mit glatter KDB und maßgebenden Reibungswinkel $\delta = 7^\circ$, Bild 2. Die Bereiche mit der glatten KDB waren schon gebaut). Wegen der erforderlichen hohen Zugkräfte mit der Vorgabe geringster Kurzzeit- und Langzeitverformungen kamen geschaltete Geogitter aus Aramid (AR) zur Anwendung: bei Segmenten der unteren Böschung (glatte KDB) ein Fortrac[®] R 1200/50-10 A und bei den höheren Böschungssegmenten (strukturierte KDB) ein Fortrac[®] R 550/100-30 A. Die Grenzdehnung lag bei ca. 2,5 %, die Kriechdehnungen je nach Auslastungsgrad und Zeit bei 0,1 bis 0,3 %. Weitere Informationen finden sich in (Plankel & Alexiew 1999).

Die Bauausführung erfolgte etappenweise im Jahr 1995. Die hohen zu verankernden Kräfte waren eine große Herausforderung und ergaben einen damals unkonventionellen Ankergraben, z. T. aus den Abbildungen 3 und 4 ersichtlich. Er war ca. 3 m breit und 1,5 m tief mit geschlossener Geogitterschleufe.

Das Projekt wurde messtechnisch begleitet. Typische Messergebnisse sind auf Abb. 3 dargestellt. Die Ergebnisse entsprachen erfreulicherweise ziemlich gut den Erwartungen. Die negative Folge war (auch wegen der viel langsameren als geplanten Deponieverfüllung) dass der zufriedene Bauherr auch aus Kostengründen die weiteren Messungen leider strich.

Bei dem Bauvorhaben Deponie Böschistobel handelt es sich nach unserem Kenntnisstand um die erste Anwendung weltweit von Aramid-Geogittern als Antiglittbewehrung im Deponiebau.

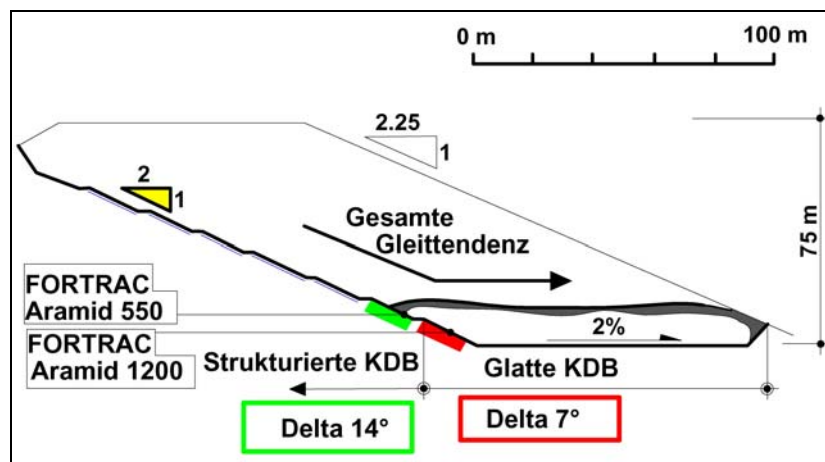


Abb. 2: Lokale und globale Gleitendenzen bei der Deponie Böschistobel

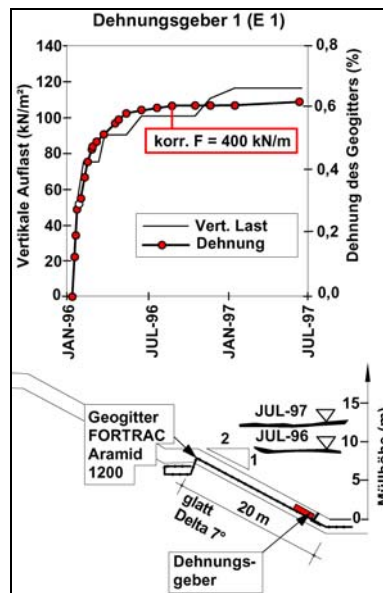


Abb. 3: Typische Ergebnisse bei einem Messquerschnitt auf der Deponie Böschistobel



Abb. 4: Verlegung der Geogitter Fortrac® R 1200 A und Ankergraben

4. BEISPIEL EINER TRAGSCHICHTBEWEHRUNG IN DER ZWISCHEN- ABDICHTUNG DER DEPONIE EINÖD BEI STUTT GART

Die Deponie Stuttgart Einöd musste in 1998 – 1999 zwecks Kapazitätsvergrößerung weiter um 60 -70 m erhöht werden. Es handelte sich in diesem Fall nicht um den typischen Fall „Antigleitbewehrung“. Es ging darum, die Verformungen der Unterlage für die mineralische Zwischenabdichtung zu minimieren. Es war ein kriecharmes dehnsteifes Geogitter erforderlich, das gleichzeitig in einem ziemlich aggressiven Milieu inklusive pH-Werte > 11 und anderer spezifischer chemischer Rahmenbedingungen beständig sein musste. Es wurden auch hohe Zugfestigkeiten bei geringen Dehnungen gefordert, abgestuft nach Bereichen und Lagenanzahl der vorgesehenen Geogitterbewehrung. Die erforderlichen Bemessungsfestigkeiten unter Ansatz aller Abminderungsfaktoren und der geforderten Sicherheitswerte lagen bei $F_d = 40 \text{ kN/m}$ bis 250 kN/m für eine quasi unbegrenzte Belastungsdauer unter ungünstigsten Bedingungen. In dieser Situation musste die Geogitterbewehrung gleichzeitig ungewöhnlich hohen „chemischen“ und „mechanischen“ Anforderungen entsprechen und auch bezahlbar bleiben. Man entschied sich für Geogitter aus Polyvinylalkohol (PVA), die dann projektspezifisch produziert und verwendet wurden. Das Projekt ist vereinfacht auf Abb. 5 im Grundriss dargestellt.

Man unterscheidet grundsätzlich drei Bewehrungsbereiche: vollflächig zur allgemeinen grundsätzlichen Lastauffangung und Minimierung von Setzungsdifferenzen, zusätzlich verstärkte Bereiche als Unterlage für die zukünftigen Sickerwasserstränge auf der Zwischenabdichtung, und einen noch intensiver bewehrten Bereich zur Überbrückung der Schwachstelle nach Rückbau des bisherigen Gasdoms. Die verwendeten ein- und biaxialen Geogitter haben Kurzzeitfestigkeiten von 150 kN/m bis 900 kN/m mit Maschenweiten von 20 bis 30 mm (Bild 5). Die Längs- und Querlagen der Geogitter (Abb. 5) waren von hochverdichteten Bodenlagen getrennt, um etwaige Verbundverluste bei einem (einfacheren) direkten Aufeinanderlegen zu vermeiden. Die Bauausführung erfolgte im Sommer '98. Auf Abb. 6 ist das System fast fertig, man erkennt in der Mitte den Bereich über dem Gasdom. Der weitere Aufbau und die Inbetriebnahme erfolgten plangemäß. Bis heute sind keine Probleme bekannt, was die Richtigkeit und Zweckmäßigkeit der damaligen Lösung bestätigt. Es handelt sich bei der Deponie Einöd nach unserem Kenntnisstand um die weltweit erste Anwendung von PVA-Geogittern im Deponiebau.

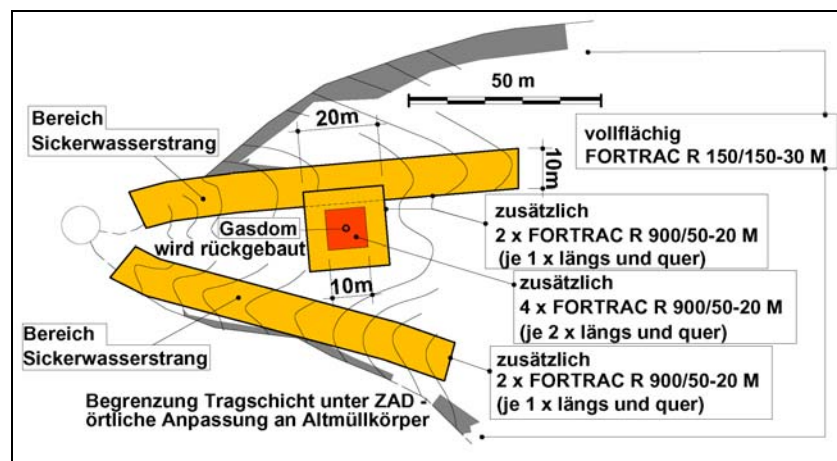


Abb. 5: Deponie Einöd- Bewehrung der Unterlage für die Zwischenabdichtung mit PVA-Geogittern



Abb. 6: Deponie Einöd: Bewehrung der Unterlage für die Zwischenabdichtung mit PVA-Geogittern- fast fertig

5. BEISPIEL EINER TRAGSCHICHTBEWEHRUNG IN DER OBERFLÄCHEN-ABDICHTUNG DER JAROSITSCHLAMMDEPONIE GALING I, NORDENHAM

Mitte der 90er Jahre musste die Jarositschlammdeponie Galing I in Nordenham zuverlässig nach dem Stand der Technik abgedeckt werden. Die Fläche betrug ca. 105000 m² (ca. 300 m X 350 m), die Industrieschlammtiefe 6,0 bis 6,5 m. Es handelte sich um die nach unserem Kenntnisstand erste qualifizierte Schlammabdeckung dieser Größenordnung in Deutschland (Nüske 1995, Alexiew & Hangen 2003): aus bodenmechanischen, deponietechnischen und bauleistungsrechtlichen Gründen sicherlich eine große Herausforderung.

Es seien nur einige Punkte erwähnt: der Jarositschlamm hatte ausgeprägt thixotrope Eigenschaften und tendierte bei leichten Erschütterungen zur Verflüssigung; mit Ausnahme einer Kruste von ca. 0,2 m hatte der Schlamm eine sehr geringe undrainierte Scherfestigkeit von ca. $c_u = 15 \text{ kN/m}^2$; es war nach dem Aufbau des Abdecksystems mit beträchtlichen, zur Beckenmitte hin zunehmenden Konsolidierungssetzungen zu rechnen; wegen der großen Beckenausmaße war es nicht möglich, wenigstens eine geosynthetische Bewehrungslage aus vorgefertigten „Mega-Paneels“ über OK Schlamm komplett von Ufer zu Ufer zu ziehen, obwohl diese Technik den Verfassern bekannt war und bereits Erfahrungen auch mit den entsprechenden Geokunststoffen (Stabilenka[®] Geogewebe) z. B. aus Projekten in Großbritannien vorhanden waren. Aus Platzgründen können alle Überlegungen und Varianten hier nicht

erläutert werden, auf Abb. 7 ist nur die endgültige Lösung dargestellt, die auch zur Anwendung kam.

Es handelt sich um ein nach unserem Kenntnisstand einmaliges Schichtenpaket aus fünf unterschiedlichen Böden (mineralische Komponenten) und sechs unterschiedlichen Geokunststoffen, deren Hauptfunktionen aus Abb. 7 ersichtlich sind. Spezifisch im Konzept sind unter anderem die untere Drän/Kapillarschicht, die das ausgepresste Jarositschlammeluat bei der Konsolidierung aufnehmen und de facto speichern musste, wie auch die Kompensations- und Neigungsschicht (Null am Rand, 0,60 m Dicke in der Beckenmitte), die die Konsolidierungssetzungen kompensiert und letztendlich eine zu den Beckenrändern hin abfallende Neigung aller darüber liegenden Komponenten zwecks Oberflächenwasserabfluss sichert. Eine besondere Herausforderung war auch die Wahl der untersten Geokunststofflage, die gleichzeitig drei Funktionen übernehmen musste: Bewehren, Filtern und Trennen. Sie musste die Aufbaustabilität sichern, druckfrei das ausgepresste Wasser vom Schlamm in die Dränschicht durchleiten (s. oben) und Schlamm vom Überbau dauerhaft trennen. Aus mechanischer Sicht wurde unter anderem eine Bemessungsfestigkeit $\geq 20 \text{ kN/m}$ bei einer Dehnung von $\leq 3 \%$ für mindestens ein Jahr inklusive der Nähte/Verbindungen/Überlappungen gefordert, aus hydraulischer: eine effektive Öffnungsweite von ca. $O_{90} = 0,1 \text{ mm}$. So entstand projektbezogen der Verbundstoff Comtrac^R 100/150 B30 mit Kurzzeitfestigkeiten 100 kN/m längs (MD) und 150 kN/m (also höher!) quer zur Bahn (CD) in Kombination mit einer Vernähung der Nebenbahnen vor Ort; dabei wurden nach einem Optimierungsvorgang entsprechende Nähfäden und Nähtechniken angewendet. Die Vernähung wurde einer Überlappung bevorzugt, denn dadurch wird ein Hindurchkriechen des Schlammes nach oben ausgeschlossen. Auf weitere (schwierige) Details wie z. B. Baustraßen auf dem Schlamm usw. wird hier aus Platzgründen verzichtet. Die komplette Überwachung erfolgte durch das Ingenieurbüro Dr. Knipschild. Die alles Andere als einfache Ausführung erfolgte 1994 – 1995 durch die Fa. Matthäi, Westerstede kompetent und problemlos, obwohl manchmal bodenmechanisch bedingt (lokal schlechtere Schlammkennwerte plus Thixotropie, s. oben) ziemlich nah an lokalen Grundbrüchen. Die Abbildungen 8 und 9 zeigen Etappen der Ausführung.

Obwohl seitdem etliche weitere Schlammabdeckungen in Deutschland und anderswo erfolgten (z. B. Alexiew & Hangen 2003, Syllwasschy & Brokemper 2007) handelt es sich bei der Schlammdeponie Galing I nach dem Kenntnisstand der Verfasser um das bis jetzt komplizierteste Projekt dieser Art unter Anwendung eines Elfkomponentensystems (5 x Boden, 6 x Geokunststoffe).

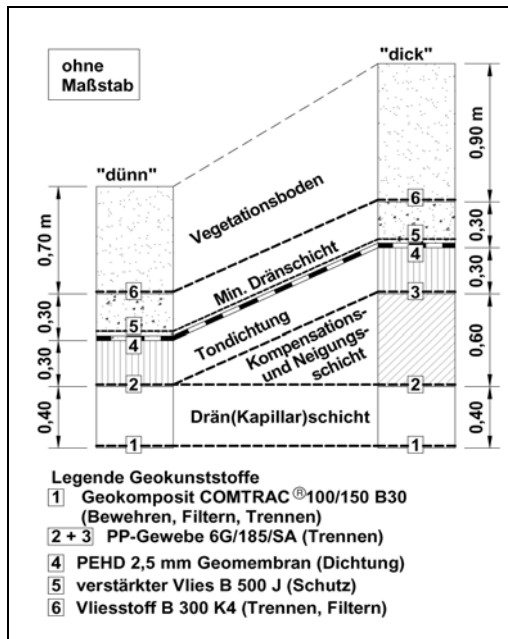


Abb. 7: Oberflächenabdichtung der Jarositschlammdeponie Galing I: Komponenten und Funktionen

Abb. 8: Galing I: Vernähung des Geoverbundstoffes Comtrac® 100/150 B30



Abb. 9: Galing I: Aufbau des Elfkomponentensystems (Teilansicht) auf dem Jarositschlamm

6. BEISPIEL EINER „ANTIGLEITBEWEHRUNG“ IN DER OBERFLÄCHENABDICHTUNG EINER INDUSTRIEKLÄRSCHLAMMDEPONIE, AKZO OBERBRUCH

Die Klärschlammdeponie mit einer Höhe von ca. 18 m wurde im Grundriss in Form eines abgerundeten Dreiecks ausgebildet, s. Abb. 10. Die Böschungen mit einer Neigung von 1:2 wurden durch zwei umlaufenden Bermen in drei Abschnitte gegliedert, jeder mit einer Höhe von ca. 5 m, s. Abb. 11. Die Deponie sollte gemäß TA-Abfall mit einer Kombidichtung abgedeckt werden. Zu dieser Zeit (1994-1996) stellte das Projekt eine Herausforderung dar, da der Bau einer mineralischen Dichtung auf einem Klärschlamm unter einer von Neigung 1:2 eine sehr hohe Verzahnung der mineralischen Dichtung mit dem Deponiekörper und der KDB mit der mineralischen Dichtung abverlangte. Außerdem musste die Gleitfuge zwischen der Dränmatte und der KDB mit einer Antigleitbewehrung abgesichert werden. Im weiteren sollte ein sehr guter Verbund zwischen dem Rekultivierungsboden und der Antigleitbewehrung gewährleistet werden. Die Planung und Bauleitung der Abdeckung der Klärschlammdeponie erfolgte durch die Dr.-Ing. Steffen Ing.-Gesellschaft mbH unter Mitwirkung der Autoren.

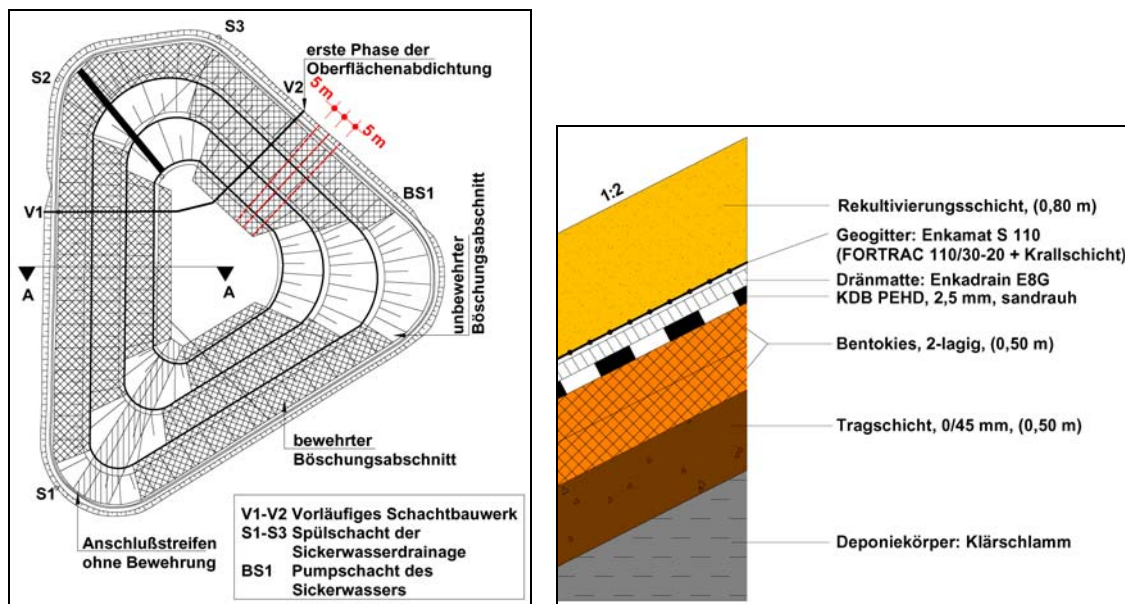


Abb. 10: Grundriss der Klärschlammdeponie **Abb. 11:** Klärschlammdeponie, Schema der Böschungen mit Oberflächenabdichtung
AKZO Oberbruch

Um eine gute Verzahnung zwischen dem Abdichtungssystem und dem abgelagerten kalk-konditionierten Klärschlamm zu erreichen, wurde zunächst eine Tragschicht der Dicke von 0,5 m aus einem Bauschutt 0/45 mm mit einer Seilführung der Baugeräte eingebaut und verdichtet. Diese Schicht diente gleichzeitig auch als ein Polster, das die Erschütterungen

des Klärschlammes während des Einbaus und der Verdichtung von mehreren Lagen des Abdichtungssystems auf ein verträgliches Maß abmindern sollte. Während der Bauarbeiten wurde festgestellt, dass ohne dieses Polster die Bewegungen von Baugeräten wegen der Verflüssigung des Klärschlammes kaum möglich waren.

Als eine mineralische Dichtung wurde damals Bentokies gewählt, da außer der Dichtigkeit auch die Scherfestigkeit und die Rauigkeit seiner Oberfläche von hoher Bedeutung war. Die Rezeptur des Bentokieses wurde erst nach zahlreichen Vorversuchen ermittelt, wobei der erforderliche Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von $k_v \leq 5,0 \times 10^{-10}$ m/s bei $i = 30$ einwandfrei nachgewiesen wurde. Der Bentokies wurde in zwei Lage jeder 0,25 m mit Hilfe einer Seilführung von Baugeräten eingebaut und verdichtet.

Wegen der steilen Neigung wurde eine beidseitig sandrauhe KDB PEHD der Dicke 2,5 mm gewählt. Um das Gewicht der Abdeckung zu reduzieren wurde auf die Dränschicht aus Kies der Dicke 0,30 m gemäß TA-Abfall verzichtet. Statt der mineralischen Dränschicht wurde hier eine hydraulisch gleichwertige geosynthetische Dränmatte Enkadrain® E 8G eingebaut. Bei der Auswahl der Dränmatte wurden folgende Kriterien beachtet:

- ausreichende Ableitkapazität in der Ebene auch unter permanenter Dauerauflast
- hohe innere Scherfestigkeit
- möglichst hoher Verbund nach unten zur KDB und nach oben zum Abdeckboden bzw. zu der „gemischten“ Kontaktfläche aus Geogitter und Abdeckboden
- Filterstabilität an der Oberseite zum Abdeckboden.

Die im Scherkasten 30 x 30 cm durchgeführte Scherversuche für die zwei wichtigsten Kontaktflächen ergaben folgende Kennwerte:

- Fuge: Enkadrain® E 8/G – KDB PEHD sandrauh: $\text{cal } \delta = 27,5^\circ$
- Fuge: KDB PHD sandrauh – Bentokies: $\text{cal } \delta = 35,8^\circ$.

Somit wurde ein sehr hoher Haftverbund zwischen dem Bentokies und der sandrauhem KDB PEHD nachgewiesen, der wegen der geforderten Spannungsfreiheit der KDB angestrebt war. Bei der geplanten Böschungsneigung von 1:2 war in der Fuge Dränmatte / KDB die Sicherheitsreserve zu gering: es musste hier eine Antigleitbewehrung verlegt werden. Nach statischen Berechnungen wurde als Bewehrung ein Verbundstoff Enkamat® S 110 mit einer Kurzeitfestigkeit von 110 kN/m gewählt. Er bestand aus einem Geogitter Fortrac® 110/30-20

mit einer verbundfest aufgetragenen Krallschicht, so dass eine hervorragende Verzahnung des Verbundstoffes mit dem Rekultivierungsboden erreicht werden konnte.

Die Verankerung der Bewehrung erfolgte in entsprechend dimensionierten Bermen, die gleichzeitig als Entwässerungsmulden konzipiert wurden, s. Abb. 12. Hierbei wurde bei der Überprüfung der Tragfähigkeit der Verankerung das Gleiten nur auf der Unterseite des Verbundstoffes berücksichtigt. Der verlangte Sicherheitsbeiwert der Verankerung betrug 1,50. Dies konnte durch das Verlegen der Entwässerungsrohre im Bereich der Verankerung erreicht werden, weil der Wasserauftrieb in den Mulden vermieden wurde. Auf den Abb. 13-15 sind unterschiedliche Aufbauphasen des dargestellt. Für weitere Einzelheiten wird die Publikation Alexiew & Sobolewski (1997) empfohlen. Bei der Deponie AKZO Oberbruch handelt es sich nach Kenntnisstand der Autoren um die damals steilste Schlammdeponie Deutschlands.

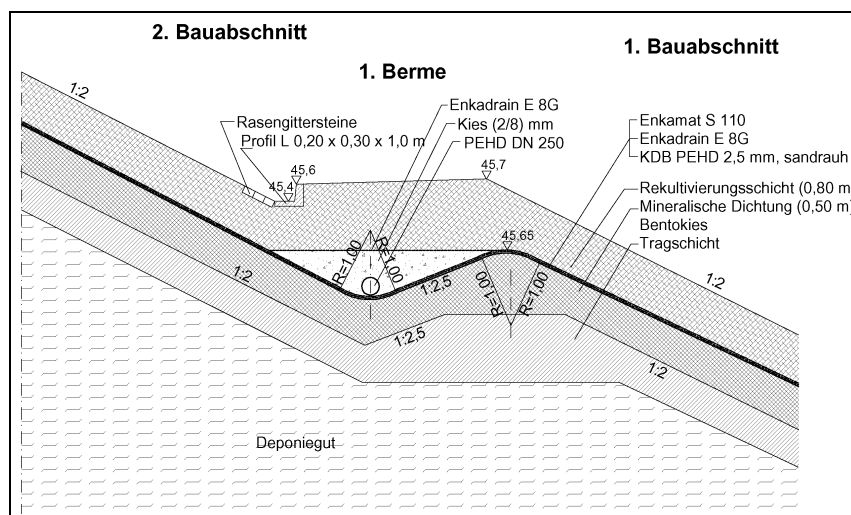


Abb. 12: Berme als Verankerungsstelle und Entwässerungsmulde der Oberflächenabdichtung

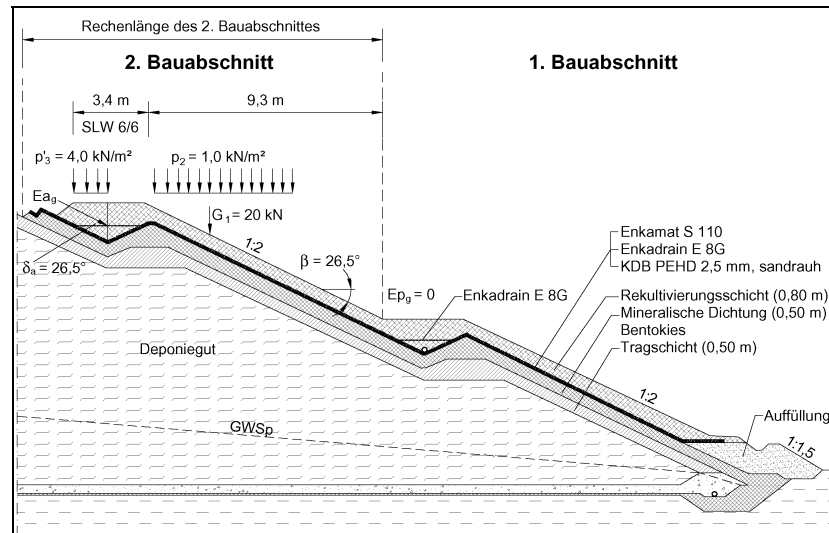


Abb. 13: Böschungsabdichtung in der Aufbauphase



Abb. 14: Detailaufnahme des Aufbaus auf der Kunststoffdichtungsbahn



Abb. 15: Übersichtsaufnahme der steilen Deponieböschungen in der Bauphase

7. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Der moderne und anspruchsvolle Deponiebau und die Deponieschließung sind seit mehr als 20 Jahren untrennbar mit der Anwendung von Geokunststoffen verbunden. Hierzu zählen auch geosynthetische Bewehrungen, die in Form von Geogittern, Geweben oder Verbundstoffen angewendet werden.

In Abhängigkeit von der Problemstellung werden die Bewehrungen zur Verbesserung von Tragschichtverhalten, zur Erhöhung der Gleitsicherheiten oder als Membranbewehrungen in Oberflächenabdichtungen bei Einbruchgefährdung genutzt.

Die Vielfalt der heute verfügbaren Geokunststoffe (als Typ und Polymerart) erlaubt es für jeden spezifischen Fall die optimale Bewehrung zu finden.

Während der letzten 20 Jahre wurden Vorschriften, Regelungen, Empfehlungen und Merkblätter ausgearbeitet und veröffentlicht, so dass heute der Planer und der Deponiebauer gute Grundlagen für Deponieplanung, Standsicherheitsberechnungen und Bauausführung zur Verfügung haben. Dieser Fortschritt erfolgte auch auf Grund von Projekten, bei welchen neue Lösungen und Materialien erfolgreich angewendet wurden. Im vorliegenden Beitrag wurden einige Beispiele vorgestellt, die den mühsamen aber erfolgreichen Fortschritt der Anwendung von Geokunststoffbewehrungen im Deponiebau präsentieren. Sicherlich ist es unmöglich anhand von wenigen Einzelfällen das gesamte Bild der Deponiebauentwicklung in den letzten 20 Jahren darzustellen. Dennoch sind die dargestellten Projekte nach Meinung der Autoren für die damaligen Zeiten (und heute noch) neuartig und technisch weiterführend und daher präsentationswürdig.

LITERATUR

Alexiew, D.; (1994) Bemessung geotextiler Bewehrungselemente für Dichtungssysteme auf geneigten Flächen. 10. Fachtagung „Die sichere Deponie“, SKZ 1994, S. 197 – 212

Alexiew, D.; et al (1995) On the slope stability of landfill capping seals using GCL's. Proceedings International Symposium on Geosynthetic Clay Liners, Nürnberg, S. 151 – 158

Alexiew, D.; Sobolewski, J. (1997) Effiziente Oberflächenabdichtung- zwei Praxisbeispiele für steile Deponieoberflächen. Proceedings 1. Österreichische Geotechniktagung, Wien, 1997

Alexiew, D. (2004) Bewehrungselemente aus Kunststoff für Oberflächenabdichtungen auf setzungsempfindlichen Deponien und Reststoffablagerungen. 20. Fachtagung „Die sichere Deponie“, SKZ Würzburg, Februar 2004

Alexiew, D., Hangen, H. (2003) Schlammteichabdeckung mit flexiblen Bewehrungselementen- Zwei Fallbeispiele. 1. Symposium Umweltgeotechnik, Oktober 2003, Weimar. In: Bauhaus-Universität Weimar, Schriftenreihe Geotechnik, H. 6, Band 2. S. 265-283

Alexiew, D.; Kranz, J.; Thamm, B.R (1998) Sanierung von Industriebrachen- Prüfung und Anwendung eines optimierten Oberflächensystems. Tagungsband Deutsche Baugrundtagung Stuttgart 1998, S. 219-221

Entwurf der Empfehlungen „Geotechnik der Deponiebauwerke“ der DGGT (2005), Bautechnik 9 2005

Nüske, Cl. (1995) Oberflächendichtung einer Jarositdeponie. Tagungsband „Die sichere Deponie“, 16 - 17 Februar 1995, Würzburg: SKZ

Plankel, A.; Alexiew, D. (1999) High-strength aramid geogrids to prevent sliding on steep landfill basal slopes. Proceedings 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta 1999, S. 475 - 480

Reuter, E., et al. (2002) Geotechnische Entwurfsbearbeitung zur Überbauung von Schlammteichen und Tailings. Bauingenieur (77) 2002, S. 413-420

Steffen H., Sobolewski J.; (1993) Standsicherheitberechnungen im Deponiebau, 3. Informations- und Vertragsveranstaltung über „Kunststoffe in der Geotechnik“ München März 1993, Geotechnik Sonderheft 1993